



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA EL
DISEÑO HIDRÁULICO DEL ACUEDUCTO
ARCEDIANO – GUADALAJARA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

VIDAL MAGAÑA OROZCO



TUTOR:
DR. RAFAEL B. CARMONA PAREDES

2005

Resumen

El crecimiento de la población en la Zona Conurbada de Guadalajara, aunado a la frágil situación que vive su principal fuente de abastecimiento de agua, el Lago de Chapala, son factores determinantes que señalan como indispensable e inaplazable disponer de la nueva fuente de abastecimiento de agua que ofrece el sitio Arcediano, donde se podrán captar $6.6 \text{ m}^3/\text{s}$ del río verde, más $3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ del río Santiago, con lo cual se contaría con $10.4 \text{ m}^3/\text{s}$ para satisfacer el déficit actual y la demanda futura hasta el 2030, contribuyendo así a la recuperación y conservación del Lago de Chapala y a reducir la sobre explotación de los acuíferos hasta lograr su equilibrio y restauración. Por ello, los gobiernos estatal y federal, a través de distintos organismos especializados, han hecho esfuerzos para llevar a cabo la construcción de una presa de almacenamiento que permita aprovechar las aguas de los dos ríos mencionados.

Observando lo señalado en el párrafo anterior, el presente trabajo pretende sumarse a estos esfuerzos al ocuparse del estudio de diferentes alternativas para el diseño hidráulico del acueducto que se requiere para conducir el agua, desde el almacenamiento en Arcediano, hasta la Planta Potabilizadora San Gaspar, situada en el extremo noreste de la ZCG. Entre sus propósitos y quizás, sus principales aportaciones, está la de constituirse como un documento de consulta en el que pueden observarse los resultados de diferentes estudios y análisis realizados para determinar cuál de las alternativas de acueducto estudiadas representa la mejor opción tanto hidráulica como económicamente; para ello, a lo largo de los capítulos que lo conforman se efectúan, a partir de análisis hidráulicos bajo flujos estacionario y transitorio, las evaluaciones de diferentes opciones de trazo, localización de la planta de bombeo y arreglos en el equipo de bombeo, espesores resistentes de la línea de conducción, sistemas de dispositivos del control de transitorios hidráulicos, entre otros aspectos relacionados con el diseño hidráulico del acueducto.

Dedicatoria

*A los pueblos de América Latina
que no claudican en su lucha por construirse
un futuro mejor*

Agradecimientos

*A mi querida Universidad Nacional Autónoma de México,
que cumpliendo con su responsabilidad histórica
contribuyó cabalmente a mi formación profesional y humana;
transmitiéndome su vocación de servicio
y compromiso social.*

*A mis profesores,
sin cuya sensibilidad y determinación en el cumplimiento de su deber,
no habría podido completar mi aprendizaje.*

*Al Dr. Rafael Carmona P. y al M. I. Alejandro Sánchez H.,
por la orientación y apoyos brindados
para la realización de este trabajo.*

*Al Ing. Sergio Palafox y al Ing. Alonso Pérez, de la
Coordinación Técnica de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento de Jalisco,
por su ayuda y por su buena disposición e interés mostrados para que esta tesis
llegara a terminarse.*

*A mis padres y hermanos,
sin cuyo respaldo difícilmente
habría alcanzado esta meta.*

*A mi compañera Ana Cecilia,
cuya paciente impaciencia, su amistad y su cariño,
han sido alimento de mis días.*

Resumen	i
Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	3
1.1 Infraestructura hidráulica existente	4
1.2 Justificación del proyecto	6
1.3 Marco Físico	7
1.4 Hidrología	11
1.4.1 Integración de los escurrimientos	12
1.5 Aspectos socioeconómicos	14
2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE UN ACUEDUCTO	16
2.1 Periodo de diseño y vida útil	16
2.2 Población de proyecto	17
2.3 Gasto de diseño	19
2.4 Fuentes de abastecimiento	24
2.5 Obra de captación	25
2.6 Conducción	27
2.6.1 Trazo del acueducto	28
2.6.2 Determinación del diámetro de la conducción	31
2.6.3 Resistencia de la tubería a sobrepresiones y depresiones	34
2.6.4 Aspectos teóricos del flujo en tuberías	36
2.6.4.1 Ecuación de continuidad	36
2.6.4.2 Ecuación de Bernoulli	37
2.6.4.3 Pérdidas de energía	38
2.6.4.4 Carga piezométrica	41
2.6.5 Llenado y vaciado programado de la conducción	43
2.6.6 Operación estacionaria del sistema de bombeo	44
2.6.6.1 Curvas características	44
2.6.6.2 Curva del sistema	46
2.6.6.3 Punto de operación	47
2.6.6.4 Operación del sistema en paralelo	48
2.6.6.5 Cavitación y CNPS	51
2.7 Piezas especiales y válvulas	53
2.8 Flujo transitorio y dispositivos para su control	55
2.8.1 Dispositivos para el control de transitorios	58
3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS EN OPERACIÓN ESTACIONARIA	63
3.1 Alternativa 1a. Barranca y periférico (un bombeo)	63
3.1.1 Análisis en operación estacionaria	64
3.1.1.1 Generación de la curva del sistema	65

3.1.1.2 Línea de la carga piezométrica	68
3.1.1.3 Selección y operación del equipo de bombeo en arreglo 5+1	70
Ajuste de operación por recorte del impulsor (Leyes de afinidad)	73
3.1.1.4 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 4+1	82
Ajuste de operación por recorte del impulsor	84
3.2 Alternativa 2a. Cortina y camino (un bombeo)	88
3.2.1 Análisis en operación estacionaria	89
3.2.1.1 Generación de la curva del sistema	90
3.2.1.2 Línea de cargas piezométricas	92
3.2.1.3 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 5+1	93
Ajuste de operación por recorte del impulsor	95
3.3.1.4 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 4+1	99
Ajuste de operación por recorte del impulsor	100
4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS EN OPERACIÓN TRANSITORIA	105
4.1 Técnica del análisis	107
Velocidad de propagación de la onda de presión a	108
4.2 El programa TRANS como herramienta para el cálculo	109
4.3 Análisis de la alternativa 1a. Barranca y periférico (un bombeo en arreglo 5+1)	110
4.3.1 Consideraciones de la planta de bombeo	111
4.3.1.1 Determinación de las curvas adimensionales de los equipos de bombeo	111
4.3.1.2 Determinación del momento de inercia de las masas rodantes	112
4.3.1.3 Determinación del funcionamiento de la válvula de descarga	113
4.3.2 Velocidad de propagación de la onda de presión (a) en la tubería	115
4.3.3 Análisis del transitorio hidráulico por corte del bombeo	115
4.3.3.1 Transitorio por corte del bombeo sin dispositivos de control	116
4.3.3.2 Transitorio por corte del bombeo con dispositivos de control	117
4.3.4 Determinación del espesor resistente de la tubería	122
4.4 Análisis de la alternativa 2a. Cortina y camino (un bombeo en arreglo 5+1)	123
4.4.1 Consideraciones de la planta de bombeo	124
4.4.2 Velocidad de propagación de la onda de presión (a) en la tubería	124
4.4.3 Análisis del transitorio hidráulico por corte del bombeo	124
4.4.3.1 Transitorio por corte del bombeo sin dispositivos de control	124
4.4.3.2 Transitorio por corte del bombeo con dispositivos de control	125
4.4.4 Determinación del espesor resistente de la tubería	128
5. ANÁLISIS ECONÓMICOS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	130
6. CONCLUSIONES	138
BIBLIOGRAFÍA	140

INTRODUCCIÓN

El aumento de la población y la intensa dinámica económica, social y cultural de la Zona Conurbada de Guadalajara (ZCG), segunda metrópoli mas grande del país, han hecho que en poco tiempo resulten insuficientes las obras existentes de abastecimiento de agua potable y las fuentes de donde toman el recurso, por lo que la continuidad del crecimiento de la ciudad está quedando condicionada a la obtención de un nuevo caudal. Por ello, los gobiernos estatal y federal, a través de distintos organismos especializados, han hecho esfuerzos para llevar a cabo la construcción de una presa de almacenamiento que permita aprovechar las aguas de los ríos Verde y Santiago en el sitio denominado “Arcediano”, al norte de la ZCG, en el estado de Jalisco.

El presente trabajo pretende sumarse a estos esfuerzos al ocuparse del estudio de diferentes alternativas para el diseño hidráulico del acueducto que se requiere para conducir el agua, desde el almacenamiento en Arcediano, hasta la Planta Potabilizadora San Gaspar, situada en el extremo noreste de la ZCG. El objetivo perseguido consiste en determinar cuál de las alternativas estudiadas representa la mejor opción tanto hidráulica como económicamente. Para ello, el estudio ha sido estructurado en 5 capítulos. En el capítulo 1 se reunió información respecto de la infraestructura hidráulica con la que se cuenta actualmente, observándose las condiciones de explotación en las que se encuentran las actuales fuentes de abastecimiento. Además, se recopiló, analizó y verificó la información existente que permitiera establecer los marcos físico e hidrológico de la región en donde se llevará a cabo el proyecto de abastecimiento de agua potable.

El capítulo 2 se desarrolla como un marco referencial que contiene los conceptos y aspectos teóricos relevantes para el diseño de un acueducto. Se presentan las ecuaciones empleadas para el cálculo hidráulico; se exponen las consideraciones que deben hacerse para el diseño hidráulico de un acueducto en general y se plantean aquellos aspectos particulares que son considerados para diseñar el acueducto Arcediano-Guadalajara.

En el capítulo 3 se realizan los análisis de distintas alternativas de trazo del acueducto bajo condiciones de flujo estacionario, considerando distintos arreglos en el equipo de bombeo y diferentes niveles de operación en la presa. Se busca determinar el consumo promedio de energía por metro cúbico de agua bombeada por cada opción, así como las cotas a las que deben ser colocadas las plantas de bombeo, de manera que las bombas queden libres de peligro por cavitación ante una insuficiente CNPS.

El capítulo 4 se ocupa de los análisis bajo condiciones de flujo transitorio de las distintas alternativas estudiadas y se propone la implementación de sistemas de dispositivos especiales para el control del transitorio hidráulico más desfavorable, es decir, el paro súbito de todos los equipos de bombeo. Además, a partir del conocimiento de las sobrepresiones y depresiones máximas que podrían ocasionarse, se establecen los espesores de la tubería que le permitan tener la suficiente resistencia ante falla por rotura y/o colapso.

Finalmente, en el capítulo 5 se presentan los resultados de los análisis económicos que fueron realizados para establecer el referente que permitiera verificar cuál de las alternativas estudiadas se presenta como la mejor. Para ello se presupuestaron todos los componentes de infraestructura requeridos en cada alternativa, analizando las inversiones con una tasa de interés del 8% anual, con un periodo de amortización de 15 años, y se sumaron los costos por consumo anual de energía eléctrica.

1. ANTECEDENTES

Muchos esfuerzos se han hecho para cristalizar un programa integral de abastecimiento de agua potable para Guadalajara y su Zona Conurbada. En el año de 1980, el Gobierno Federal y el Gobierno del Estado de Jalisco llevaron a cabo la construcción del acueducto Chapala-Guadalajara que vino a sustituir el antiguo sistema de abastecimiento Chapala-Santiago (canal Atequiza-Las Pintas) cuyas obras datan de 1956 y que por ser canales a cielo abierto y sin revestimiento presentaban alta contaminación y pérdidas anuales del orden de 75 Mm³.

El objetivo del acueducto Chapala-Guadalajara fue recuperar los volúmenes de agua extraídos evitando las pérdidas que se generaban a lo largo de la conducción y entregando, en consecuencia, mayor caudal a la ciudad de Guadalajara con menor extracción del Lago de Chapala.

El 2 de mayo de 1990 los gobiernos federal y estatal firmaron un Acuerdo de Coordinación para realizar el proyecto, construcción y operación de las obras del *Sistema Regional La Zurda-Calderón*, a partir del cual se definieron tres etapas:

Etapas 1: consistía en la construcción de la Presa Calderón, el Acueducto Calderón y la Planta Potabilizadora San Gaspar (1ª fase).

Etapas 2: se integraría con la construcción de La Presa El Salto, la derivadora El Purgatorio, la planta de bombeo El Purgatorio (1ª fase) y la potabilizadora San Gaspar (2ª fase).

Etapa 3: ésta se conformaría con la construcción de la presa La Zurda I y II, la planta de bombeo El Purgatorio (2ª fase) y la potabilizadora San Gaspar (3ª fase).

De estas tres etapas se llevo a cabo la construcción de la primera de ellas; y de la segunda, sólo la construcción de la presa El Salto, terminada en diciembre de 1993. El resto fue suspendido porque diferentes grupos de la sociedad solicitaron se ampliaran los análisis de proyectos alternativos de abastecimiento de agua para la ciudad. Pero no se llegaría a ningún acuerdo al respecto sino hasta el año 2000, tiempo en el cual, el Grupo interdisciplinario de *Análisis de Alternativas para el Abastecimiento de Agua a la Zona Conurbada de Guadalajara* (ZCG), mediante convocatoria pública recibió, analizó y jerarquizó 53 propuestas. Con base en dimensionamientos preliminares, por eliminación, resultaron dos opciones con más ventajas: Arcediano y Loma Larga. Los *Estudios de Factibilidad e Ingeniería Básica* determinaron que sólo en el sitio Arcediano, donde se aprovecharían las aguas de los ríos Verde y Santiago, es posible construir una presa de almacenamiento, así como la infraestructura necesaria para conducir el agua hasta la planta potabilizadora San Gaspar.

1.1 Infraestructura hidráulica existente

Según información exhibida por la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco (CEAS) en el estudio *Análisis de Factibilidad de Alternativas para el Abastecimiento de Agua a la Zona Conurbada de Guadalajara*, el suministro de agua potable en el año 2004 provino de las siguientes:

Fuentes de abastecimiento

Lago de Chapala	5 m ³ /s
Fuentes subterráneas (sistema de pozos)	7.26 m ³ /s
Presa Elías González Chávez (Calderón)	1.2 m ³ /s
Total:	13.46 m ³ /s

Entre las fuentes subterráneas, 1.7 m³/s, cuyo origen es San Isidro, es de reciente incorporación (2002); 3 m³/s tienen su origen en la antigua Zona Metropolitana conformada por los municipios de Zapopan, Tonalá, Tlaquepaque y Guadalajara y son administrados por el Sistema Intermunicipal de Agua Potable y Alcantarillado (SIAPA), en tanto que 0.68 m³/s son explotados por particulares y la Industria; y el resto, 1.88 m³/s, provienen de los municipios aledaños, entre los cuales se encuentran Tlajomulco, El Salto, Tesistán e Ixtahuacán.

En la figura 1.1.1 se esquematizan los sitios donde se localizan las fuentes superficiales de abastecimiento referidas.

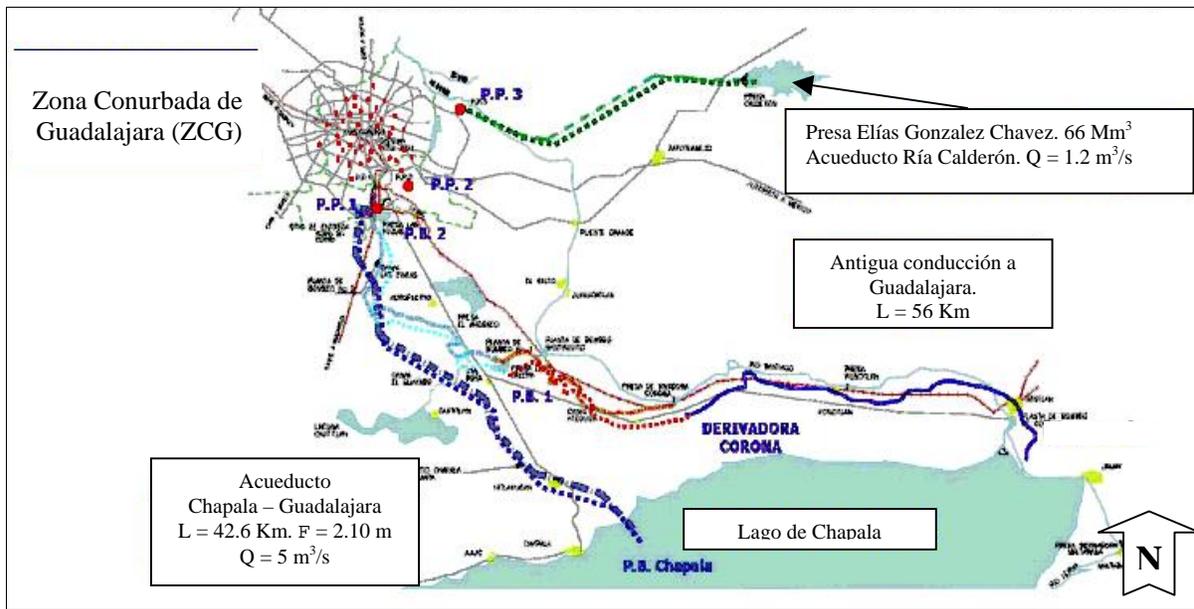


Fig. 1.1.1 Fuentes actuales de abastecimiento de la ZCG

Regulación

El sistema de regulación está compuesto de 78 tanques tanto del tipo superficial como elevados, distribuidos en toda la Zona Conurbada de Guadalajara como se observa en la figura 1.1.2. Todos ellos suman una capacidad de regulación de 478,920 m³.

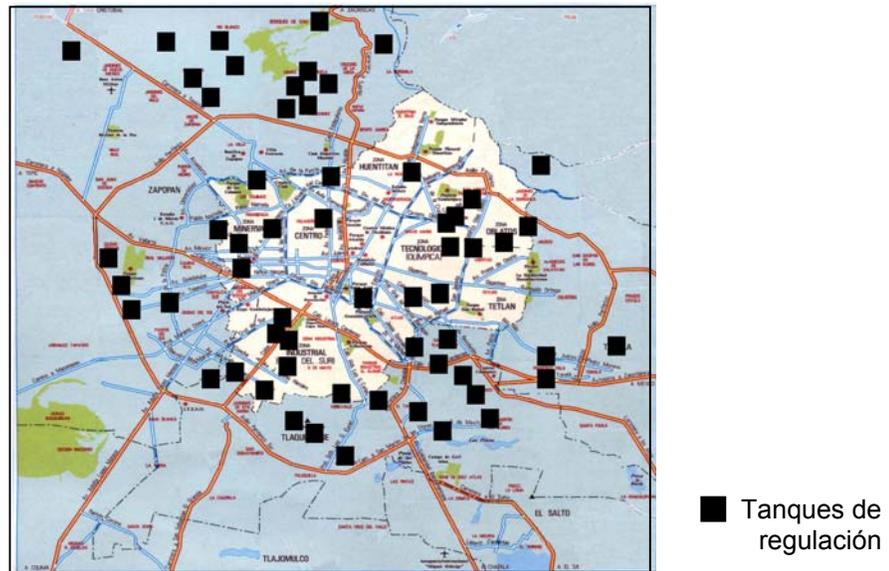


Fig. 1.1.2 Sistema de regulación de la ZCG

Potabilización

Para efectuar la potabilización del agua que actualmente es suministrada a la ZCG se cuenta con tres plantas, cuya capacidad instalada y fuentes que las abastecen se presentan en la tabla 1.1.1.

Tabla 1.1.1 Potabilización en la ZCG

Planta Potabilizadora	Fuente que la abastece	Capacidad (m³/s)
PP1 Miravalle	Lago de Chapala	9
PP2 Las Huertas	Lago de Chapala y Presa Elías González	2
PP3 San Gaspar	Presa Elías González Chávez	3
Capacidad Total		14

1.2 Justificación del proyecto

La Zona Conurbada de Guadalajara, en el estado de Jalisco, según estimaciones del Consejo Nacional de Población, cuenta en el 2005 con una población aproximada de 4'058,860 de habitantes, lo que la hace la segunda metrópoli más grande del país. Su dinámica en los ámbitos comercial e industrial ha sido de dimensiones tales que ha generado un incremento significativo en la demanda de los servicios públicos, encontrándose entre ellos el de agua potable. La principal fuente de este recurso vital es superficial y proviene del Lago de Chapala, cuya cuenca (Lerma – Chapala) se encuentra sometida a un estado de sobreexplotación tal, que ha llevado al Lago a sufrir situaciones críticas como la alcanzada en junio del 2003, en la que de no ser por los trasvases realizados desde la Presa Solís, en el estado de Guanajuato, se hubiera colocado en la peor cota de toda su historia registrando un valor de 1,307 Mm³ almacenados, cuando el volumen almacenado en la cota máxima es de 7,897 Mm³. Está dramática situación se agudiza si se toma en cuenta que de los 103 años de registros con que se cuenta, en 73 de ellos la recuperación anual ha sido sólo de alrededor de 1,500 Mm³. Y por si fuera poco, sólo en la evaporación promedio anual se consumen alrededor de 1,440 Mm³. La fragilidad del lago es evidente.

Por otra parte, dos de los principales acuíferos, Atemajac y Toluquilla, que contribuyen de manera importante con el abastecimiento de agua para la ZCG, están sobre explotados y tienen poca disponibilidad, pues experimentan una baja constante en su potencial de producción, condición que no garantiza sostener las necesidades de la población a corto plazo.

Esta frágil situación sin duda limita el crecimiento de la ciudad en todos sus aspectos, lo que hace indispensable e inaplazable disponer de la nueva fuente de abastecimiento de agua que ofrece el sitio Arcediano, donde se podrán captar 6.6 m³/s del río verde, más 3.8 m³/s del río Santiago, con lo cual se contaría con 10.4 m³/s para satisfacer el déficit actual y la demanda futura hasta el 2030,

contribuyendo así a la recuperación y conservación del Lago de Chapala y a reducir la sobre explotación de los acuíferos hasta lograr su equilibrio y restauración. Por todo ello, resulta de suma importancia desarrollar los estudios necesarios para establecer las alternativas de solución que resulten viables tanto técnica como económicamente.

Atender la problemática que representa el diseño del acueducto que habría de conducir el agua necesaria hasta la ciudad de Guadalajara, es el esfuerzo con el que el presente trabajo pretende sumarse a otros tantos que se han venido realizando en el ámbito del Proyecto Arcediano.

1.3 Marco Físico

Situación geográfica de las cuencas

La cuenca del río Verde comprende una extensión de superficie de 20,500 km² dentro de los territorios de los estados de Aguascalientes, Guanajuato, Jalisco, San Luis Potosí y Zacatecas. Se ubica dentro de las coordenadas geográficas 101° 20' 00" a 103° 16' 40" de longitud oeste del meridiano de Greenwich y 20° 42' 15" a 22° 35' 40" de latitud norte. La integran los ríos San Pedro, Encarnación, Aguascalientes, El Salto, Jalostotitlán, Lagos, Verde y sus afluentes. En la tabla 1.3.1, se muestra la distribución estatal de la cuenca desde su origen, hasta su confluencia con el río Santiago.

Tabla 1.3.1 Cuenca del río Verde

Estados	Área km ²	Porcentaje %
Zacatecas	3 086	15.1
Aguascalientes	4 300	21.0
Guanajuato	1 450	7.1
Jalisco	11 664	56.9
Total	20 500	100.0

Fuente: Diario Oficial de la Federación, 28 de noviembre de 1994

La cuenca del Río Santiago, considerada desde la desembocadura del Lago de Chapala hasta la confluencia del Río Verde, comprende una extensión en superficie de 7,400 kilómetros cuadrados. Se encuentra ubicada en el Estado de Jalisco, dentro de las coordenadas geográficas 102° 47' 6" a 103° 17' 6" de longitud oeste del meridiano de Greenwich y 20° 19' 32" a 20° 43' 57" de latitud norte. La integran la parte alta del río Santiago y sus afluentes.

Localización y accesos del proyecto

El proyecto de la presa Arcediano está localizado en el Estado de Jalisco, en las inmediaciones de la Zona Conurbada de Guadalajara (ZCG), dentro del lugar llamado Barranca de Oblatos, sobre el cauce principal del río Santiago, a 500 m

aguas abajo de la confluencia de éste con su afluente el río Verde. En línea recta desde el centro de Guadalajara hasta el lugar del proyecto, dirección noreste, se tiene una distancia aproximada de 10 km. En la figura 1.3.1 se muestra la ubicación del proyecto.

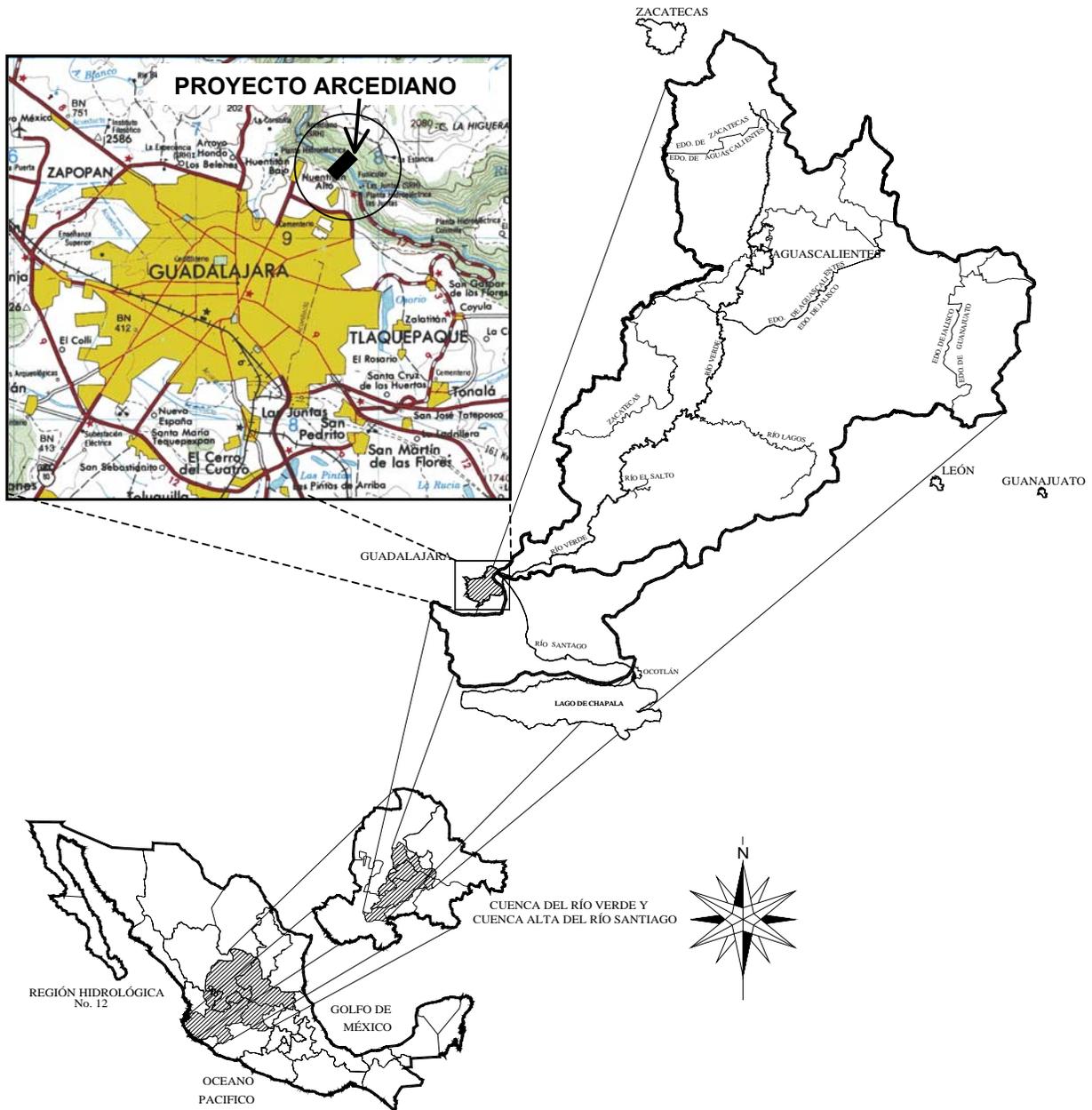


Figura 1.3.1 Localización del Proyecto Arcediano

El acceso a la obra se logra a través de la calle Pablo Valdez del Sector Libertad de la ciudad de Guadalajara. Esta calle corre a partir de la Calzada Independencia en dirección oriente y continúa por un camino empedrado de 24

km de longitud que conduce a las plantas hidroeléctricas Colimilla, Intermedia y Las Juntas, y llega hasta el poblado de Arcediano. Actualmente se cuenta con el paso peatonal hacia la margen derecha del río a través del puente llamado Puente Arcediano, ubicado a menos de 1 km aguas arriba del sitio del proyecto. Otro acceso, aunque de mayor kilometraje, por la margen derecha, se realiza a través de la carretera a Saltillo. Al llegar a Ixtlahuacán del río existe una desviación hacia Mascuala, que pasa por la localidad de Trejos, y continúa hasta la estancia a través de un camino de terracería en general mal conservado, transitable en tiempo de estiaje o con vehículo de doble tracción en toda época, de esta última localidad se continúa a pie o con bestia por el camino real que conduce a Guadalajara.

Clima

El clima predominante en la zona de estudio, según la clasificación de Copen modificada por E. García para la República Mexicana, es semicálido subhúmedo con lluvias en verano de humedad media.

La información hidrometeorológica con la que se cuenta son datos registrados en la estación climatológica Guadalajara, que es representativa del municipio. Ésta se localiza al norte de la cabecera municipal y tiene una base de datos que comprende el periodo de 1956 a la fecha. La estación tiene la siguiente localización: 20° 39' 00" latitud norte y 103° 22' 00" longitud oeste. Los vientos dominantes provienen del noreste.

Temperatura

La temperatura media anual de la cabecera municipal dada en la estación climatológica señalada en el apartado anterior es de 21.0°C, siendo la media más baja de 20.2°C y la más alta de 22.0°C.

Tabla 1.3.2 Temperatura media mensual de la Cabecera Municipal. (Fuente CNA)

Temperatura	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
2002	17.8	20.3	20.1	24.5	25.1	23.1	21.5	22.1	22.3	21.3	18.5	18.5
Promedio	17.1	18.2	20.6	22.8	24.6	24.1	22.1	22.0	21.9	21.1	19.4	17.8
Año mas frío.	15.4	16.1	18.5	21.5	24.4	24.4	21.7	20.6	21.9	21.6	18.6	17.7
Año mas caluroso.	18.2	15.9	20.3	21.7	25.6	25.3	23.4	22.5	21.9	22.1	20.3	26.9

Precipitación

El periodo en el que se registran más alturas de lluvia en el municipio, comprende los meses de junio, julio, agosto y en ocasiones se extiende hasta el

mes de septiembre. Estas alturas promedio fluctúan desde los 158.3 mm a los 271.1 mm de precipitación por mes. En la figura 1.3.2 se observan los valores de la precipitación media mensual.

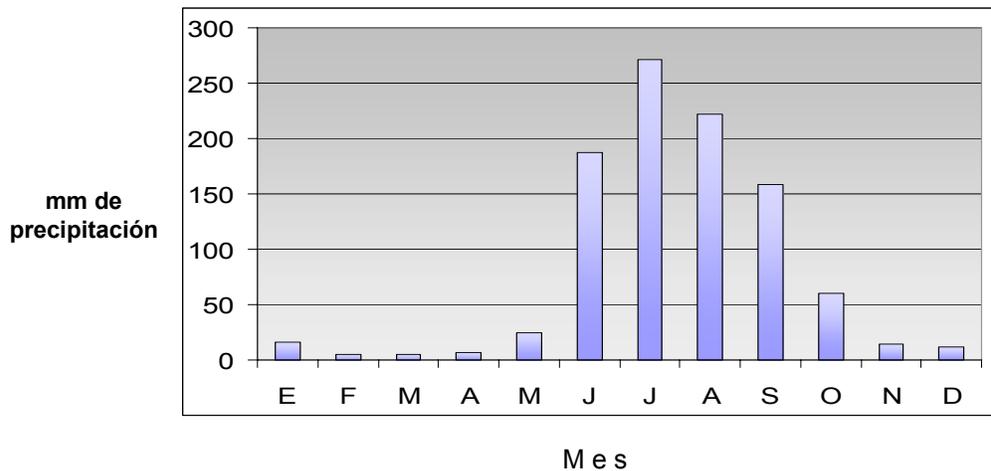


Figura 1.3.2 Distribución de la precipitación media mensual en la estación Guadalajara en el periodo 1954 – 2001. Fuente: INEGI

Evaporación

La evaporación es un fenómeno que está ligado a la temperatura, ya que ante un aumento de ésta, en la superficie del agua se incrementa la velocidad de las moléculas del agua, disminuyendo la tensión superficial y originándose la evaporación. Con base en los datos de la estación climatológica analizada se tiene una evaporación potencial de 1935 mm al año.

Geología

En el 2002 se realizó el *Estudio de Geología de Boquilla y Vaso del Sitio Arcediano* para la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, en cuyos resultados se observa que el cañón del Río Santiago, donde se pretende construir la presa de Arcediano, está formado por rocas de origen ígneo relacionadas con la Sierra Madre Occidental y con el Eje Volcánico Transmexicano. El cañón está conformado básicamente por una secuencia de basaltos, piroclastos y tobas, que se repite a lo largo del tramo estudiado.

No se encontraron bloques que pudieran generar inestabilidades importantes que impliquen poner en riesgo las obras de la presa y acueducto.

El embalase de Arcediano se encuentra en su totalidad en la Provincia Fisiográfica del Eje Transvolcánico (Eje Neovolcánico); está conformado por secuencias de rocas volcánicas de tobas parcialmente consolidadas con matrices de arcillosas a gravillentas, de tobas bien soldadas principalmente pumicíticas y de

secuencias basálticas de piroclastos de origen volcánico explosivo y coladas de lavas.

La secuencia en el cañón se observa impermeable y existen los embalses de Colimilla y de Las Juntas, ambas Hidroeléctricas de CFE que dan una idea, aunque a menor escala, de la impermeabilidad de un embalse mayor en Arcediano ya que estos embalses en sus partes de aguas arriba tienen piroclastos. Por lo tanto se considera que los cañones del Río Santiago y del Río Verde son estancos adecuados para el embalse que forme la presa de Arcediano.

1.4 Hidrología

En el sitio de proyecto se reciben las aguas del cauce del río Santiago, que a su vez capta las aportaciones del río Verde, afluente más importante en este tramo del cauce. Históricamente, y de una forma mucho más acentuada en la actualidad, las principales aportaciones provienen del río Verde.

Una repercusión de la política de conservación del lago de Chapala, a partir de 1980, indica las restricciones de las descargas de este lago hacia el río Santiago. Por lo tanto, únicamente se cuenta con los escurrimientos originados por cuenca propia. Además de esta situación con respecto a los caudales disponibles, existe un decreto de reserva de los volúmenes en este tramo del río Santiago, para ser dispuestos en usos no consuntivos aguas abajo del proyecto de Arcediano.

La siguiente es una breve descripción del sistema hidrográfico de estos dos ríos:

El río Santiago, perteneciente a la región hidrológica No. 12, tiene un desarrollo de aproximadamente 95 km desde su origen en el lago de Chapala hasta la estación hidrométrica puente Arcediano; su pendiente media en este tramo es de 0,0055. El área drenada hasta el sitio del proyecto es de aproximadamente 2,700 km². La superficie de esta cuenca se encuentra dentro del Estado de Jalisco.

Por su parte, la cuenca del río Verde tiene su origen 20 km al sur de Zacatecas, a una altitud de 2,400 msnm; presenta una dirección suroeste y una pendiente media moderada de 0,00037, resultado del desnivel que alcanza en su confluencia con el Río Grande de Santiago a los 1,100 msnm; después de un recorrido aproximado de 350 km, drena una superficie de 20,500 km² que representa aproximadamente el 1.30% del territorio nacional. Su área de aportación inicia en el estado de Zacatecas y continúa en Aguascalientes, Guanajuato y, finalmente, capta el escurrimiento generado en Jalisco hasta su confluencia al Río Santiago.

Desde el punto de vista hidrográfico la cuenca del río Verde forma parte del sistema hidrológico Lerma-Santiago, considerándose el mayor aportador que confluye al Río Santiago. A su vez, los principales formadores del río Verde son los ríos Encarnación, Lagos y El Salto.

1.4.1 Integración de los escurrimientos

En Noviembre de 2003, por encargo de la CEAS, la Comisión Federal de Electricidad elaboró un estudio hidrológico denominado *Adecuación del Estudio Hidrológico para el Proyecto Arcediano*. En éste se observa que el escurrimiento del río Santiago, aguas arriba de su confluencia con el río Verde, no es considerado como parte del escurrimiento disponible en el sitio de la Presa Arcediano dada la política actual que impide extraer agua del Lago de Chapala como aportación hacia el río Santiago. Por lo tanto, el escurrimiento disponible en el sitio del proyecto de la presa Arcediano en lo concerniente al río Santiago, es igual al escurrimiento ocurrido hasta este sitio representado por la estación hidrométrica Las Juntas¹, menos los escurrimientos aportados por el Lago de Chapala al río Santiago (representados por la estación hidrométrica Corona), menos usos consuntivos, evaporaciones, exportaciones y variaciones en los embalses.

No obstante lo anteriormente señalado, se consideró necesario manejar como alternativa el volumen aportado por el río Santiago, ya que aunque estos escurrimientos están reservados en aprovechamientos localizados aguas abajo del sitio del proyecto Arcediano, es importante analizar su inclusión al volumen aportado a este sitio y determinar su impacto en el dimensionamiento de la presa.

En dicho estudio, sobresalen las evaluaciones de dos escenarios:

- 1) Sin considerar el incremento producido por los derrames de los proyectos San Nicolás (su construcción, sobre el río Verde, aguas arriba de Arcediano, está prevista para dotar de agua con 3.8 m³/s a Guanajuato) y El Salto (aprovechamiento que se encuentra actualmente construido y disponible para una futura operación que se le asigne) en el volumen final disponible en el sitio del proyecto Arcediano, el escurrimiento medio anual disponible es de 328,575 Mm³, es decir un gasto de 10,412 m³/s, sin el agua del río Santiago, y con éstas de 505,502 Mm³, es decir un gasto de 16,018 m³/s.
- 2) Una vez definidas las salidas del proyecto San Nicolás y de la presa El Salto (tanto en forma de derrames como de extracciones, se integraron a la matriz de escurrimientos con 10,41 m³/s drenados anualmente en la porción de

¹ La estación hidrométrica Puente Arcediano registra los escurrimientos de los ríos Santiago y Verde. Aguas arriba, sobre el río Santiago y muy próxima a esta estación, se localiza la estación hidrométrica Las Juntas, estación que ya no registra las aportaciones del río Verde y por eso es considerada como representativa de los escurrimientos del río Santiago hasta el sitio del proyecto de la presa Arcediano.

cuenca del río Verde comprendida entre estos dos aprovechamientos y el de Arcediano. De esta forma, aunque el escurrimiento del río Santiago con gasto medio anual de $5,61 \text{ m}^3/\text{s}$, está comprometido para otros usos aguas abajo del proyecto Arcediano y no debe ser un volumen potencialmente aprovechado para cumplir con el gasto firme demandado en Arcediano, se integra al escurrimiento del río Verde y las aportaciones totales al sitio del proyecto Arcediano, con lo cual se integra el escurrimiento medio anual resultante que es de $659,621$ y $645,738 \text{ Mm}^3$, es decir un gasto de $20,90$ y $20,46 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

En la figura 1.4.1.1 se muestra en forma esquemática los aprovechamientos hidráulicos que intervienen en la integración del escurrimiento disponible al sitio de proyecto de la presa Arcediano.

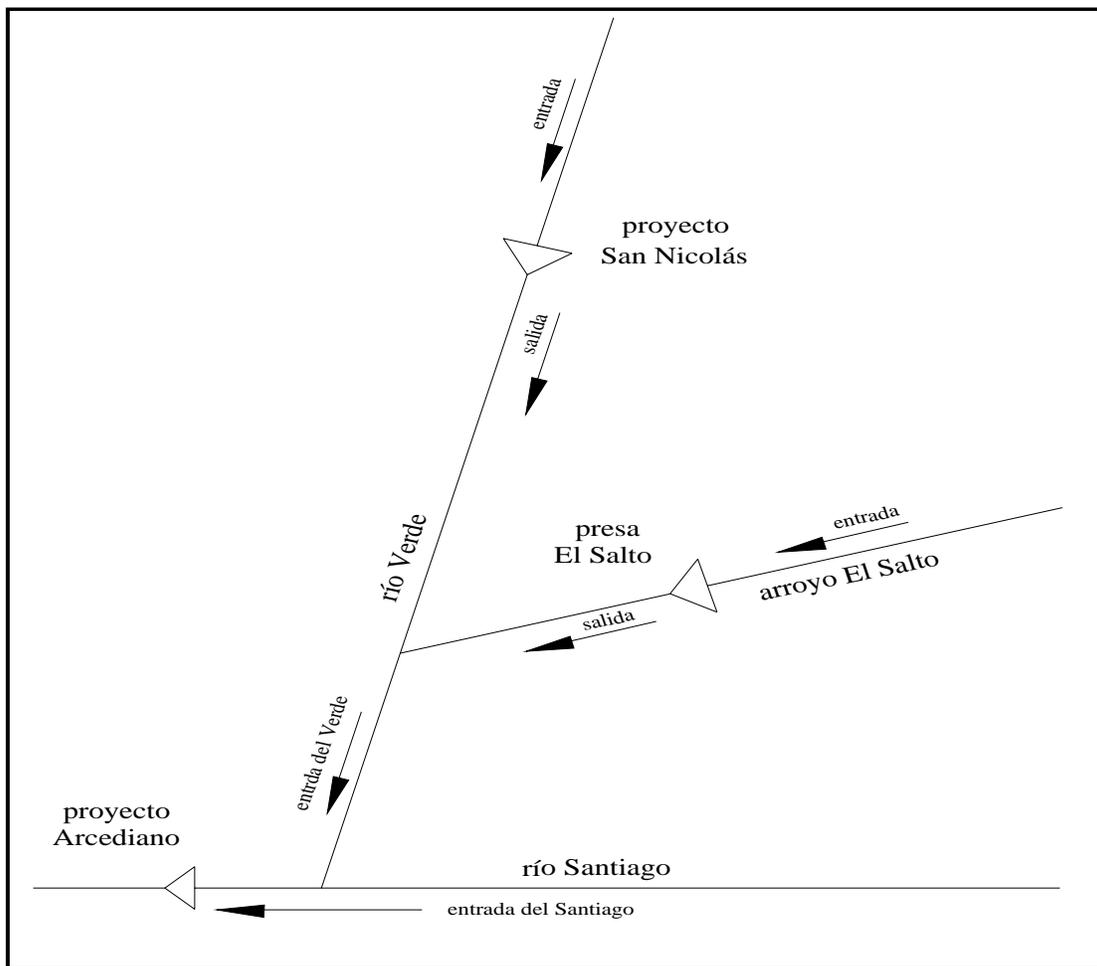


Figura 1.4.1.1 Aprovechamientos hidráulicos que intervienen en la integración de los escurrimientos

En la tabla 1.4.1.1 se presenta un resumen de los escurrimientos y principales niveles y capacidades para el vaso de la presa arcediano, valores que

son resultados del anteproyecto de la presa que la CFE elaboró con base en estos estudios.

Tabla 1.4.1.1.1 Resumen de escurrimientos y principales niveles en el embalse de Arcediano.

Fuente: Anteproyecto de la CFE, 2003.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
HIDROLOGÍA		
ÁREA TRIBUTARIA (desde la presa Poncillán)	km ²	23 223
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL (1964-2001)	Mm ³	1 674.4
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL MENOS USOS FUTUROS	Mm ³	897.5
GASTO MEDIO DEL PERIODO	m ³ /s	53.06
GASTO MEDIO MENOS USOS FUTUROS	m ³ /s	28.44
EMBALSE		
N A M E	msnm	1128.00
N A M O	msnm	1110.00
N A M I N O	msnm	1 035.00
ÁREA DEL EMBALSE AL N A M E	km ²	10.645
ELEVACIÓN DEL CAUCE	msnm	990.00
CAPACIDAD AL N A M E	Mm ³	620.77
CAPACIDAD AL N A M O	Mm ³	538.33
CAPACIDAD AL N A M I N O	Mm ³	56.00
VOLUMEN PARA REGULAR AVENIDAS	Mm ³	82.44
VOLUMEN ÚTIL	Mm ³	482.33
CAPACIDAD AL UMBRAL DE LA TOMA	Mm ³	56.00
VIDA ÚTIL DE LA OBRA	años	50

1.5 Aspectos socioeconómicos

Demografía

La actual Zona Conurbada de Guadalajara (ZCG) está constituida por 20 poblaciones pertenecientes a los municipios de Guadalajara, Tlaquepaque, Zapopan, Tonalá, El Salto, Juanacatlán, y Tlajomulco.

En los últimos 30 años (1970-2000) la población de la zona conurbada se ha incrementado 2.5 veces; en tanto que la ciudad central (Guadalajara), se ha incrementado en términos absolutos 1.37 veces en ese mismo periodo, sin embargo, en los años 1900 a 2000 su tasa anual ha decrecido notablemente hasta presentar el fenómeno de expulsión: tasa negativa del 0.34%

De acuerdo con el Plan de Ordenamiento Urbano, el centro del municipio de Guadalajara se convirtió en un área comercial, por esta razón la tendencia de la tasa de crecimiento poblacional para esta área está declinando. Para el caso del municipio de Tonalá, el costo de la tierra es más barato que en Zapopan; el mismo Plan de Ordenamiento Urbano proyecta que la población se cambiara a esta zona. En este caso las tasas de crecimiento son altas.

Según información del XII Censo General de Población y Vivienda del 2000, efectuado por el INEGI, hasta el año 2000 residían 3'477,101 personas en la ZMG, que equivalen a 55% de la población total de la entidad. Además, 56 de cada 100 personas de doce y más años son económicamente activas (PEA) y 44 de cada 100 son inactivas (PEI), lo cual representa una diferencia respecto del país en su conjunto, en el que sólo 49 de cada 100 son económicamente activas.

En el Plan de Ordenamiento de la ZCG se presenta en cambio una cifra ligeramente mayor, pues considera que la población residente era de 3'677,531 personas en dicho año. En la tabla 1.5.2 se presenta la manera en como se ha distribuido la población por municipios en diferentes años.

Tabla 1.5.2 Crecimiento de la población en la ZCG. Fuente: Plan de Ordenamiento de la ZCG.

Año	Guadalajara	Tlaquepaque	Zapopan	Tonalá	El Salto	Juanacatlán	Tlajomulco	ZCG
1950	380226	33187	27 115	11 486	8290	4763	18608	413413
1960	740394	56199	54 562	15 880	9014	5255	26207	851155
1970	1 199391	100945	155 488	24 648	12367	5501	35145	1480472
1980	1 612764	175914	386 028	51806	19786	8050	50377	2246298
1990	1 704726	350871	735 532	174124	39546	10401	70689	3085889
1995	1 655975	449649	926 822	268826	69561	11555	100711	3483099
2000	1 646319	474178	1 001 021	337149	83453	11792	123619	3677531

2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE UN ACUEDUCTO

A lo largo de este capítulo se exponen las consideraciones generales que se deben establecer para diseñar un acueducto. Asimismo se plantean aquellos aspectos particulares que son considerados para el diseño hidráulico del acueducto Arcediano-Guadalajara.

2.1 Periodo de diseño y vida útil

Un acueducto, como elemento de un sistema de abastecimiento de agua potable, se proyecta con una capacidad prevista para dar servicio durante un lapso de tiempo futuro después de su instalación, dicho tiempo es llamado periodo de diseño, el cual está representado por el número de años durante los que se podrán satisfacer las necesidades de una comunidad.

El periodo de diseño en general es menor que la Vida Útil, tiempo que corresponde al periodo esperado para que la obra sirva a los propósitos de diseño sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

En las tablas 2.1.1 y 2.1.2 se presentan los periodos de diseño y vida útil respectivamente, que se recomiendan en el *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS)* de la Comisión Nacional de Agua Potable (CNA) para algunos elementos de los sistemas de agua potable.

Tabla 2.1.1 Periodo de diseño

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (años)
Fuente	
Pozos	5
Embalse (presa)	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 10
Estación de bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20

Tabla 2.1.2 Vidal Útil

ELEMENTO	Vidal Útil (años)
Línea de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora	
Civil	40
Electromecánica	De 5 a 20
Estación de bombeo	
Civil	40
Electromecánica	De 5 a 20
Tanque	
Superficial	40
Elevado	20

2.2 Población de proyecto

El diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, se basa en una estimación de la población futura a la que servirá, denominada población de proyecto; ésta es representada por el número de habitantes que se tendrán el último día del periodo de diseño que se fijó.

Se trata entonces de una predicción del cambio poblacional que tiene dos factores básicos: a) el aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes; y b) la migración neta, es decir los movimientos de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada

Además, las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, por lo tanto, no importa el área para la cual se haga la estimación, deberán tenerse en cuenta tanto las fuerzas socioeconómicas internas como las externas.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su desarrollo pasado, es decir, su crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad.

Los datos de los censos de población y/o de los planes de desarrollo urbano de la localidad son la mejor base para estimar las tendencias de su población futura; éstos pueden adaptarse a diferentes modelos matemáticos como son el aritmético, geométrico, mínimos cuadrados, interés compuesto, entre otros.

En la tabla 1.5.2 puede observarse el crecimiento poblacional que se ha registrado en la ZCG desde el año 1950, en tanto que en la tabla 2.2.1 y en la figura 2.2.1, se presenta la proyección futura de la población calculada con diferentes métodos considerando un horizonte de proyecto de 25 años, es decir, hasta el año 2030.

Tabla 2.2.1 Proyección de población a futuro por diferentes métodos.

Método	Población	Tasa de crecim.	Población	Tasa de crecim.	Población	Tasa de crecim.	Población	Tasa de crecim.	Población	Tasa de crecim.	Población	Tasa de crecim.
	Año 2005		Año 2010		Año 2015		Año 2020		Año 2025		Año 2030	
Mínimos cuadrados												
Ajuste lineal	4,058,399	1.99%	4,405,002	1.70%	4,751,606	1.50%	5,098,209	1.40%	5,444,813	1.30%	5,791,416	1.20%
Ajuste Exponencial	5,559,928	8.62%	6,894,435	4.40%	8,549,254	4.40%	10,601,266	4.40%	13,145,806	4.40%	16,301,094	4.40%
Ajuste Logarítmico	4,048,072	1.94%	4,389,051	1.60%	4,729,183	1.50%	5,068,472	1.40%	5,406,922	1.30%	5,744,538	1.20%
Ajuste Potencial	5,530,261	8.50%	6,835,068	4.30%	8,443,285	4.30%	10,424,438	4.30%	12,863,749	4.30%	15,865,627	4.30%
Otros Métodos												
Aritmético	4,003,943	1.72%	4,330,355	1.60%	4,656,766	1.50%	4,983,178	1.40%	5,309,590	1.30%	5,636,002	1.20%
Geométrico	4,863,056	5.75%	6,430,760	5.70%	8,503,844	5.70%	11,245,227	5.70%	14,870,349	5.70%	19,664,103	5.70%
I. Compuesto	4,477,154	4.01%	5,450,643	4.00%	6,635,802	4.00%	8,078,656	4.00%	9,835,236	4.00%	11,973,758	4.00%
CONAPO	3,913,096	1.25%	4,091,638	0.90%	4,256,761	0.80%	4,408,765	0.70%	4,541,852	0.60%	4,647,922	0.50%

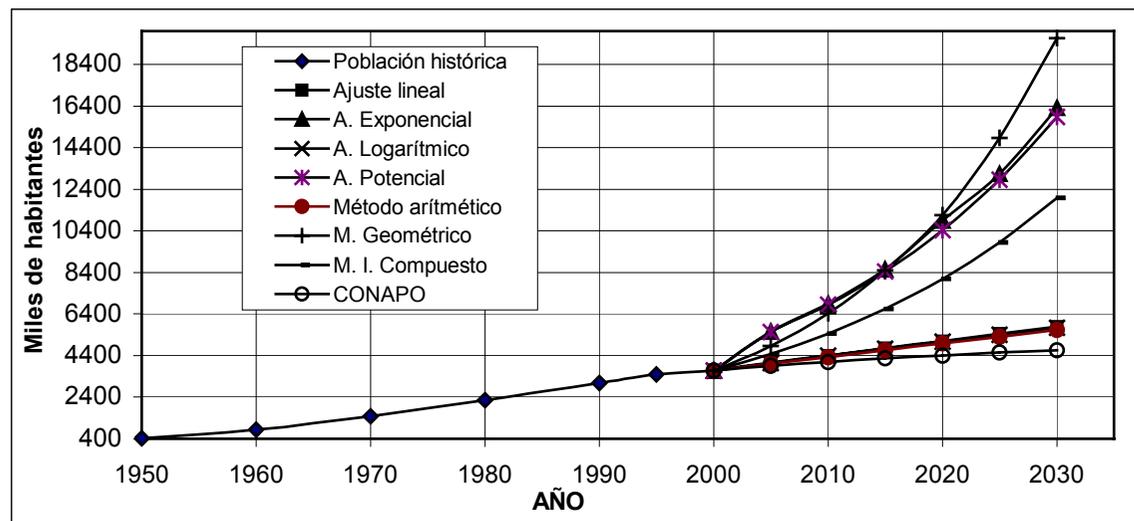


Figura 2.2.1 Proyección de la población futura por diferentes métodos.

2.3 Gasto de diseño

El gasto con el que se diseña la tubería de una conducción se obtiene en función del gasto que ésta debe entregar a los tanques y de los gastos que son capaces de proporcionar las fuentes de abastecimiento.

Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante considerando todos los consumos y las pérdidas en la red en un día promedio anual. Así pues, la dotación debe ser igual a la demanda per-cápita promedio anual expresada en l/hab/día. Sin embargo, existen factores técnicos y financieros como la lejanía de la fuente, la cantidad y calidad del agua disponible y el financiamiento, entre otros, que deben ser tomados en cuenta para determinar la dotación que habrá de ser utilizada como dato de diseño.

En el Estudio de Actualización de Dotaciones para el país, efectuado durante los años 1992 y 1993 en varias ciudades de la República Mexicana por la CNA a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), se recomiendan valores para diferentes consumos domésticos según la clase socioeconómica, los cuales pueden observarse en la tabla 2.3.1; en tanto que en la tabla 2.3.2, pueden leerse recomendaciones para valores de consumo per-cápita en función del clima y de la cantidad de habitantes de la población.

Tabla 2.3.1 Consumo doméstico *per-cápita* por tipo de clima y clase socioeconómica.

CLIMA	Consumo por clase socioeconómica (l/hab/día)		
	Residencial	Media	Popular
Cálido (mayor que 22°C)	400	230	185
Semicálido (de 18° a 22°C)	300	205	130
Templado (de 12° a 17.9°C)	250	195	100
Semifrío (de 5° a 11.9°C)	250	195	100
Frío (menor que 5°C)	250	195	100

NOTA: La temperatura corresponde al valor medio anual

Tabla 2.3.2 Consumo doméstico *per-cápita* por tipo de clima y número de habitantes

N° de Habitantes	DOTACIÓN POR CLIMA (l/hab/día)		
	Cálido	Templado	Frío
2 500 a 15 000	150	125	100
15 000 a 30 000	200	150	125
30 000 a 70 000	250	200	175
70 000 a 150 000	300	250	200
Mayor a 150 000	350	300	250

Proyección de la demanda

La proyección de la demanda de agua potable se realiza con base en los consumos de las diferentes zonas socioeconómicas y a la demanda actual, tomando en consideración aspectos como los siguientes:

En condiciones normales, el consumo doméstico debe presentar una tasa decreciente en el tiempo, lo que significa que el volumen diario que se asigna por persona tiende a disminuir año con año, como resultado de la aplicación de políticas de uso racional del agua potable.

Cuando las demandas comercial, industrial y turísticas sean poco significativas con relación a la demanda doméstica, y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras quedan incluidas en la demanda doméstica; pero cuando sí lo sean, deben considerarse las tendencias de crecimiento histórico con los censos económicos o con los proyectos de desarrollo del sector público o de la iniciativa privada, y se aplicarán los consumos de cada sector a las proyecciones futuras.

Por lo que se refiere a los volúmenes de agua no contabilizada, su valor se estima a partir de los volúmenes producidos y consumidos. En este punto se analizan las tendencias y causas probables del agua no contabilizada, tales como pérdidas físicas, errores de medición, catastro desactualizado, etc.

El cálculo de la demanda se debe realizar anualmente para un periodo de 20 años, y se obtiene con la suma de los consumos por sector, incluyendo el agua no contabilizada.

Con base en la aplicación de criterios como los anteriores, la CEAS Jalisco, en su estudio *Análisis de factibilidad para el abastecimiento de agua a la ZCG*, estableció la relación demanda creciente que se presenta en la tabla 2.3.3. Con dicha información y la respectiva a los gastos suministrados señalados en la sección 1.1 de este trabajo, así como la población de proyecto determinada con el método de mínimos cuadrados con ajuste lineal cuyo resultado se presentó en la tabla 2.2.1, se calculó la relación Oferta - Demanda para un horizonte de proyecto que alcanza el año 2030.

Como puede verse en la tabla 2.3.3, suministrando un gasto de $10.4 \text{ m}^3/\text{s}$ desde Arcediano a partir del año 2005, será posible satisfacer una dotación constante de hasta 285 l/hab/día durante los próximos 25 años, no obstante haber suprimido desde el mismo año, la aportación que hace el Lago de Chapala al abastecimiento de agua de la ZCG.

Tabla 2.3.3 Cálculo de la relación Oferta – Demanda del sistema de abastecimiento de agua potable para la ZCG.

Año	Población	Demanda (m ³ /s)	O F E R T A (m ³ /s)					Total Ofertado (m ³ /s)	Superávit -Déficit (m ³ /s)
			Fuentes Actuales			Nuevas Fuentes			
			Lago de Chapala	Presa Elías G. CH	Sistemas de Pozos	San Isidro	Arcediano		
2000	3,677,531	12.13	6.30	1.20	5.56			13.06	0.93
2001	3,763,116	12.41	6.30	1.20	5.56			13.06	0.65
2002	3,824,680	12.62	5.00	1.20	5.56	1.70		13.46	0.84
2003	3,887,250	12.82	5.00	1.20	5.56	1.70		13.46	0.64
2004	3974400	13.11	5.00	1.20	5.56	1.70		13.46	0.35
2005	4,058,399	13.39		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	5.47
2006	4,127,719	13.62		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	5.24
2007	4,197,040	13.84		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	5.02
2008	4,266,361	14.07		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	4.79
2009	4,335,682	14.30		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	4.56
2010	4,405,002	14.53		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	4.33
2011	4,474,323	14.76		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	4.10
2012	4,543,644	14.99		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	3.87
2013	4,612,964	15.22		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	3.64
2014	4,682,285	15.45		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	3.41
2015	4,751,606	15.67		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	3.19
2016	4,820,927	15.90		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	2.96
2017	4,890,247	16.13		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	2.73
2018	4,959,568	16.36		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	2.50
2019	5,028,889	16.59		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	2.27
2020	5,098,209	16.82		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	2.04
2021	5,167,530	17.05		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	1.81
2022	5,236,851	17.27		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	1.59
2023	5,306,171	17.50		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	1.36
2024	5,375,492	17.73		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	1.13
2025	5,444,813	17.96		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	0.90
2026	5,514,134	18.19		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	0.67
2027	5,583,454	18.42		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	0.44
2028	5,652,775	18.65		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	0.21
2029	5,722,096	18.87		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	-0.01
2030	5,721,474	18.87		1.20	5.56	1.70	10.4	18.86	-0.01

En la figura 2.3.1 puede observarse en forma gráfica la variación que irá presentando la Oferta y la Demanda con la aportación de Arcediano, gracias a la cual podría disminuir la sobreexplotación del el Lago de Chapala.

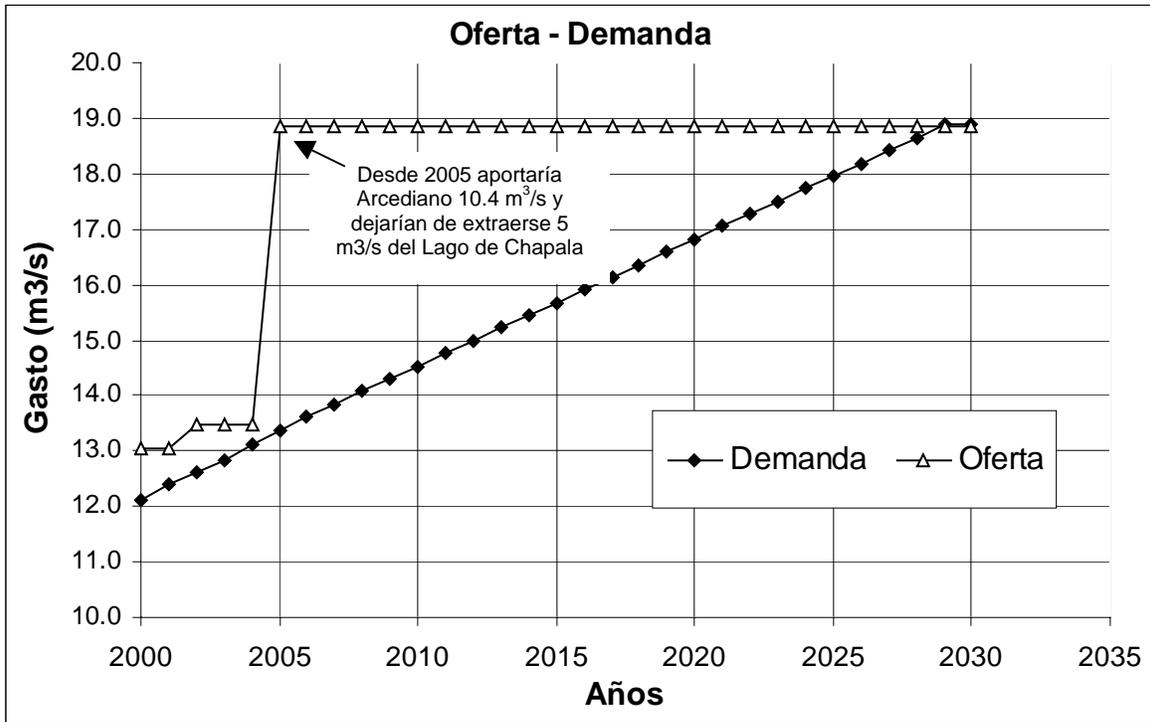


Figura 2.3.1 Variación de la Oferta y la Demanda hasta el 2030 en la ZCG

Coefficientes de variación diaria y horaria

Debido a la existencia de días laborables y otras actividades en la comunidad, los requerimientos de agua no son constantes durante el año ni durante el día, pues la demanda varía en forma diaria y horaria; por esto, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario multiplicándolos por un coeficiente de variación diaria y un coeficiente de variación horaria respectivamente. En la tabla 2.3.4 pueden leerse valores medios de estos coeficientes que se obtuvieron en el estudio Actualización de las dotaciones del país, llevado a cabo por el IMTA, en el que se determinó la variación del 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.

Tabla 2.3.4 Coeficientes de variación media

CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (CVC)	1.40
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.55

Gasto medio diario

El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. La expresión que lo define es la siguiente:

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

donde;

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

P = Número de habitantes

D = Dotación, en l/hab/día

86,400 = segundos/día

Gato máximo diario

Para un sistema de abastecimiento de agua potable, éste es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regulación y almacenamiento.

Este gasto se obtiene a partir de:

$$Q_{\text{MD}} = CV_d \cdot Q_{\text{med}}$$

donde;

Q_{MD} = gasto máximo diario, en l/s

CV_d = Coeficiente de variación diaria (ver tabla 2.3.4)

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

Como quedó expresado en la tabla 2.2.3, se requiere que desde la presa Arcediano se aporten 10.40 m³/s durante las 24 horas del día para satisfacer hasta el año 2030 la demanda creciente en la ZCG. Dicha aportación representa un volumen diario entregado de 898,560 m³, y no propiamente el gasto de diseño del acueducto. Debido a que las condiciones topográficas del terreno imponen que el acueducto Arcediano – Guadalajara tenga una trazo globalmente ascendente, y a que por ello se requiera bombear el agua a lo largo de toda su longitud implicando un importante consumo de energía eléctrica; y además, a que en la actualidad la CFE tiene establecidas diferentes tarifas para dicho consumo en función del horario del día en que se efectúe (ver tabla 2.3.5), el gasto de diseño que se empleará en este trabajo ha sido determinado a partir de un análisis económico que tomó en cuenta distintos tiempos de bombeo durante el día, entre los cuales, se seleccionó el más económico, mismo que resultó ser aquel que habría de bombearse durante 18 horas al día. En el capítulo 5 se presenta el análisis del costo anual de bombeo que muestra cómo al bombear durante 18 h/día pueden evitarse las horas pico y sus altas tarifas.

Con base en lo señalado en el párrafo anterior, la relación entre el gasto por bombear, en m³/s, y el tiempo diario de operación está dada por:

$$Q = 898,560 / (3,600 \times t) \quad (2.3.1)$$

donde;

Q = Gasto por bombear, en m³/s
 898,560 = volumen en m³ de agua requeridos por día.
 3,600 = número de horas que tiene un día
 t = tiempo diario de operación del acueducto, en horas.

En suma, empleando la ecuación 2.3.1 para el tiempo de operación de 18 h, se obtienen los 13.867 m³/s correspondientes al gasto de diseño del acueducto.

Tabla 2.3.5 Tarifa H-TL del 13 de Marzo de 2005 para Guadalajara (región sur).
 Servicio general en alta tensión, nivel transmisión para larga utilización. CFE

Región	Carga por kW – h* de energía según el horario de consumo		
	Punta	Intermedia	Base
Sur	\$ 1.5431	\$ 0.5225	\$ 0.4938
Carga por kW de demanda facturable: \$ 91.71			

* Kilowatt por hora

Además de los gastos señalados en esta sección, existe un *Gasto máximo horario* que se calcula para el diseño de las redes de distribución, el cual se obtiene de multiplicar el Gasto máximo diario (Q_{MD}) por el coeficiente de variación horaria (CV_h). No se abundará más al respecto ya que este último gasto no es de utilidad en el diseño de un acueducto, y además, en el párrafo anterior ya ha quedado establecido el gasto que se empleará como gasto de diseño para el acueducto Arcediano-Guadalajara.

2.4 Fuentes de abastecimiento

Existen dos grandes y principales fuentes de abastecimiento de agua potable: las aguas subterráneas y las superficiales.

Como se ha señalado en la sección 1.1 de este estudio, el sistema de abastecimiento de la ZCG cuenta con ambos tipos, siendo fuente superficial la que correspondería al almacenamiento que se lograría con la construcción de la presa Arcediano, ya que tendría origen en los ríos Verde y Santiago.

Con fundamento en los resultados de los estudios hidrológicos a los que se ha hecho referencia en la sección 1.3.5, en las alternativas de diseño del acueducto Arcediano–Guadalajara que habrán de analizarse en los capítulos posteriores, se contempla que la fuente superficial en cuestión será capaz de proporcionar los 13.867 m³/s del gasto de diseño que habrán de bombearse durante 18 horas al día.

En la figura 2.4.1 puede verse el punto de confluencia de los ríos Verde y Santiago en el extremo Nororiental de la ZCG.



Figura 2.4.1 Fotografía aérea de la Barranca de Oblatos y los ríos Verde y Santiago.

2.5 Obra de captación

Las obras de captación son obras civiles y electromecánicas que permiten disponer del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento.

Para la captación y el almacenamiento de grandes volúmenes de agua provenientes de un río, es necesaria la construcción de una presa, lo cual se efectúa en el cauce del río con el objeto de almacenar el agua que aporta la corriente para emplearla de acuerdo a las demandas que se tengan. Sus partes esenciales son: la cortina, el vertedor de demasías y la obra de toma.

En el proyecto de una presa de almacenamiento para abastecimiento de agua de uso doméstico de una localidad intervienen dos factores principales: el agua disponible aportada por la corriente, dato que se obtiene a partir de un estudio hidrológico, y la demanda de agua de la comunidad, la cual depende del gasto máximo requerido.

La obra de toma consta, en esencia, de una estructura de control o torre, y un conducto (galería y tubería) que trabaja a presión o como canal. Para su localización y diseño en una presa de almacenamiento con fines de abastecimiento de agua potable, se toman en cuenta factores como:

- Gasto por aprovechar
- Carga hidráulica. Depende de la altura de la cortina y del perfil de la conducción.
- Tipo de cortina.
- Localización de la planta de bombeo.

Como se ha señalado en diferentes espacios de este trabajo, en el Proyecto Arcediano se ha determinado llevar a cabo la construcción de una presa sobre el lecho del río Santiago, aproximadamente 500 metros aguas debajo de su

confluencia con el río Verde (ver figura 2.4.1). Con los resultados de la hidrología se obtuvieron los gastos de diseño de la obra de desvío y de la obra de excedencias y, mediante la simulación del funcionamiento del vaso, se fijó el NAMO a la cota 1110 msnm. En la tabla 2.5.1 se presentan algunos de los resultados del *Anteproyecto* efectuado en el año 2003 por la CFE en convenio con la CEAS para el proyecto de la Presa y algunas de las obras que la constituyen.

Tabla 2.5.1 Datos del Anteproyecto hecho por la CFE para la Presa Arcediano

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
C O R T I N A (flexible)		
ELEVACIÓN DE LA CORONA	msnm	1130
ALTURA (Sin incluir desplante)	m	140
E M B A L S E		
N A M E	msnm	1128.00
N A M O	msnm	1110.00
N A M I N O	msnm	1 035.00
ÁREA DEL EMBALSE AL N A M E	km ²	10.645
ELEVACIÓN DEL CAUCE	msnm	990.00
CAPACIDAD AL N A M E	Mm ³	620.77
CAPACIDAD AL N A M O	Mm ³	538.33
CAPACIDAD AL N A M I N O	Mm ³	56.00
VOLUMEN PARA REGULAR AVENIDAS	Mm ³	82.44
VOLUMEN ÚTIL	Mm ³	482.33
CAPACIDAD AL UMBRAL DE LA TOMA	Mm ³	56.00
VIDA ÚTIL DE LA OBRA	años	50
O B R A D E D E S V Í O		
GASTO MÁXIMO REGISTRADO (E.H. Arcediano)	m ³ /s	3 329
GASTO MÁXIMO DE LA AVENIDA DE DISEÑO TR = 100 años	m ³ /s	2 838
GASTOS DE DESCARGA EN TÚNELES Y TAJO	m ³ /s	2 400 y 2 500
ALTURA DE LOS TÚNELES EN LAS CORTINAS DE MATERIALES (2)	m	12
LONGITUD DE LOS DOS TÚNELES	m	1 458
ELEVACIÓN DE LA ATAGUÍA AGUAS ARRIBA	msnm	1 013
ELEVACIÓN DE LA ATAGUÍA AGUAS ABAJO	msnm	997
LONGITUD DE LOS CONDUCTOS DE CONCRETO	m	98
V E R T E D O R		
GASTO MÁXIMO DE LA AVENIDA DE DISEÑO Tr = 10 000 años	m ³ /S	5 521
GASTO MÁXIMO DE DESCARGA	m ³ /S	4 745
TIPO EN PRESAS DE MATERIALES: CRESTA CONTROLADA CON COMPUERTAS RADIALES	pza	4
DIMENSIÓN DE LAS COMPUERTAS ANCHO Y ALTO	m	10.50 y 12.65
ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDORA EN LAS PRESAS DE MATERIALES	msnm	1 083
ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDORA DESCARGA LIBRE	msnm	1099
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA CRESTA LIBRE	m	320

En la figura 2.5.1 se presenta un esquema en planta de la presa cuya cortina es de tipo flexible de enrocamiento, con taludes que son de 1.4:1 en el paramento aguas abajo y de 1.5:1 en el de aguas arriba.

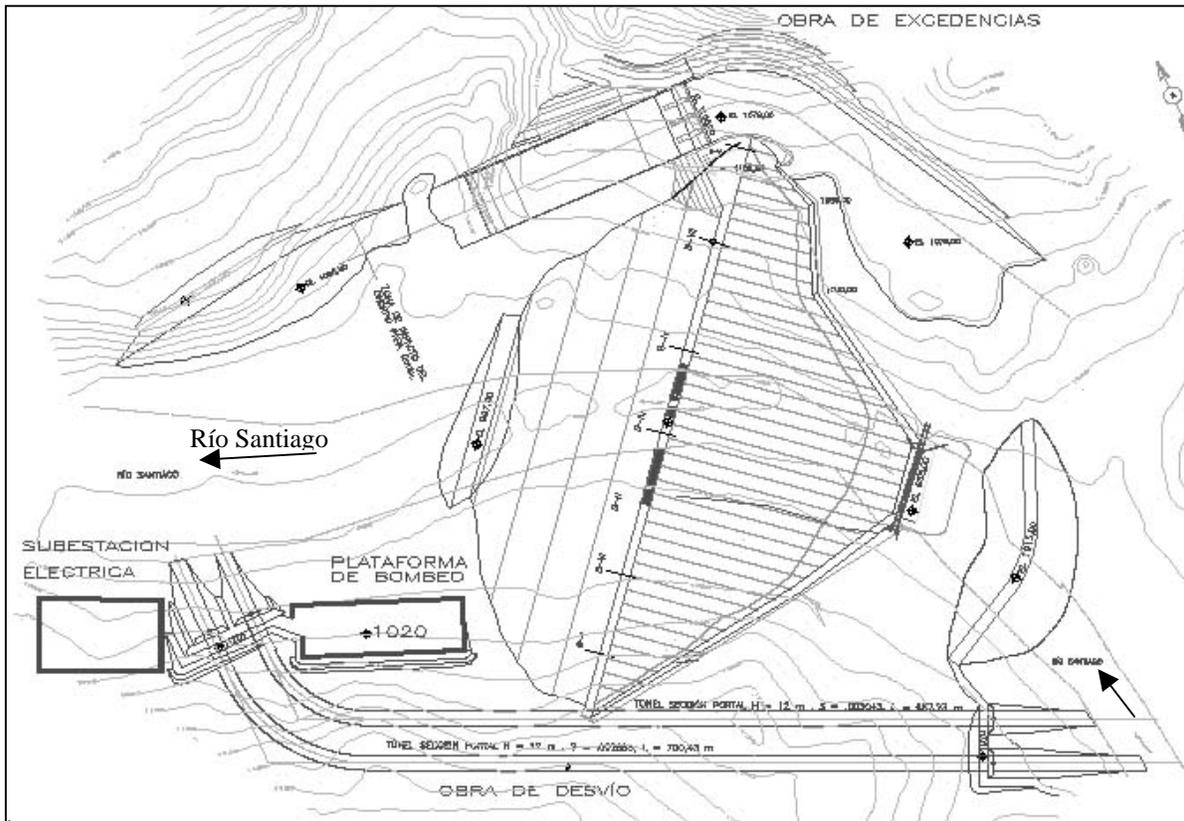


Figura 2.5.1 Esquema en planta de la presa Arcediano.

2.6 Conducción

En un sistema de abastecimiento de agua potable se llama línea de conducción al conjunto de tuberías que, con las estaciones de bombeo, dispositivos de control, protección y especiales, permiten el transporte de agua desde una sola fuente de abastecimiento, hasta un solo sitio como puede ser un tanque de regulación o una planta potabilizadora.

El gasto con el que se diseña la tubería de una conducción se obtiene en función del gasto que ésta debe entregar a los tanques y de los gastos que son capaces de proporcionar las fuentes de abastecimiento.

La elección de la conducción implica la definición de varios aspectos, entre los cuales se destaca el establecimiento de su trazado (lo que definirá el perfil del acueducto), la determinación de su diámetro y la decisión respecto a su resistencia a la sobrepresión y depresión.

Componentes de una línea de conducción

Los componentes que conforman una línea de conducción son:

- Tuberías (de materiales como acero, fibrocemento, concreto presforzado, policloruro de vinilo (PVC), y hierro dúctil entre otros).
- Piezas especiales (juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos, reducciones, coples, tapones y tapas).
- Válvulas (eliminadoras de aire, de admisión y expulsión de aire, de no retorno, de seccionamiento).
- Dispositivos para el control de transitorios (válvula aliviadora de presión, válvula anticipadora del golpe de ariete, torre de oscilación, tanque unidireccional, cámara de aire, entre otros).

Conducciones por bombeo

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener la carga dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor que la altura piezométrica requerida en el punto de entrega o cuando la energía disponible es insuficiente para vencer las pérdidas de energía. En cualquier caso, el equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

Conducciones por gravedad

Una conducción de este tipo se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor que la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible. El escurrimiento del agua en las conducciones por gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre (canales) o funcionando a presión (en tuberías).

Conducciones por bombeo – gravedad

Si la topografía del terreno obliga al trazo de la conducción a cruzar por partes más altas que la elevación de la superficie del agua en el tanque de regulación, conviene analizar la colocación de un tanque intermedio en ese lugar. La instalación de este tanque, denominado de cambio de régimen, ocasiona que se forme una conducción por bombeo – gravedad, donde el primer tramo es por bombeo y el segundo por gravedad.

2.6.1 Trazo del acueducto

Para efectuar el trazo, deben tenerse como datos el punto de toma, el punto de entrega y la topografía de la región. En general los márgenes de libertad para determinarlo están muy sujetos a limitaciones legales (tenencia de la tierra) y sociales que deben respetarse.

Sin embargo, como orientación general, en los acueductos globalmente ascendentes como el que se estudia en este trabajo, debe elegirse entre los

perfiles posibles aquellos que, en caso de detenerse la operación del acueducto, no presenten tramos que por efecto de la gravedad se vacíen hacia el extremo aguas abajo. No obstante lo anterior, en el extremo de aguas arriba, que es donde se ubica la planta de bombeo, deberán disponerse válvulas de descarga que se cierran para detener la operación o se cierran automáticamente al detenerse las bombas. Además, una buena elección del trazo se distinguirá porque las características de su perfil permitirán una eficiente evacuación del aire atrapado.

No obstante las orientaciones mencionadas, la elección adecuada del trazo sólo puede realizarse por aproximaciones sucesivas, pues deben contemplarse exigencias muy diversas tanto económicas, como de operación estacionaria, llenado y vaciado, así como de operación transitoria.

Atendiendo a señalamientos como los anteriores, para el acueducto Arcediano – Guadalajara se estudiaron distintas opciones para el trazo, resultando dos como los más viables, mismas que han sido identificadas como: 1) Trazo por barranca y periférico, y 2) Trazo por cortina y camino.

En la figura 2.6.1.1 pueden observarse las trayectorias que siguen ambos trazos desde el lugar donde se localizará su primera planta de bombeo, aproximadamente a 300 m aguas abajo de la obra de toma, hasta el sitio de entrega en la Planta potabilizadora San Gaspar.

En la alternativa 1, el cadenamamiento 0+000 identifica el sitio donde se localiza la planta de bombeo (PB1), cuya cota topográfica es la 1026.32 msnm; desde allí el trazo tiene dirección Sur hasta el cadenamamiento 0+908.24 (cota 1377.24 msnm), donde toma una dirección Suroeste hasta el cadenamamiento 1+060.38 (cota 1481 msnm), y de ahí vuelve a dirigirse al Sur hasta topar con la Av. Belisario Domínguez, por donde corre hasta encontrar la calle Artesanos, virando ahí en dirección Sur hasta encontrar el Periférico Norte, sobre cuya trayectoria seguirá en dirección Este hasta el cadenamamiento 10+000, punto a partir del cual sigue la trayectoria del camino a Matatlán hasta llegar a la Planta Potabilizadora San Gaspar que se aloja sobre el cadenamamiento 10+872.10, cuya elevación es de 1583.08 msnm.

En la alternativa 2, el cadenamamiento 0+000 también identifica el sitio donde se localizaría la planta de bombeo. La cota del terreno natural en este lugar es la 1032.5 msnm. A partir de este punto la trayectoria del trazo se dirige al Este hasta pasar junto al costado Suroeste de la cortina de la presa, sitio en el que encuentra un antiguo camino de terracería para ascender serpenteando junto a éste hasta encontrarse con el Periférico Norte 100 metros al Este del arrollo San Andrés, punto que corresponde al cadenamamiento 5+000 (cota 1505 msnm) del trazo de la alternativa 1, lugar a partir del cual sigue la trayectoria de este último trazo hasta encontrarse con la Planta Potabilizadora San Gaspar.

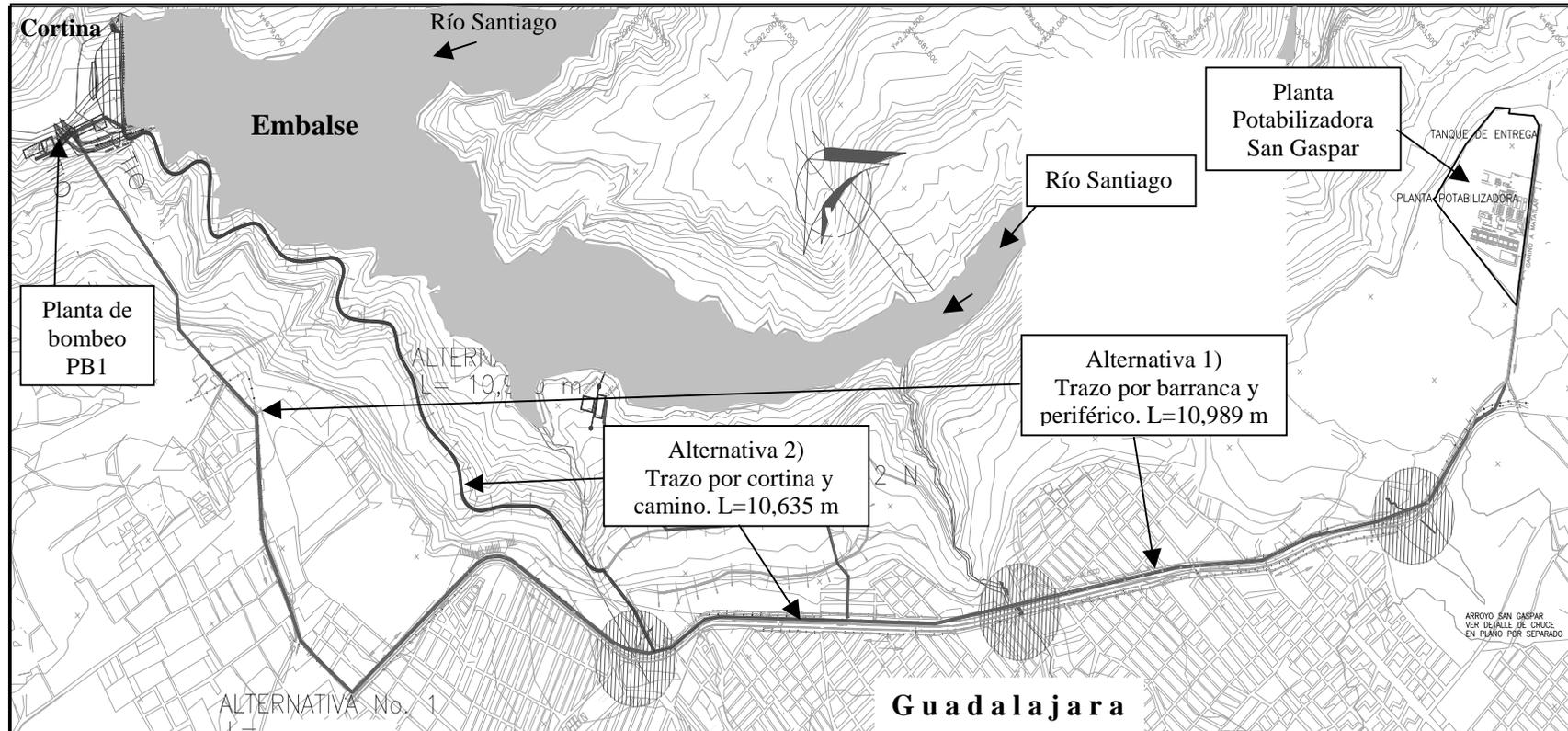


Figura 2.6.1.1 Trazos de las alternativas 1) Barranca y Periférico y, 2) Cortina y Camino

En las figuras 2.6.1.2 y 2.6.1.3 se presentan los perfiles topográficos de las alternativas de trazo 1 y 2 respectivamente.

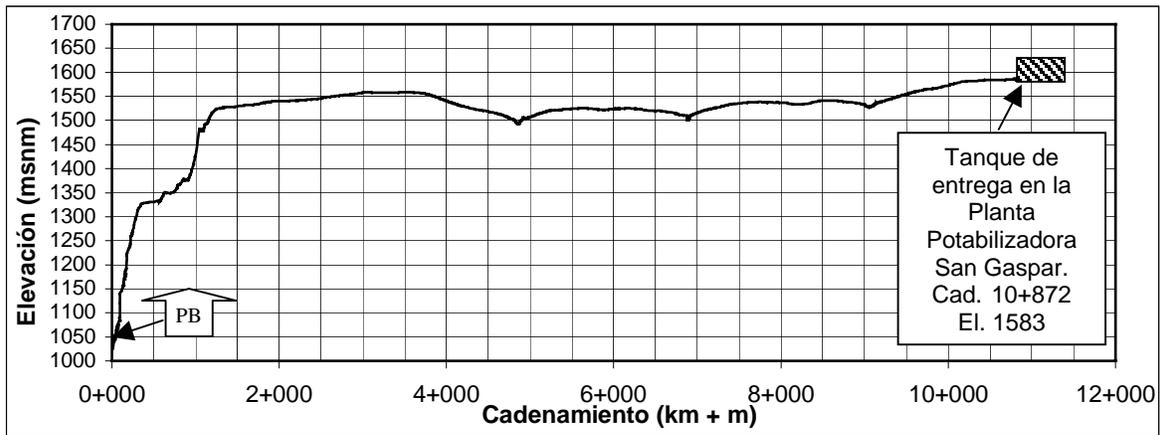


Figura 2.6.1.2 Perfil del trazo de la alternativa 1. Barranca y periférico.

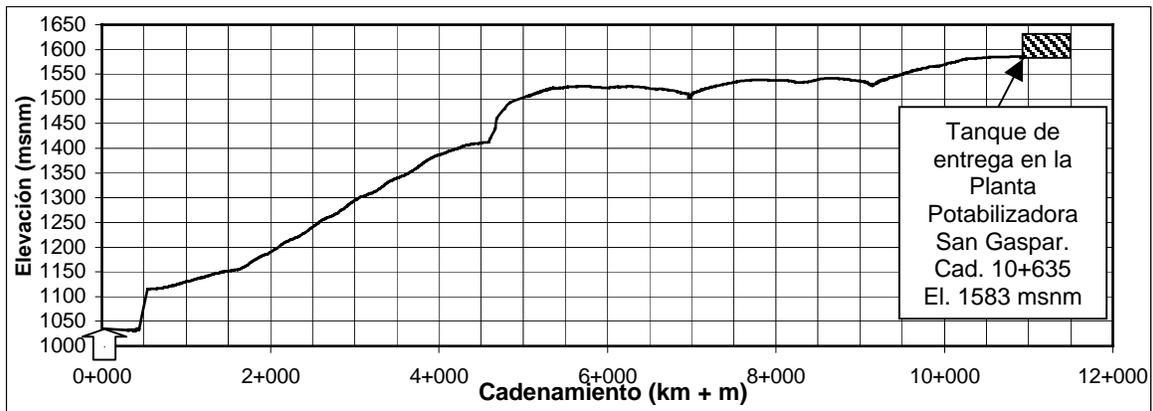


Figura 2.6.1.3 Perfil del trazo de la alternativa 2. Cortina y camino

2.6.2 Determinación del diámetro de la conducción

Otro aspecto importante en el diseño de un acueducto es la determinación de su diámetro, cuya solución, una vez obtenido el trazo y el gasto de diseño, se decide por condiciones económicas a partir de hacer mínimos el costo de la tubería y su colocación, así como el costo de la energía para el bombeo en aquellos tramos donde ésta sea requerida.

Es de suma importancia observar que en la medida en que el diámetro seleccionado sea menor, disminuye el costo de la tubería y su colocación, sin embargo, se incrementan las pérdidas de carga y con ello el costo de bombeo, ya que se requieren bombas de carga elevada con mayor consumo de energía. Ocurriría lo contrario si se incrementara el diámetro. Por lo tanto, en la determinación del diámetro de la conducción debe encontrarse un valor D para el cual la suma de ambos costos resulte mínima.

En los párrafos siguientes se planteará un procedimiento analítico en el que se aplica la llamada fórmula de Bresse para el cálculo del diámetro óptimo de una conducción por bombeo.

El costo de suministro de la tubería y su colocación C_T , se obtiene a partir de C_1 , que es el costo por unidad de diámetro y longitud, incluyendo la tubería, la excavación de las zanjas en su caso, y su posterior colocación; así pues se tiene:

$$C_T = C_1 D L \quad (2.6.2.1)$$

donde;

C_1 es el costo de suministro e instalación por unidad de diámetro y longitud

L es la longitud de la longitud de la conducción

D es el diámetro de la conducción

El costo de la energía en operación por bombeo C_E en un periodo anual, se obtiene a partir de C_2 que es el costo de consumo de energía por unidad de potencia necesaria para bombear el gasto Q de diseño durante un año, al tanque de entrega. Su relación con otras variables está definida por:

$$C_E = \frac{(H_2 - H_1)\gamma Q}{76\eta} C_2 \quad (2.6.2.2)$$

donde;

C_2 es el costo de energía anual para bombeo por unidad de potencia

γ es el peso específico del agua en kg/m^3

η es la eficiencia de la bomba

H_2 y H_1 son las cargas totales en la descarga y succión de la bomba, en m.c.a., cuya diferencia se obtiene de la aplicación de la ecuación de la energía entre el tanque de succión y la succión de la bomba, y entre la descarga de la bomba y el tanque de entrega, considerando nulas la presión atmosférica y velocidades en la superficies de los tanques, así como, diámetros y coeficientes de rugosidad iguales en las tuberías de succión y descarga. De lo anterior resulta que:

$$H_2 - H_1 = f \frac{L V^2}{D 2g} + z_3 - z_0 = 8f \frac{LQ^2}{\pi^2 g D^5} + z_3 - z_0 \quad (2.6.2.3)$$

donde;

L es la longitud del tramo a succión más la del tramo de la descarga

V es la velocidad en las tuberías de succión y descarga

f es el coeficiente de pérdidas

z_0 es la elevación del nivel de agua en el tanque de succión

z_3 es la elevación del nivel del agua en el tanque de descarga

D es el diámetro de la conducción

Ahora bien, sustituyendo la expresión (2.6.2.3) en la ecuación (2.6.2.2), y sumándola a la expresión del costo de la tubería y su instalación (2.6.2.1), resulta la expresión correspondiente a los costos integrados C_i , en función del diámetro:

$$C_i = C_1DL + C_2 \left(8 \frac{fLQ^2}{\pi^2 g D^5} + z_3 - z_0 \right) \frac{\gamma Q}{76\eta} \quad (2.6.2.4)$$

En la figura 2.6.2.1 se puede observar el comportamiento de los costos involucrados en función del diámetro.

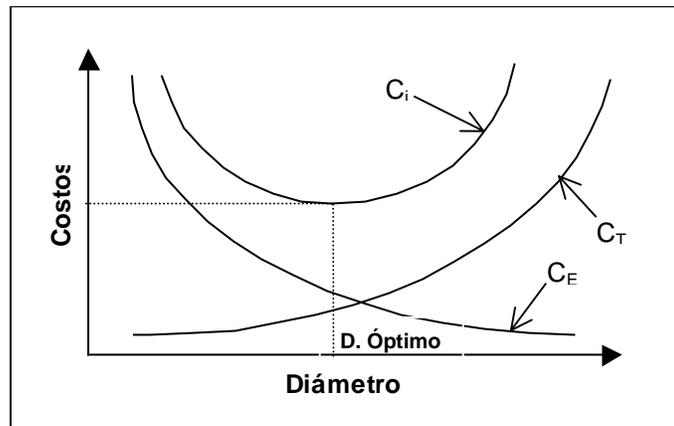


Figura 2.6.2.1 Comportamiento de los costos en función del diámetro.

Obsérvese cómo el diámetro óptimo D_0 se obtiene al hacerse mínimo el costo integrado $C_i = C_T + C_E$, por lo tanto, la derivada con respecto al diámetro de la función C_i (ecuación 2.6.2.4), igualada a cero, permite la obtención del D_0 . Entonces, si dicha derivada es:

$$\frac{dC_i}{dD} = C_1L - C_2 \frac{40fLQ^3\gamma}{76\eta g \pi^2 D^6} \quad (2.6.2.5)$$

Y la segunda derivada resulta positiva, lo cual señala que al igualarla a cero, el diámetro correspondiente al costo mínimo está dado por la siguiente ecuación que es llamada fórmula de Bresse:

$$D_0 = \sqrt[6]{\frac{10}{19} \frac{C_2 f \gamma}{C_1 \eta \pi^2 g}} \sqrt{Q} \quad (2.6.2.6)$$

Cuyo radical $\sqrt[6]{\frac{10}{19} \frac{C_2 f \gamma}{C_1 \eta \pi^2 g}}$, para el sistema de unidades MKS, se ha

encontrado que es aproximadamente igual a 1.2; en tanto que cuando el diámetro se calcula en pulgadas, habiéndose dado el gasto en l/s, resulta un valor de 1.5, y entonces la fórmula de Bresse es conocida también con el nombre de fórmula de Dupuit, quedando como:

$$\begin{aligned} D_0(m) &= 1.2 \sqrt{Q(m^3/s)} \\ D_0(\text{pulg}) &= 1.5 \sqrt{Q(l/s)} \end{aligned} \quad (2.6.2.7)$$

Al aplicar este criterio para establecer el diámetro de la tubería del acueducto Arcediano – Guadalajara, es posible encontrar un primer valor como punto de partida para el análisis del sistema bajo condiciones de flujo establecido; sin embargo, tal como se señaló en esta sección, el valor definitivo de dicho diámetro habrá de precisarse tomando en cuenta el impacto que tendrá en los costos propios de la tubería y su colocación, además de sus implicaciones tanto en el costo de bombeo como en el buen funcionamiento hidráulico del todo el sistema.

2.6.3 Resistencia de la tubería a sobrepresiones y depresiones

La tubería de un acueducto debe proyectarse para que no se dañe bajo ninguna condición de operación. El estudio de las presiones a las que estará sometida la tubería determinará sus características a la resistencia. En los tramos rectos, la sobrepresiones (presiones mayores que la atmosférica) generan esfuerzos de tensión sobre los planos meridianos de la tubería, los cuales deben ser soportados dentro de los límites del comportamiento elástico de los materiales de fabricación de la tubería. En general, la única información que los fabricantes de tuberías y accesorios ofrecen en cuanto a la resistencia de sus productos es su llamada “clase”, expresada por la presión máxima que el producto soporta sin dañarse.

Dicha “clase” no establece una diferencia entre presiones estacionarias y transitorias, y por lo tanto, la protección contra el golpe de ariete debe reducir las presiones máximas por debajo de este límite.

En cuanto a las depresiones (presión interior menor que la atmosférica), la tubería debe soportarlas sin colapsar; siendo la mínima presión posible en el interior de un acueducto, la presión de vapor del agua a la temperatura de trabajo. Las depresiones pueden presentarse en el vaciado de la tubería y durante los eventos transitorios hidráulicos originados en los paros del acueducto. Con el fin de posibilitar el vaciado de la tubería, ésta deberá conectarse con la atmósfera en puntos equidistantes entre sí algunos centenares de metros. En dichos puntos, se colocarán válvulas denominadas de vacío, cuya función es permitir la entrada del aire atmosférico a la tubería cuando está en depresión, estas válvulas evitan, en consecuencia, la existencia de depresiones significativas en la tubería. Sin

embargo es conveniente, dado el carácter catastrófico de un accidente por colapso, que en el diseño se estime la mínima presión a la cual puede estar sometido cada tramo de la tubería ante la eventualidad de que todos los dispositivos de control de las depresiones fallen simultáneamente. Para dicha presión, en suma, debe calcularse la resistencia a las depresiones de la tubería.

El colapso de una tubería es una consecuencia de la pérdida de estabilidad dentro de su sección transversal. Un sistema elástico es estable cuando mantiene su forma bajo la presión de 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 sucede lo contrario pasa a ser inestable.

Al producirse un vacío en la tubería, sobre ella actúan fuerzas hacia su interior. La presión crítica P_{cr} para este caso está dada por:

$$P_{cr} = \frac{24EI}{bD^3} \quad (2.6.3.1)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material del tubo, I el momento de inercia de la pared tubular, b es la longitud del tubo y D su diámetro. Teniendo en cuenta que la longitud de la tubería es mucho mayor que su diámetro, se considera sólo un metro lineal ($b = 1$). En este caso, el módulo E se divide en $1 - \mu^2$ para considerar las tensiones longitudinales; μ es el coeficiente de Poisson.

Y ya que el momento de inercia de un rectángulo de 1 m de longitud y espesor δ es:

$$I = \frac{\delta^3}{12} \quad (2.6.3.2)$$

Sustituyendo (2.6.3.2) en (2.6.3.1) resulta:

$$P_{cr} = \frac{2E}{1 - \mu^2} \left(\frac{\delta}{D} \right)^3 \quad (2.6.3.3)$$

Y despejando el espesor que asegura contra el colapso de la ecuación (2.6.3.3) se tendrá:

$$\delta \geq D \left[\frac{P(1 - \mu^2)K}{2E} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.6.3.4)$$

Lo que para un tubo de acero $\mu = 0.3$ y $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, asumiendo un vacío completo dentro de la tubería, es decir, $P = 1 \text{ kg/cm}^2$, y un factor de seguridad $K = 2$, de la expresión (2.6.3.4) resulta que:

$$\delta \geq \frac{D}{130} \quad (2.6.3.5)$$

Y para un tubo de cualquier material:

$$\delta = \frac{D}{C} \quad (2.6.3.6)$$

donde el coeficiente C se toma de la tabla 2.6.3.1, obteniéndose así el espesor crítico d_{cr} , es decir, que si el espesor del tubo d es menor que d_{cr} , existe peligro de aplastamiento, no así si es mayor.

Tabla 2.6.3.1 Coeficientes C para el cálculo del espesor crítico ante depresiones.

Material del tubo	Constante C
Acero	130
Fibrocemento	64
Plástico (PVC y PE)	29
Hierro dúctil	122

Expuesto lo anterior, resulta evidente que el colapso es posible en el caso de tuberías de diámetros grandes y espesores pequeños, como es el caso de las tuberías de lámina de acero de plantas de bombeo de gran caudal. Sin embargo, para los tubos de concreto y asbesto cemento, que se caracterizan por tener espesores relativamente grandes, puede considerarse que el vacío generalmente no representa un peligro.

2.6.4 Aspectos teóricos del flujo en tuberías

Los principios fundamentales para el cálculo del flujo en tuberías en régimen permanente e incompresible se pueden resumir en dos ecuaciones básicas: la de continuidad y la de Bernoulli.

2.6.4.1 Ecuación de continuidad

Para explicar el principio de continuidad han de considerarse un tubo de sección variable A interpretado como una vena líquida por donde circula un fluido con velocidades V ; y un volumen de control limitado por dos fronteras 1 y 2 (ver figura 2.6.4.1.1). Si el estado del flujo es permanente, es decir, que no cambie en el tiempo, el gasto másico es constante y está dado por:

$$r_1 \cdot A_1 \cdot V_1 = r_2 \cdot A_2 \cdot V_2 \quad (2.6.4.1.1)$$

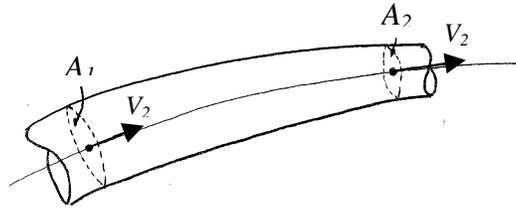


Figura 2.6.4.1.1 Vena líquida

Sin embargo, si el fluido es considerado incompresible, la densidad es constante ($r_1 = r_2 = \text{cte.}$) y por lo tanto se tiene la ecuación:

$$A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 \quad (2.6.4.1.2)$$

la cual se conoce como *ecuación de continuidad* para un flujo permanente e incompresible; siendo $Q = AV$ el gasto volumétrico.

2.6.4.2 Ecuación de Bernoulli

El balance de la energía a lo largo de una línea de corriente puede ser expresado mediante la ecuación de Bernoulli, para cuya derivación se considera un tubo de área de sección muy pequeña a lo largo de una línea de corriente, suponiendo condiciones de flujo permanente.

Haciendo referencia a la figura 2.6.4.2.1, las fronteras 1 y 2 avanzan en un tiempo unitario las distancias V_1 y V_2 respectivamente. En ese mismo tiempo, las fuerzas debidas a la presión realizan el trabajo neto $p_1 A_1 V_1 - p_2 A_2 V_2$, el cual, por principio físico, debe ser igual a la suma de los incrementos en energía potencial y cinética, más la pérdida por fricción en la longitud del tubo por unidad de tiempo, w :

$$p_1 A_1 V_1 - p_2 A_2 V_2 = \gamma_2 A_2 V_2 z_2 - \gamma_1 A_1 V_1 z_1 + \frac{1}{2} (\rho A_2 V_2) V_2^2 - \frac{1}{2} (\rho A_1 V_1) V_1^2 + w \quad (2.6.4.2.1)$$

donde γ es el peso específico del líquido, r su densidad y p es una presión.

Pero como los líquidos son prácticamente incompresibles, se tiene lo expresado en (2.6.4.1.2). Empleando esta relación, dividiendo entre $\gamma A_1 V_1$, arreglando términos y recordando que $r = \gamma / g$ se obtiene la ecuación de Bernoulli en la forma siguiente:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_f \quad (2.6.4.2.2)$$

siendo h_f la pérdida de energía en la tubería por unidad de peso del líquido que fluye.

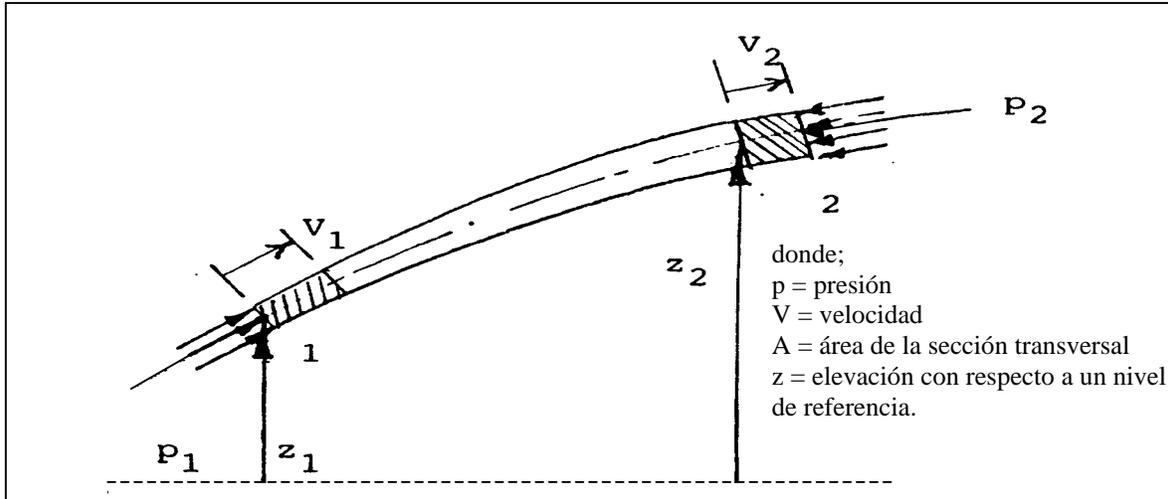


Figura 2.6.4.2.1 Diagrama para la derivación de la ecuación de Bernoulli

Pero si un tramo de tubería incluye una bomba, la ecuación de Bernoulli debe modificarse añadiendo el término E correspondiente a la energía hidráulica entregada por la bomba por unidad de peso del líquido en flujo, quedando como:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 + E = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_f \quad (2.6.4.2.3)$$

donde, si fuera el caso en que las secciones 1 y 2 se tomaran respectivamente en la succión y descarga de la bomba, se tendría que $z_1 = z_2$; y suponiendo que los diámetros de la tubería en ambas secciones son iguales, $V_1 = V_2$; además que $h_f = 0$ puesto que éste valor representa la pérdida en la tubería, inexistente para este caso, entonces,

$$E = \frac{p_2 - p_1}{\gamma} = \frac{\Delta p}{\gamma} \quad (2.6.4.2.4)$$

2.6.4.3 Pérdidas de energía

A medida que un fluido fluye por una tubería, ocurren pérdidas de energía debido a la fricción, teniendo como resultado una disminución de la presión entre dos puntos del sistema.

Existe una gran cantidad de ecuaciones para calcular este tipo de pérdidas, entre ellas, las más empleadas son las de Darcy-Weisbach y la de Manning, las cuales, expresadas en función del gasto, corresponden a las ecuaciones (2.6.4.3.1) y (2.6.4.3.2) respectivamente.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{A^2 2g} \quad (2.6.4.3.1)$$

$$h_f = \frac{LQ^2}{A^2 R_h^{4/3}} n^2 \quad (2.6.4.3.2)$$

donde:

h_f = pérdida de energía por fricción, en m

Q = Gasto, en m³/s

L = Longitud de la tubería, en m

D = Diámetro interno de la tubería, en m

g = aceleración de la gravedad, en m/s²

f = coeficiente de fricción, adimensional

n = coeficiente de rugosidad de Manning, en s/m^{1/3}

R_h = radio hidráulico de la tubería, que para tubo lleno es igual a $D/4$, en m

Existe una equivalencia entre las fórmulas de Darcy-Weisbach y la de Manning, determinada por una relación de proporcionalidad entre sus respectivos coeficientes, la cual es:

$$f = \alpha n^2 \quad (2.6.4.3.3)$$

donde α es la constante de proporcionalidad en cuestión, que está dada por la relación:

$$\alpha = \frac{4^{11/6} g}{D^{1/3}} \quad (2.6.4.3.4)$$

Para encontrar el valor del coeficiente de fricción f , pueden emplearse diversas fórmulas o bien el diagrama de Moody-Guerrero; una de las expresiones más recomendables es la de Swamee y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.75}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (2.6.4.3.5)$$

donde R_e es el número de Reynolds (mayor que 4000 para flujo turbulento, caso que corresponde al flujo en un acueducto), el cual es proporcional a la razón entre las fuerzas inerciales y viscosas del fluido, y está dado por:

$$R_e = \frac{DV}{\nu} \quad (2.5.4.3.6)$$

ecuación en la cual, D es el diámetro interior de la tubería (en cm), V es la velocidad promedio del flujo (en cm/s) y ν es su viscosidad cinemática (en cm²/s);

y e , es la rugosidad absoluta del tubo que representa la altura en mm de las asperezas de su superficie interior.

En la tabla 2.6.4.3.1 se presentan algunos valores representativos de e para diferentes materiales, en tanto que en la tabla 2.6.4.3.2 pueden observarse valores correspondientes al coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 2.6.4.3.1 Rugosidad absoluta e en tubos comerciales

Material	e en mm
Vidrio, cobre, plástico, hule	0.0015
Fierro fundido nuevo	0.005 a 0.01
Fierro fundido semioxidado	0.010 a 0.015
Fierro fundido oxidado	0.015 a 0.030
Cemento liso	0.003 a 00.008
Acero	0.04 a 0.10
Asbesto-cemento	0.025
Concreto	0.16 a 2 o más

Tabla 2.6.4.3.2 Coeficiente de rugosidad de Manning

Material	Coeficiente n (s/m ^{1/3})
Asbesto – cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado	0.014
Interior a base de epoxy	0.011
PVC	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009

En la mayoría de los sistemas de flujo, la pérdida de energía primaria se debe a la fricción en el conducto, sin embargo, existen otros tipos de pérdidas generalmente más pequeñas en comparación con las anteriores, y por consiguiente se hace referencia a ellas como *pérdidas menores o locales*. Las pérdidas menores ocurren cuando hay un cambio en la sección del tubo o en la dirección del mismo, o cuando la trayectoria del flujo se obstruye, como sucede con una válvula. Su cálculo se efectúa a partir de la fórmula:

$$h_l = K \frac{V^2}{2g} \quad (2.6.4.3.7)$$

donde h_l es la pérdida local de energía que debe agruparse con la pérdida por fricción; K es un coeficiente adimensional que depende del tipo de accesorio; y V la velocidad media del flujo, que para una reducción, toma el valor en el diámetro más pequeño, en cuyo caso, K varía de 0.5 a 0 cuando la razón de diámetro varía de 0 a 1, y en caso de una expansión, la variación de K es de 1 a 0, suponiendo nuevamente que V es la velocidad en el tubo de menor diámetro.

En la tabla 2.6.4.3.3 se presentan algunos valores aproximados del coeficiente K para distintos accesorios.

Tabla 2.6.4.3.3 Coeficiente K para algunos accesorios

Accesorio	K
Codo 90°	0.9
Codo 45°	0.4
Válvula de globo	10
Válvula de compuerta	0.2

2.6.4.4 Carga piezométrica

En el análisis del comportamiento de una conducción es de gran utilidad la representación gráfica de la *carga piezométrica* (concepto representado por la expresión $h = z + P/g$) en cada sección de la misma, superpuesta al perfil de la conducción.

La carga piezométrica h en una sección puede materializarse en la altura vertical a la que asciende una columna de agua por un tubo de pequeño diámetro respecto al diámetro de la tubería, conectado a la tubería en dicha sección.

En la figura 2.6.4.4.1(a) se observa la representación gráfica de la carga piezométrica para el caso hipotético de un acueducto sin fricción ($f = 0$) en el que no varía el diámetro de la conducción, por lo que $h_1 = h_2$, es decir que la línea piezométrica es horizontal. La distancia vertical entre la línea piezométrica y el eje longitudinal de la tubería mide el valor de la presión manométrica p/g .

En la figura 2.6.4.4.1 (b) se presenta un tramo análogo de tubería pero con fricción $f > 0$, por lo tanto se tiene $h_2 < h_1$ como consecuencia de una pérdida de energía por fricción. La línea piezométrica es una recta que desciende en el sentido del flujo con una pendiente cuyo valor es $\text{Tan } \alpha = fV^2 / 2gD$.

Finalmente, en la figura 2.6.4.4.2 (c) se presenta un tramo que es cortado en el punto A por la línea piezométrica, por lo que, aguas arriba de dicho punto hay sobrepresión (presión mayor que la atmosférica) y aguas debajo depresión (presión menor que la atmosférica). Sin embargo, si la depresión aumenta hasta igualar la presión de vapor del agua a la temperatura de trabajo, en el seno del fluido se crearán burbujas de vapor y ya no fluirá por el acueducto agua líquida sino que coexistirán las fases de líquido y vapor con gases libres que, en la zona de sobrepresión, se hallaban disueltos. Para ubicar esta zona de flujo de agua líquida y vapor, se traza por debajo del perfil una línea distante $(P_a - P_v) / g$ del perfil, donde P_v es la presión absoluta del vapor de agua y P_a la presión atmosférica absoluta. En la tabla 2.6.4.4.1 se dan los valores de la presión absoluta de vapor de agua a diferentes temperaturas.

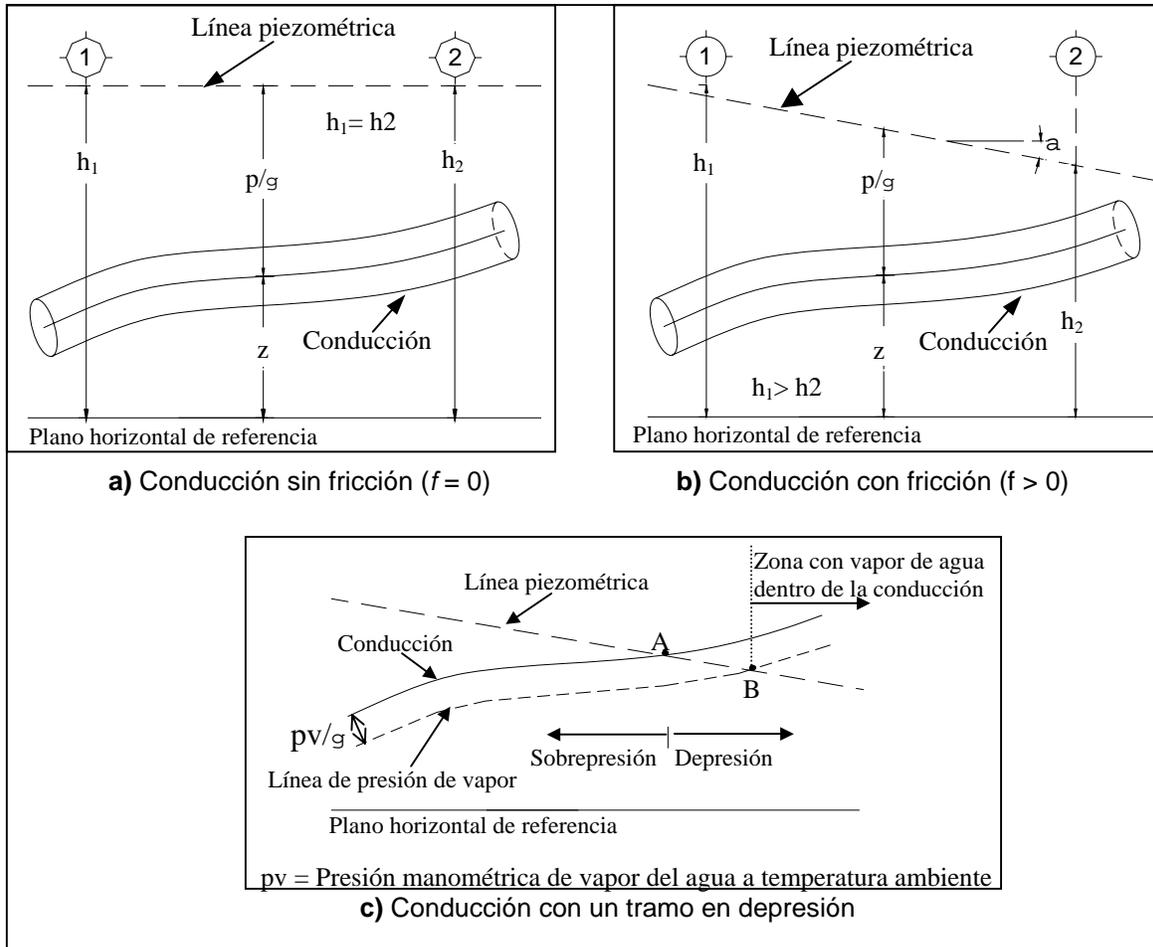


Figura 2.6.4.4.1 Representación gráfica de la carga piezométrica

Tabla 2.6.4.4.1 Presión absoluta del vapor de agua a diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	Presión absoluta de vapor de agua (mca)
0	0.06
10	0.12
20	0.25
30	0.44
40	0.76
50	1.26
60	2.03
70	3.20
80	4.86
90	7.18
100	10.33

Observando que a 20°C la presión absoluta del vapor de agua es 0.25 mca, la presión manométrica correspondiente es de -9.75 mca tomando como referencia una presión atmosférica absoluta de 10 mca.

En la figura 2.6.4.4.1 (c), la intersección de la piezométrica con la línea que indica la presión de vapor manométrica (punto B), señala que en ese punto se

alcanza la presión de vapor dentro de la tubería. Aguas debajo de ese punto ya la piezométrica no puede separarse más de la tubería puesto que en su interior la mínima presión posible es P_v / g . Esta condición de operación ya no puede considerarse en flujo estacionario, puesto que en el interior aparecen burbujas de vapor y gases diversos, por lo que debe ser evitada desde el diseño del acueducto.

2.6.5 Llenado y vaciado programado de la conducción

Llenado programado

Se denomina *programada* aquella acción que obedece a una decisión de los operadores del acueducto. El llenado programado considera la evacuación del aire existente en las tuberías, a través de válvulas de expulsión ubicadas a lo largo de la conducción en los sitios donde el aire puede quedar atrapado. Esta expulsión genera sobrepresiones debidas a la alteración repentina que experimenta el gasto con que se llena la conducción al cerrarse las válvulas, las cuales cierran cuando el agua llega hasta ellas y empuja un flotador contra el orificio. Cuando esto ocurre, el gasto en la tubería se modifica un ΔQ generándose un incremento de presión Δh en m.c.a. que se propaga por la tubería. El incremento máximo de presión es proporcional a $\Delta Q / A$, con una constante de proporcionalidad igual a a/g ; donde A es el área de la tubería, a es la velocidad de propagación de las ondas (cuyo valor es muy próxima a los 1000 m/s), y g la aceleración de la gravedad.

Este incremento súbito de presión exige establecer un gasto máximo de llenado de la conducción $Q_{m\acute{a}x}$, el cual se determina a partir de la resistencia de la tubería. Por lo que, para una tubería con resistencia Δh (en mca) de presión manométrica interior, dicho gasto máximo a emplear queda definido por:

$$Q_{m\acute{a}x} = \Delta h \frac{gA}{a} \quad (2.6.5.1)$$

Admitiendo que el gasto de aire expulsado Q_e es igual al gasto de llenado y el gasto restante aguas debajo de la válvula es nulo, en (2.6.5.1) Δh es la resistencia menor de las tuberías en el tramo de estudio.

Por lo anterior, el gasto máximo de llenado determina la capacidad mínima de expulsión de aire de las o las válvulas del tramo. Sin embargo, dado que las válvulas son de admisión y expulsión de aire, es necesario revisar las necesidades de admisión para su dimensionamiento correcto.

Vaciado programado

Cuando se efectúe un vaciado programado debe considerarse la entrada de aire por medio de válvulas de admisión que eviten depresiones en la conducción,

las cuales deben ubicarse en los puntos altos del trazo. El agua será vaciada mediante válvulas de compuerta ubicadas en las partes bajas y en todo sitio donde pueda presentarse estancamiento a lo largo de la conducción.

Es muy importante facilitar la admisión de aire atmosférico en la conducción al vaciar un tramo con desnivel DZ , de no suceder así, podría generarse depresión con valor DZ en m.c.a. en tanto se presente la condición:

$$\Delta z \leq \frac{P_a - P_v}{\gamma} \quad (2.6.5.2)$$

donde P_a es la presión atmosférica absoluta, P_v es la presión de vapor absoluta a la temperatura de trabajo, y γ es el peso específico del agua.

En todos los puntos del tramo vaciado donde no se verifique la condición (2.6.5.2) se producirá evaporación del agua y se establecerá la presión de vapor, en cuyo caso, la tubería podría colapsar si no resistiera la depresión impuesta. Por esto, las válvulas de admisión deben contar con capacidad suficiente para admitir el aire que pueda suplir el aire que sale por las válvulas de vaciado.

2.6.6 Operación estacionaria del sistema de bombeo

Cuando se tiene una conducción que por las condiciones topográficas del terreno requiere de la adición de energía mediante bombeo con el fin de transportar adecuadamente el agua desde un nivel inferior a uno mayor, es necesario contar con una estación de bombeo. En ella, la operación estacionaria de sus bombas puede ser descrita a partir de las curvas características que les corresponden y de la intersección de éstas con la curva del sistema hidráulico formado por las tuberías y accesorios necesarios para llevar el líquido desde la captación hasta el sitio de entrega.

Por sus características de funcionamiento, son las bombas centrífugas las adecuadas para implementarse en el bombeo de agua de acueductos con características físicas como las presentes en Arcediano–Guadalajara, por esta razón, en esta sección se proporcionarán algunos elementos teórico-prácticos fundamentales para el análisis de la operación de los sistemas de bombeo.

2.6.6.1 Curvas características

La representación del comportamiento real de una bomba se hace fundamentalmente a través de tres curvas proporcionadas por su fabricante:

- a) Curva Carga - Gasto
- b) Curva Eficiencia - Gasto
- c) Curva Carga Neta Positiva de Succión - Gasto

La tercera curva está relacionada con el problema de cavitación y será referida en un apartado posterior.

Curva Carga (H) – Gasto (Q)

Al aumentar el gasto bombeado disminuye la carga entregada por una bomba, y en teoría, la relación entre estas variables es lineal. Sin embargo, en la realidad se observa que dicha relación está representada por una línea curva como la que se muestra en la figura 2.6.6.1.1, que depende del diseño propio de la bomba.

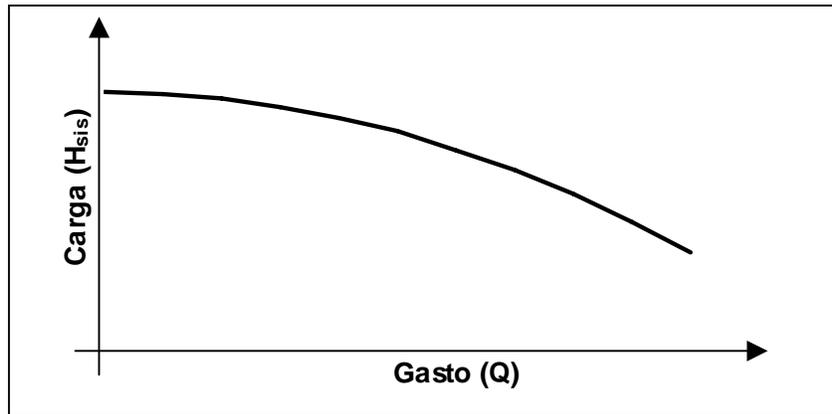


Figura 2.6.6.1.1 Curva característica Carga – Gasto de una bomba

Curva Eficiencia (η) – Gasto (Q)

La potencia hidráulica P_H (ecuación 2.6.6.1.1) que el líquido recibe de la bomba resulta menor que la potencia mecánica P_m suministrada por el motor.

$$P_H = \gamma Q H_B \quad (2.6.6.1.1)$$

La relación entre estas potencias es la eficiencia de la bomba y está dada por:

$$\eta = \frac{P_H}{P_M} \quad (2.6.6.1.2)$$

la cual, como la carga, también depende del gasto Q . Como se observa en la figura 2.6.6.1.2, la curva eficiencia - gasto normalmente presenta un valor máximo de la eficiencia $\eta_{\text{máx}}$ correspondiente al gasto de diseño Q_{dis} de la bomba.

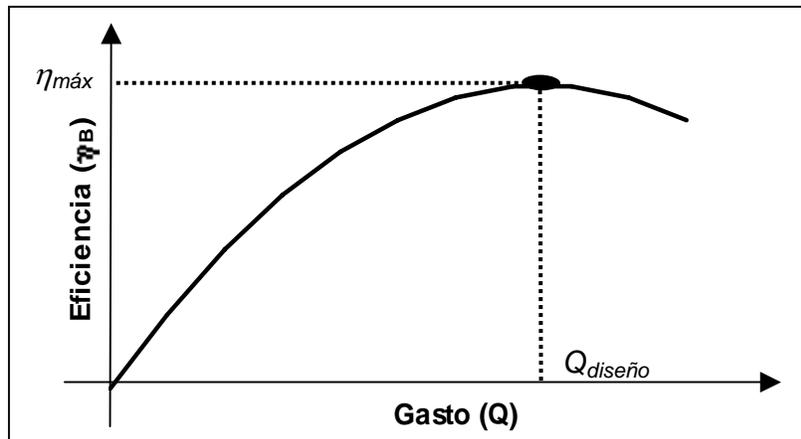


Figura 2.6.6.1.2 Curva eficiencia – gasto

2.6.6.2 Curva del sistema

Las bombas deben ser capaces de entregar el gasto requerido en el sistema hidráulico con la carga que éste impone para dicho gasto.

La carga total que impone el sistema hidráulico está compuesta por la suma de la carga estática más las pérdidas de carga, lo cual queda expresado en:

$$H_{sis} = H_e + \Sigma h_r \quad (2.6.6.2.1)$$

En la figura 2.6.6.2.1 se presenta un esquema general de un acueducto globalmente ascendente en el que están representados los términos de la ecuación anterior.

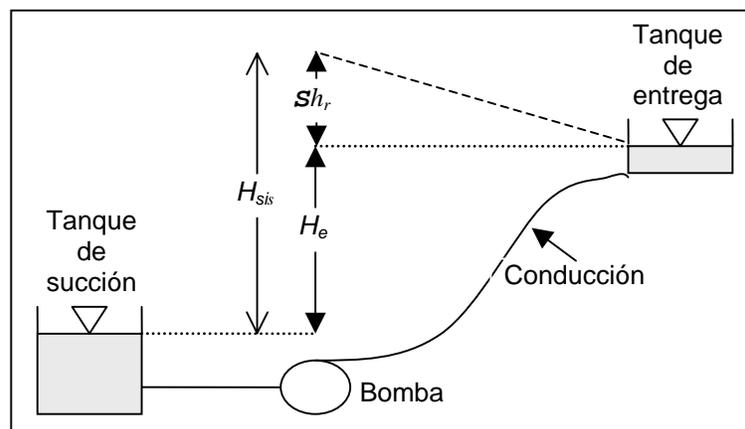


Figura 2.6.6.2.1 Carga del sistema H_{sis}

Ahora bien, considerando que para un sistema formado por n tubos colocados en serie, la suma de las pérdidas de carga está dada por:

$$\sum h_r = \sum_{i=1}^n \left[h_f + \sum_{j=1}^m h_l \right] \quad (2.6.6.2.2)$$

donde h_f y h_l son las pérdidas por fricción y locales respectivamente expresadas por las ecuaciones (2.5.4.3.1) y (2.5.4.3.7), las que planteadas en función del gasto Q y sustituidas en (2.5.6.2.2) permiten establecer que:

$$\sum h_r = K_{sis} Q^2 \quad (2.6.6.2.3)$$

siendo:

$$K_{sis} = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[f \frac{L}{D} + \sum_{j=1}^m (K) \right] \frac{1}{2gA^2} \right\} \quad (2.6.6.2.4)$$

Finalmente, sustituyendo (2.6.6.2.3) en (2.6.6.2.1) se tiene la ecuación representativa de la *curva del sistema* que relaciona el gasto en el sistema hidráulico y la carga que es necesario vencer, quedando como:

$$H_{sis} = H_e + K_{sis} Q^2 \quad (2.6.6.2.5)$$

donde, H_e es la carga estática y K_{sis} es el coeficiente de resistencia del sistema, los que al ser asumidos como constantes permiten graficar la ecuación (2.6.6.2.5) como la parábola de la figura 2.6.6.2.2.

En un sistema de bombeo, K_{sis} depende del factor de fricción de la tubería y de su geometría tal como se expresa en (2.6.6.2.4); y en la práctica, por estar presente un flujo turbulento, el factor de fricción resulta independiente del Número de Reynolds y por ende, constante.

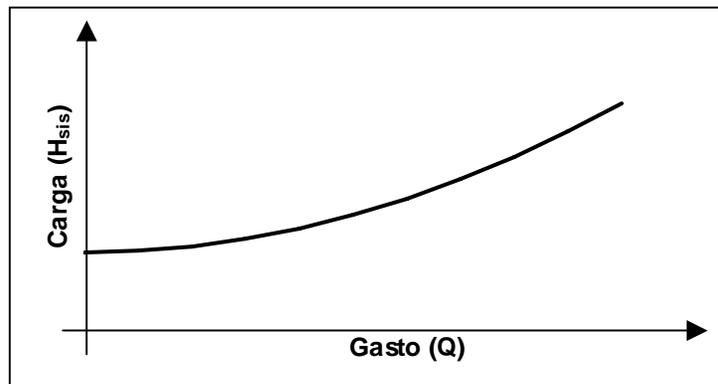


Figura 2.6.6.2.2 Curva del sistema

2.6.6.3 Punto de operación

En un sistema hidráulico dado, el funcionamiento de una determinada bomba debe satisfacer, en forma simultánea, la curva del sistema y la curva característica de la bomba, lo que gráficamente implica la intersección entre

ambas curvas como se muestra en la figura 2.6.6.3.1. Ésta intersección se denomina *punto de operación* y al gasto correspondiente se le denomina *gasto de operación* Q_{op} .

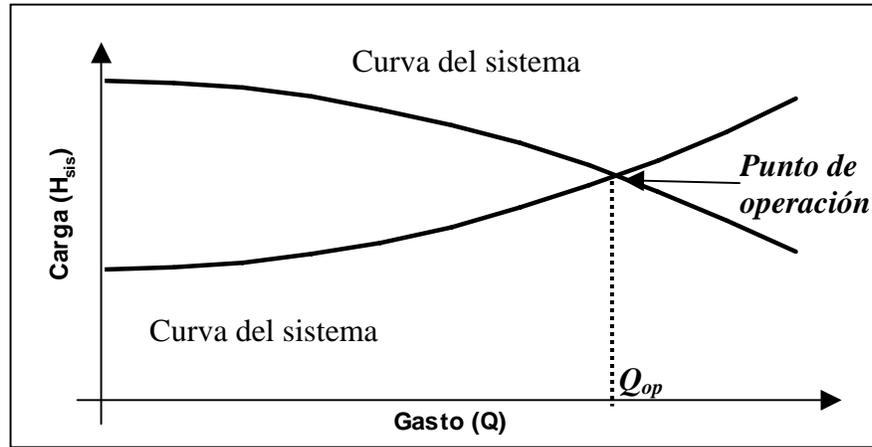


Figura 2.6.6.3.1 Punto de operación

Entonces, para una determinada bomba, el gasto de operación es susceptible de cambiar al hacerlo la curva del sistema, lo cual, puede ser debido a cambios en la carga estática H_e o por la modificación del coeficiente de resistencia del sistema K_{sis} . Por lo tanto, no resulta fácil mantener un gasto fijo en un sistema de bombeo, y en realidad, es necesario considerar un intervalo de gastos de operación de tal manera que, en dicho intervalo, la eficiencia se mantenga en valores aceptables.

2.6.6.4 Operación del sistema en paralelo

Para dar mayor flexibilidad y eficiencia a la operación de los sistemas de bombeo, resulta de utilidad diseñarlos para que operen con más de una bomba en forma simultánea, compartiendo un mismo punto de succión y de descarga.

Conviene además que se proponga un arreglo de $n+1$ bombas, lo que implica que se cuente con n bombas para operación normal más una de reserva. Cuando la planta de bombeo tenga instaladas bombas de eje horizontal, es común que tanto la succión como la descarga de las bombas se realicen a un par de tuberías denominadas *múltiples de succión y de descarga* (ver figura 2.6.6.4.1).

Debido entonces, a que todas las bombas comparten la misma zona de succión y de descarga, puede suponerse, para fines prácticos, que todas trabajan con la misma carga dinámica H_B . Además, es muy frecuente que todas las bombas instaladas sean iguales, por lo que cada una de ellas entregará el mismo gasto.

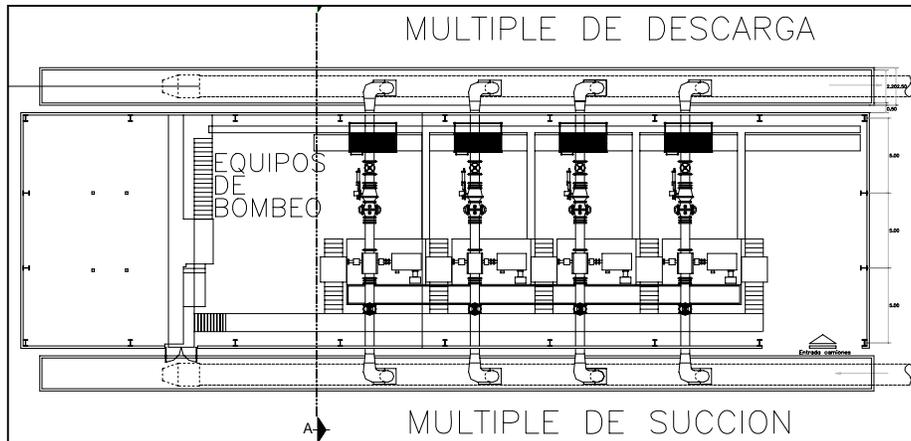


Figura 2.6.6.4.1 Planta de bombeo con bombas horizontales conectadas en paralelo en arreglo 3+1

Es posible entonces construir la curva carga-gasto equivalente de la planta de bombeo para la operación simultánea con dos o más bombas instaladas en paralelo, a partir de la curva carga-gasto de una bomba. Dado un número m de bombas en operación, sólo es necesario multiplicar el gasto por bomba por el número m y se tendrá, como en la figura 2.6.6.4.2 se muestra a manera de ejemplo, en el que $m=3$, la construcción de las curvas carga-gasto equivalentes de la planta de bombeo.

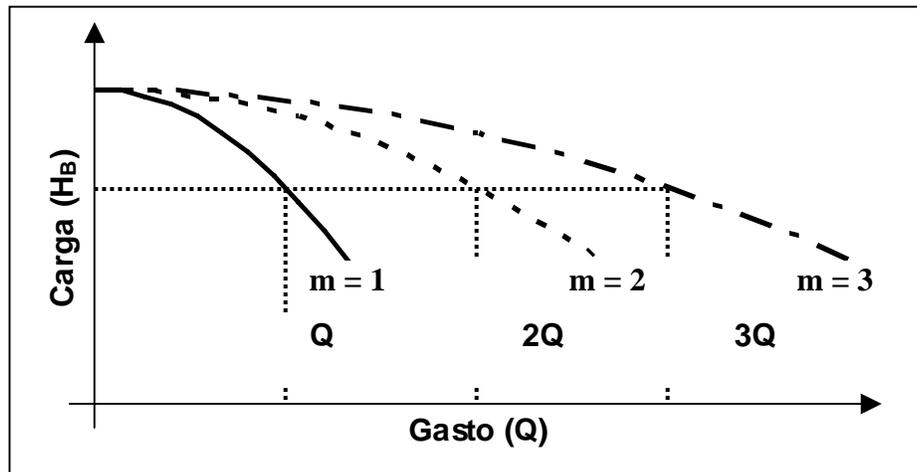


Figura 2.6.6.4.2 Curvas carga - gasto de una planta con 3 bombas en paralelo

Ahora bien, si se sobreponen las curvas carga – gasto equivalentes de la figura 2.6.6.4.2, a la curva del sistema hidráulico (ver figura 2.6.6.2.2), se observará una intersección por cada número m de equipos en operación como se ejemplifica en la figura 2.6.6.4.3.; en la que cada intersección corresponde al gasto de operación del número m de bombas en operación.

Se observa entonces un “corrimiento” del gasto por bomba producido por el aumento del número de equipos en funcionamiento, de tal manera que:

$$Q_{op1} > Q_{op2}/2 > Q_{op3}/3 > \dots > Q_{opm}/m$$

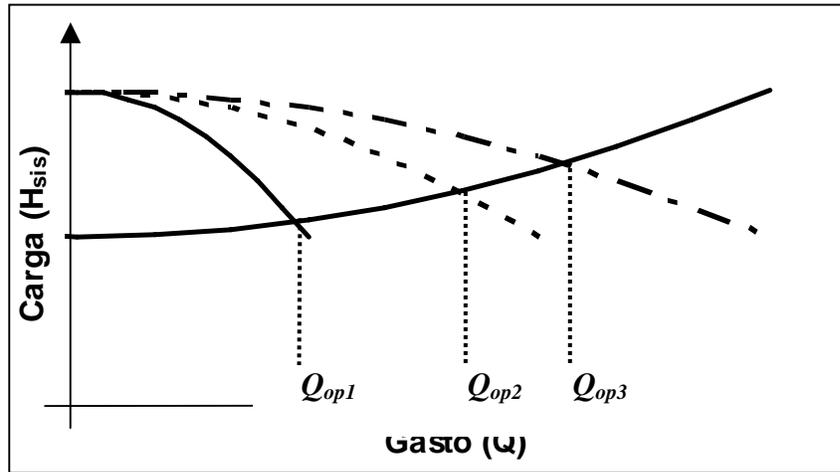


Figura 2.6.6.4.3 Gastos de operación al variar en número de bombas en funcionamiento

Por lo anterior, el gasto de diseño, y por lo tanto el punto de operación de máxima eficiencia, sólo se presenta para un número determinado de bombas operando. Así pues, si el punto de operación con un número de bombas m correspondiera al punto de máxima eficiencia, entonces el gasto de diseño Q_{dis} de la bomba deberá ser:

$$Q_{dis} = Q_{opm}/m \quad (2.6.6.4.1)$$

Sin embargo, lo anterior implica que para un número distinto de bombas en operación resulte menor la eficiencia; y en instalaciones con equipos de bombeo de gran tamaño, como sería el caso del acueducto Arcediano – Guadalajara, las variaciones del punto de operación pueden resultar en cambios muy importantes de la potencia demandada a sus motores y el consecuente aumento del consumo de energía, por lo cual, podría resultar justificado que se realice disipación de energía hidráulica en la descarga de la planta de bombeo mediante una válvula de control, a fin de llevar los equipos a operar en niveles de máxima eficiencia. Con lo anterior, se estaría llevando al sistema a operar bajo condiciones como las que se presentan en la figura 2.6.6.4.4, donde se observa que:

$$Q_{dis} = Q_{op1}' = Q_{op2}' = \dots = Q_{opm}'$$

así como también, con la operación del control en la descarga de las planta de bombeo, se observa que:

$$K_{sis\ m\ min} < K_{sis2} < K_{sis1}$$

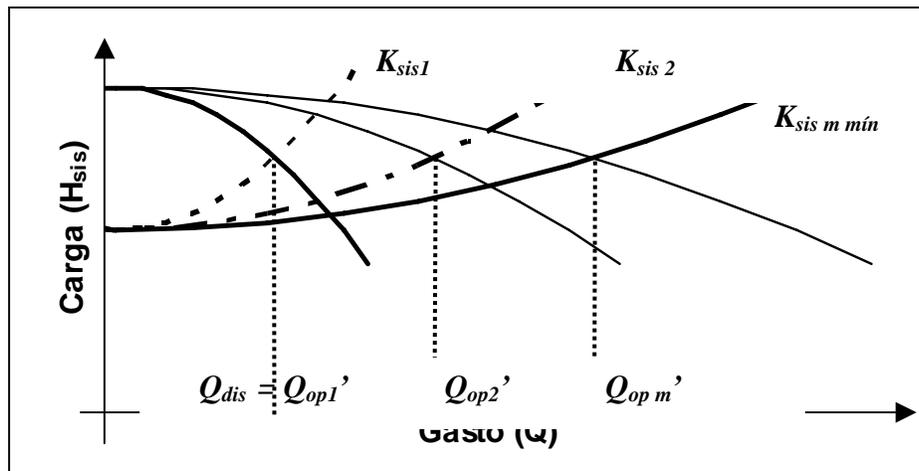


Figura 2.6.6.4.4 Variación de K_{sis} para llevar al sistema a operar con el gasto de diseño de las bombas.

2.6.6.5 Cavitación y CNPS

La cavitación es el proceso de formación y colapso de burbujas de vapor del líquido de trabajo, cuya formación puede deberse a una acción dinámica sobre el flujo al acelerarse localmente y, como consecuencia, provocar un descenso en la presión. Para que comience dicha formación de burbujas, llamadas también cavidades, debe disminuirse la presión local hasta ser igual o menor que la presión de vaporización del líquido. Cuando dichas cavidades avanzan con el flujo hacia un sitio con mayor presión a la de vaporización, colapsan de forma violenta provocando ondas de choque de gran intensidad que, de ocurrir junto a una frontera sólida, pueden ocasionar severos daños mecánicos en el funcionamiento de una bomba al arrancarle por efectos de fatiga, parte del material expuesto.

Para determinar la actividad de cavitación en una bomba se emplea el parámetro llamado Carga Neta Positiva de Succión (CNPS, o Net Positive Suction Head, NPSH en inglés). Dicho parámetro se define como la energía específica absoluta (incluyendo la presión atmosférica) disponible hasta el eje de la brida de succión, menos la presión de vaporización del líquido de trabajo.

La CNPS es entonces una medida del margen de exceso de energía específica que recibe una bomba en su brida de succión por arriba de la presión de vaporización del líquido. Por lo tanto, es una medida indirecta del estado de cavitación interno de la bomba que expresa cuan susceptible se encuentra ésta de sufrir dicha cavitación.

La CNPS mínima con que debe contar una bomba es determinada experimentalmente por el fabricante y se cuantifica mediante pruebas a gasto constante, variando la CNPS disponible en el banco de pruebas. Sin embargo, existe un concepto utilizado para hacer referencia a la CNPS requerida, que en

realidad es la CNPS disponible, que establece las condiciones mínimas de energía que provocan una caída de carga de bombeo del 3%, respecto de su valor normal en la ausencia de cavitación.

Contar con una CNPS disponible en la instalación definitiva de la bomba, igual a la CNPS requerida, sólo garantiza que la bomba no disminuya su carga de bombeo en más de un 3%, sin embargo, no es una garantía para que la bomba se encuentre libre de daño por cavitación. Por ello, es recomendable aumentar el CNPS disponible para tener un margen de seguridad en la operación de la bomba.

Cuando se dispone de un tanque de succión o un cárcamo de bombeo, como sería el caso del acueducto Arcediano-Guadalajara, la cuantificación de la CNPS disponible puede realizarse a partir de la expresión siguiente:

$$CNPS_{disp} = z + H_{atm} - H_{vap} - H_{pérdidas} \quad (2.6.6.5.1)$$

donde:

z es la carga bruta existente (desnivel) entre el nivel del tanque de succión y el nivel de la brida de succión de la bomba, que en bombas centrífugas puede referirse al nivel del ojo del impulsor.

H_{vap} es la carga correspondiente a la presión de vaporización del líquido bombeado dividida entre su peso específico; la cual, considerando una temperatura de trabajo del agua de 30°C en el acueducto Arcediano-Guadalajara, y la información de la figura 2.6.6.5.1, corresponde con un valor de $P_v = 600 \text{ kg/m}^2$, lo que dividido entre $g = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ resulta en $H_{vap} = P_v / g = 0.60 \text{ mca.}$

$H_{pérdidas}$ es la energía específica disipada (pérdidas) en la conducción del líquido bombeado desde el tanque de succión hasta la brida de la bomba.

H_{atm} es la carga correspondiente a la presión atmosférica local dividida entre el peso específico del líquido bombeado, la cual puede calcularse en m.c.a. a partir de la expresión:

$$H_{atm} = P_{atm}/g = 10.348 e^{(-0.000122518202 \times Z)} \quad (2.6.6.5.2)$$

donde el valor de Z es la altura sobre el nivel del mar en que se encuentra la brida de succión de la bomba.

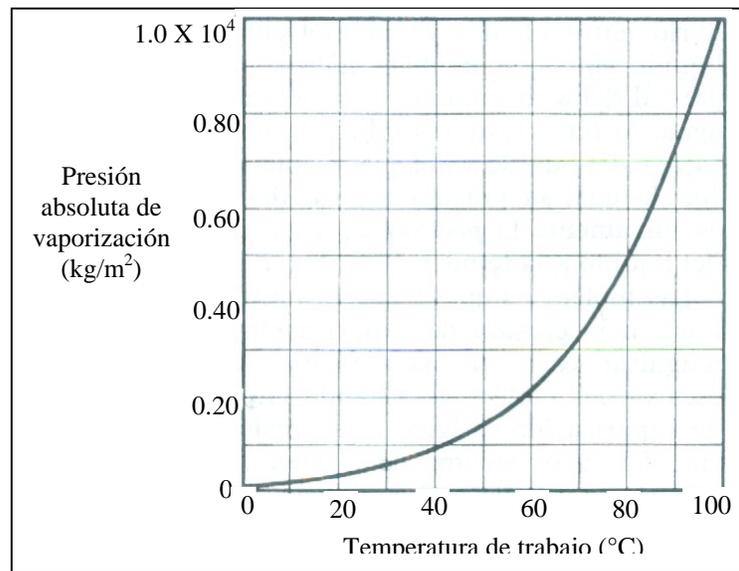


Figura 2.6.6.5.1 Presión absoluta de vaporización del agua

2.7 Piezas especiales y válvulas

Las tuberías de la conducción en un acueducto están compuestas por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos, y por cambios que se presenten en la geometría de la sección, por ello, debe contemplarse la utilización de piezas especiales como conectores y otros dispositivos para controlar el flujo, así como para protección. Además, diferentes accesorios deben instalarse para que resulte posible aislar y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

Juntas

Las juntas son piezas especiales que tienen entre sus funciones unir tuberías del mismo o diferente material, o bien, unir tuberías con piezas especiales y válvulas; además de absorber eventuales movimientos diferenciales entre tubos, ante distintos factores, entre ellos, el de temperatura;. La selección de su tipo a utilizar, deberá hacerse tomando en cuenta las condiciones de trabajo extremas e internas a que estará sometida la tubería, el tipo de terreno, agresividad del suelo, entre otros aspectos.

Tes

Las *tes* se utilizan para unir tres conductos. Las tres uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos de igual diámetro y uno menor, en cuyo caso se llaman reducciones.

Codos

Los codos tienen la función de unir dos conducciones del mismo diámetro en un cambio de dirección ya sea horizontal o vertical. Pueden tener deflexiones de 22.5, 45 y 90 grados.

Reducciones

Se emplean para unir dos tubos de diámetro diferente.

Coples

Son pequeños tramos de tubo de PVC o de fibrocemento que se utilizan para unir las espigas de dos conductos del mismo diámetro. Los coples pueden ser también de reparación, los cuales pueden deslizarse libremente sobre el tubo para facilitar la unión dos tubos extremos en el caso de una reparación.

Válvulas de seccionamiento

Las válvulas de seccionamiento se utilizan para controlar el flujo dentro del tubo, ya sea para impedir el paso del agua o reducir el gasto a un valor requerido. Estas permiten aislar tramos de tubería para operación y mantenimiento sin necesidad de vaciar toda la tubería. Su tipo puede ser de compuerta, mariposa o de esfera.

Válvulas de retención o válvulas de no retorno

Las válvulas de retención tienen la función de evitar la circulación del flujo en el sentido contrario al definido en el diseño.

Válvulas eliminadoras de aire

Éste tipo de válvula cumple la función de expulsar el aire de la tubería que continuamente se acumula en las partes altas del perfil de la conducción cuando esta se encuentra en operación.

Válvulas de admisión y expulsión de aire

Las válvulas de admisión y expulsión de aire cumplen una doble función, por un lado sirven para expulsar el aire que contiene la tubería al momento de inicial el llenado del conducto, y por otro, para permitir la entrada de aire dentro del tubo al momento de iniciar el vaciado de la tubería, y con ello, evitar que se presenten presiones negativas.

Desagües

Los desagües son válvulas de seccionamiento que deben colocarse en los puntos bajos de la conducción con el propósito de evacuar de agua la tubería cuando se requiera.

2.8 Flujo transitorio y dispositivos para su control

Un flujo es *permanente* o *estacionario* cuando sus parámetros característicos de presión y velocidad no varían con respecto al tiempo. Pero si dichos parámetros cambian respecto del tiempo, este flujo es identificado como *no permanente*.

Un caso particular del flujo no permanente es el llamado *flujo transitorio*, el cual se produce entre dos estados de flujo permanente.

Los fenómenos transitorios en conductos a presión dependen fundamentalmente de la rapidez con que se producen los cambios en los parámetros característicos. Por esta razón, dichos fenómenos se clasifican como:

- a) *Transitorios lentos o de oscilación de masa*. En ellos los cambios temporales son importantes pero no tanto como para tomar en consideración los efectos elásticos en el fluido y la tubería. Su periodo de ocurrencia normalmente es de varios minutos, y suele ser suficiente para su análisis un modelo que considere sólo el movimiento y la inercia del volumen de agua en las tuberías (modelo de columna rígida).
- b) *Transitorio rápidos o golpe de ariete*. Éste se genera por cambios bruscos de la velocidad en la tubería como consecuencia de maniobras rápidas como el paro repentino de una bomba o el cierre rápido de una válvula. Los cambios bruscos en la velocidad se acompañan de cambios bruscos en la presión que se propagan por la tubería, ocasionando ondas de presión de periodo muy corto (apenas varios segundos). El modelo que lo analiza considera la elasticidad de las paredes de la conducción y la compresibilidad del fluido y es denominado modelo elástico o de columna elástica.

Los problemas que se producen en una conducción debido a los transitorios hidráulicos son de tres tipos:

1. Problemas de sobrevelocidad

Cuando se sufre un paro accidental ocasionado por el corte del suministro eléctrico, las bombas hidráulicas quedan liberadas a la acción combinada del flujo que, en un acueducto ascendente, tiende a invertirse, y de la inercia de las masas en rotación. De esta acción resulta una inversión en la velocidad de la máquina que comienza al cabo de pocos segundos a girar al revés. Si ésta velocidad en reversa aumenta por sobre la velocidad de régimen de la máquina, las partes que giran serán sometidas a esfuerzos excesivos debido a la fuerza centrífuga.

2. Problemas de sobrepresiones

La principal consecuencia de estos problemas es la rotura de las tuberías. Por ello, es necesario hacer un examen de las sobrepresiones (presiones superiores a la presión nominal de trabajo de la tubería) a partir de la definición del lugar de las cargas piezométrica máximas en cada punto de la tubería, quedando establecida la resistencia mínima que la tubería debe tener para soportar dichas cargas piezométricas. Dibujando por sobre el perfil de la tubería una línea que diste de la tubería, en vertical, una distancia igual al valor de la presión manométrica que la tubería soporta, expresada en m.c.a, el lugar de las sobrepresiones máximas (*envolvente de presiones máximas*) debe localizarse dentro de la franja comprendida entre el perfil de la tubería y la “línea de resistencia” de la misma. Si el lugar de cargas piezométricas máximas escapara fuera de la franja indicada, en los tramos donde ello ocurra la tubería corre peligro de rotura ante un transitorio hidráulico. En las figuras 2.8.1 (a) y (b) se muestran respectivamente un acueducto seguro con respecto a las sobrepresiones y un acueducto con riesgo de rotura ante el mismo problema.

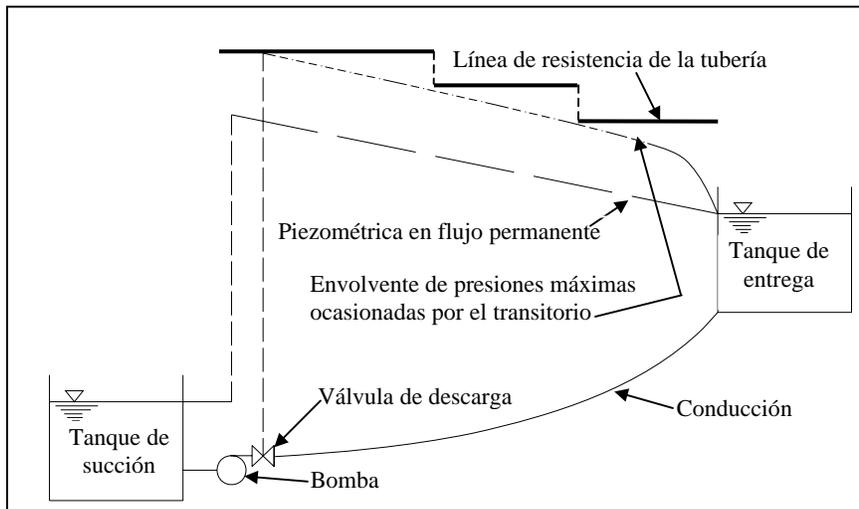


Figura 2.8.1 (a) Acueducto seguro ante sobrepresiones

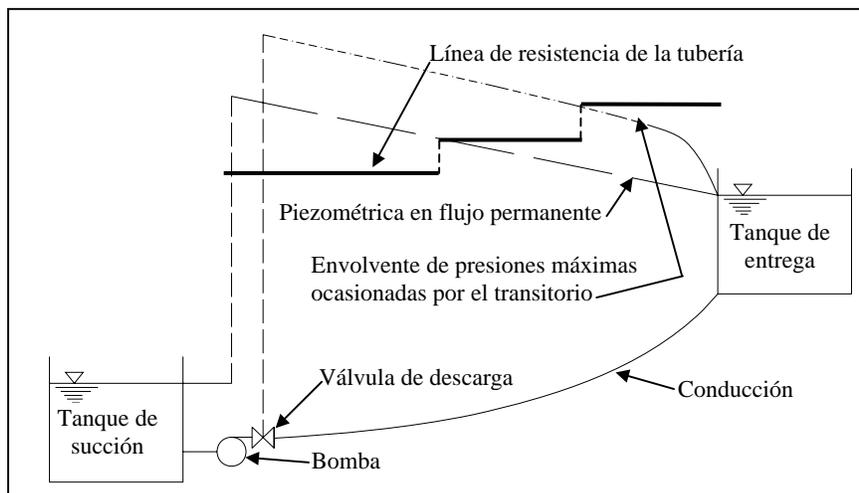


Figura 2.8.1 (b) Acueducto con riesgo de rotura ante sobrepresiones

3. Problemas de depresiones

El examen de la seguridad del acueducto ante las depresiones (presiones inferiores a la atmosférica) se realiza de igual manera que como se hace con las sobrepresiones, sólo que para este caso ha de trazarse el lugar geométrico o envolvente de las cargas piezométricas mínimas y examinar su ubicación en relación con el propio perfil de la tubería y con una curva paralela al acueducto que será trazada por debajo de éste a una distancia $((P_a - P_v) / g$ en m.c.a; donde P_a / g es la presión absoluta del lugar y P_v / g es la presión de vapor absoluta a la temperatura ambiente más alta que se prevea posible para el lugar donde se sitúe el acueducto.

En la figura 2.8.2 (a), la línea que indica el lugar de cargas piezométricas mínimas corta el perfil del acueducto pero no la línea de presión de vaporización, lo cual indica que en el tramo donde esto ocurre, hay riesgo de entrada de aire, aunque no exista riesgo de *separación de columna*², puesto que la envolvente de presiones mínimas no corta la línea de presión de vaporización. En la figura 2.8.2 (b) en cambio, la instalación presentada sí corre riesgo de separación de columna en el tramo que se indica, además por supuesto, de entrada de aire en un tramo más amplio.

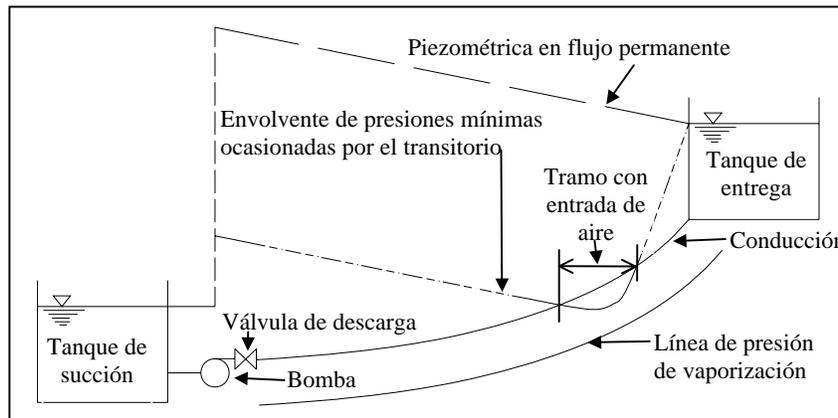


Figura 2.8.2 (a) Acueducto con riesgo de entrada de aire

Por lo anteriormente expuesto, se puede deducir que un acueducto bien diseñado tiene que presentar un comportamiento como el que se describe en la figura 2.8.3 frente a las sobrepresiones y depresiones ocasionadas por un eventual flujo transitorio. Esto implicará que la envolvente de presiones máximas

² El fenómeno de separación de columna es un problema que ocurre cuando la presión manométrica en el interior de la tubería se aproxima a la presión de vaporización del agua a temperatura ambiente, con lo cual la fase líquida se transforma en fase gaseosa y se forman burbujas en el seno del líquido. El fenómeno en sí no es peligroso, pero sí lo es el fenómeno subsecuente, ya que si la burbuja creada por la depresión es sometida a una presión levemente superior a la presión de vaporización, reducirá velozmente su volumen, lo que puede llevar a que las columnas líquidas separadas por las burbujas choquen violentamente, con lo cual se generarán sobrepresiones en la tubería que pueden alcanzar valores muy altos y peligrosos. Por ello, el diseño del acueducto debe lograrse de tal manera que no permita la presencia del fenómeno.

se ubique por debajo de la “línea de resistencia” de la conducción, y que la envolvente de presiones mínimas se ubique por encima del perfil del acueducto y, obviamente, por encima de la línea de presión de vaporización, lo cual, para lograrse, requiere en la mayoría de los casos de la implementación de dispositivos especiales que controlen y protejan al sistema ante la presencia del transitorio.

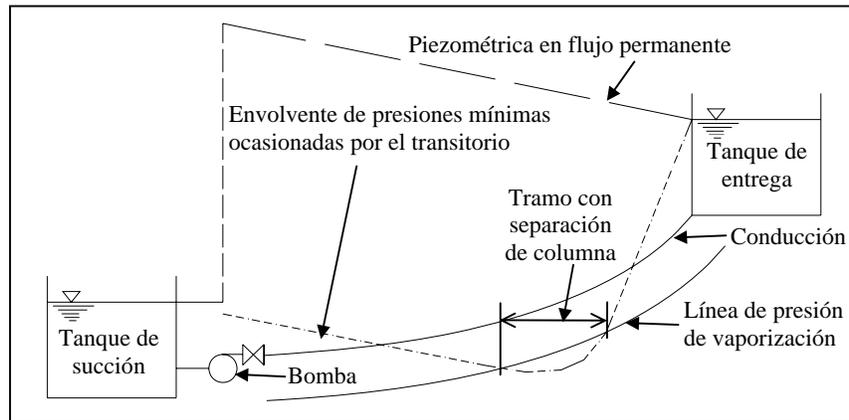


Figura 2.8.2 (b) Acueducto con riesgo de separación de columna

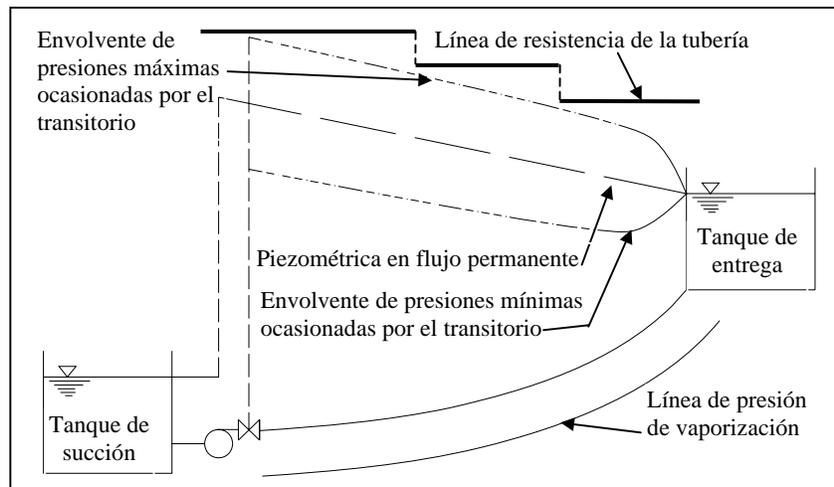


Figura 2.8.2 (b) Acueducto sin riesgo ante sobrepresiones y depresiones

2.8.1 Dispositivos para el control de transitorios

El objetivo de los dispositivos de protección contra los efectos del transitorio hidráulico es evitar el daño estructural que puede producir el golpe de ariete generado por el paro accidental de la planta de bombeo. Estos dispositivos pueden agruparse en dos grupos: *dispositivos de acción directa* y *dispositivos de acción indirecta*.

Dispositivos de acción directa

Volantes de inercia

Con este dispositivo se da una mayor inercia a las masas rodantes, teniendo como resultado un alargamiento del proceso de caída de velocidades de rotación del grupo motor – bomba, y por ello menores valores de ΔV y del ΔH para el mismo Δt . Lo anterior implica que ante el paro súbito de los equipos de bombeo, el fenómeno transitorio pueda manejarse como un fenómeno lento y no rápido.

Válvulas de retención

La acción de las válvulas de retención consiste en evitar que el flujo de retorno provoque velocidades de giro inversas que puedan causar daño serio al conjunto motero – bomba. No obstante que, ante el paro del bombeo, su cierre automático evita que el tanque de entrega se vacíe.

Dispositivos de protección indirecta

Torre de oscilación

La torre de oscilación es una estructura normalmente de forma circular cuyo diámetro es suficientemente mayor respecto al de la tubería como para que los movimientos verticales del agua tengan aceleraciones despreciables durante el transitorio.

En esta torre el agua contenida entra en contacto con la atmósfera por la parte superior, y debe trabajar como un tanque de carga constante durante el transitorio hidráulico, lo cual implica que las hondas incidentes de depresión y sobrepresión se reflejen completamente y que la tubería que sale del tanque se mantenga como zona no perturbada.

En la figura 2.8.1.1 se presenta un esquema general de una torre de oscilación. En ella, para evitar los derrames de agua cuando la conducción se encuentra funcionando, la elevación de la corona debe ser mayor al nivel de agua del punto de descarga, así como también mayor al nivel piezométrico máximo presente en flujo estacionario, en el punto de su localización y el de su conexión con la conducción. Además, para evitar derrames cuando el gasto de la conducción sea nulo, el nivel de la corona debe ser mayor a los niveles del agua de cualquier depósito conectado a la conducción.

Tanque unidireccional

Éste tanque se conecta al acueducto mediante una línea que tiene una válvula de retención (o varias en paralelo) para impedir que el flujo viaje desde el acueducto al tanque aún cuando la piezométrica en la conducción esté por encima del nivel del agua en el tanque (ver figura 2.8.1.2).

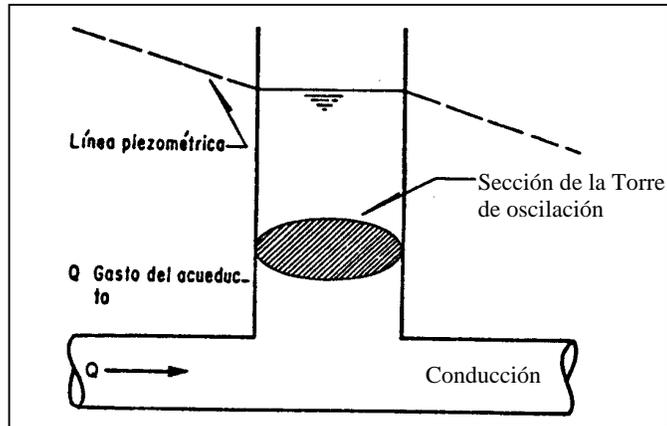


Figura 2.8.1.1 Esquema general de una torre de oscilación

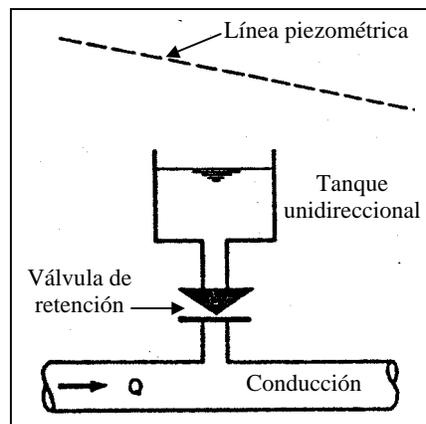


Figura 2.8.1.2 Esquema general de un tanque unidireccional

La operación de un tanque unidireccional ocurre cuando incide sobre él una onda de depresión, momento en el cual el tanque está cerrado y la onda no percibe su presencia. Cuando la piezométrica desciende por debajo del nivel de la superficie libre del tanque, se abre la válvula de retención conectándolo con el acueducto y permitiendo que actúe como un reflector de la onda tal como lo hace la torre de oscilación. Una vez que el tanque opera, debe llenarse nuevamente para estar listo para volver a operar. A diferencia de la torre de oscilación, el nivel de la superficie libre del tanque puede ubicarse por debajo de la piezométrica en operación estacionaria.

Cámaras de aire

Éste es uno de los dispositivos más utilizados para el control de transitorios por su confiabilidad, particularmente para la protección de instalaciones de bombeo frente al transitorio originado para la falla del suministro eléctrico. Consiste en un depósito cerrado, unido a la tubería, que tiene en su parte superior un volumen de aire comprimido. En la figura 2.8.1.3 se muestra el esquema general de una cámara de aire y cómo está ubicada habitualmente en el sistema de bombeo.

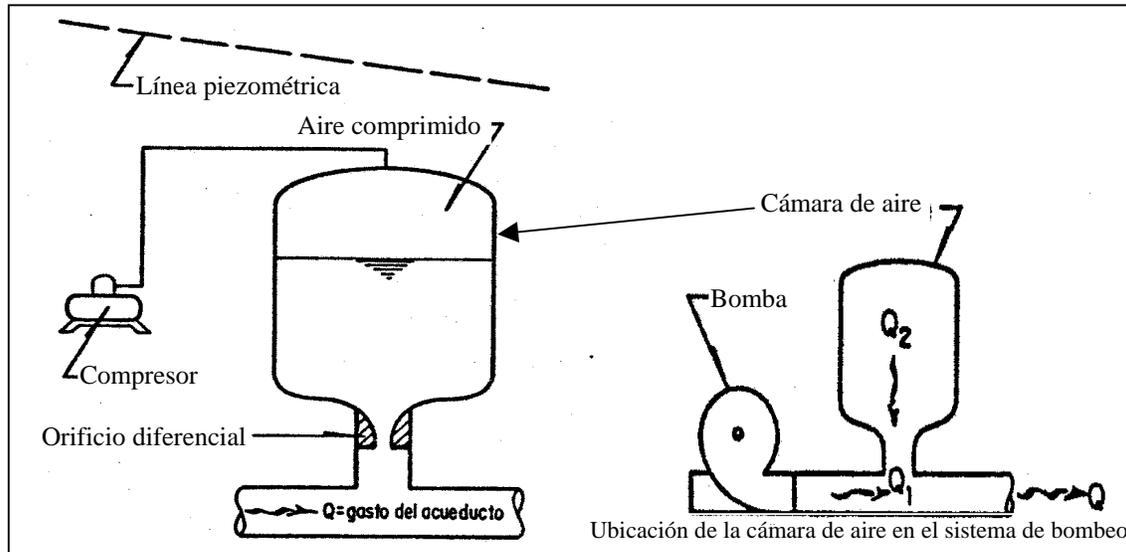


Figura 2.8.1.3 Esquema general de una cámara de aire

En tanto el sistema trabaje en flujo estacionario, el aire en la cámara está comprimido a una presión igual a la presión del agua dentro de la tubería, por lo que no existe flujo entre la cámara y la tubería.

Cuando se presenta una disminución de la presión dentro de la tubería la cámara expulsa un gasto hacia la tubería 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 mientras el aire dentro de la cámara disminuye su volumen y su presión aumenta, pues está siendo comprimido.

Válvulas de admisión y expulsión de aire

La válvula de admisión y expulsión de aire (VAEA) es un dispositivo eficaz y sencillo para contribuir en el control de las sobrepresiones y depresiones generadas durante los fenómenos transitorios. Opera evitando el vacío (presiones negativas) cuando la presión en la línea se sitúa por debajo de la presión atmosférica permitiendo la admisión de aire en la conducción en el punto de la tubería en que se encuentra instalada. Posteriormente, y si la presión aumenta hasta 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.

Se instalan en los puntos altos de las tuberías de perfil irregular, que es donde pueden presentarse problemas por bajas presiones. Si su funcionamiento es correcto son sumamente eficaces para la prevención de depresiones; pero una deficiente admisión de aire puede dar lugar a una inesperada cavitación, y la aparición del fenómeno de separación de columna líquida referido en la sección 2.7 de este trabajo.

Válvulas de alivio

La válvula de alivio es un dispositivo que se abre al excederse una presión determinada y descarga un gasto, limitando de esta forma la sobrepresión. Uno de los tipos más sencillos de éstas opera por medio de un vástago y un plato que mantienen tapado al orificio, y si la fuerza que actúe sobre el plato sobrepasa la fuerza ejercida por el resorte, el plato se levanta y a través del orificio se descarga un cierto gasto directamente al exterior. Al disminuir la presión dentro de la tubería, bajo la acción del resorte, la válvula se cierra. Su apertura también puede ocurrir por medio de una válvula solenoidal que, al cesar el suministro de energía eléctrica, habilita un circuito hidráulico o neumático que abre la válvula instantes antes de que ocurra el ascenso de presión.

Los problemas que presentan este tipo de válvulas son, por un lado el golpeteo de la válvula al abrir y cerrar continuamente, y por otro la posibilidad de generar un nuevo transitorio en la conducción cuando la válvula se cierra.

Válvula anticipadora del golpe de ariete

Éste tipo de válvulas se utilizan sólo 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 se cierra lentamente de modo que en la siguiente fase de sobrepresión se encuentra abierta y descarga cierto gasto aliviando las presiones excesivas. Y si durante el transitorio la presión no llega a bajar hasta el valor para el que está calibrada para activarse, la misma permanece inactiva.

By-pass

La instalación de un by-pass en una planta de bombeo en la que se dispone de un cierto nivel de presión en la succión puede ser de utilidad para contrarrestar las presiones negativas que se generan ante un paro accidental del equipo de bombeo. Su construcción consiste en colocar un tubo paralelo al equipo de bombeo, con una conexión al inicio de éste y otra al final.

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. Si la presión llega a caer por debajo del nivel de agua en el depósito de succión, entonces a través del by-pass se produce un flujo desde el depósito hacia la conducción principal sin pasar por las bombas. Este aporte de caudal realiza una función de control similar a la que haría un tanque unidireccional instalado en dicho punto. Es importante la presencia de una válvula de no retorno en el by-pass que impida la descarga de la bomba hacia el propio depósito, evitando que exista un funcionamiento de circuito cerrado.

3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS EN OPERACIÓN ESTACIONARIA

Como fue señalado en la sección 2.5.1, han sido estudiadas distintas opciones de trazo para el acueducto Arcediano-Guadalajara, resultando dos como las más viables: 1 Barranca y Periférico; y 2 Cortina y Camino, las cuales, serán el objeto de estudio de este capítulo que trata sobre el análisis de dichas alternativas bajo condiciones de flujo estacionario. El objetivo perseguido consiste en determinar los respectivos consumos promedio de energía por metro cúbico de agua bombeada, así como las cotas en las que deben ser colocadas las plantas de bombeo de manera que las bombas no corran peligro por cavitación ante una insuficiente CNPS. Se optó por no presentar el desarrollo de los análisis del diámetro económico de las tuberías. Luego entonces, los análisis que se exponen a lo largo de este capítulo y el posterior, parten de la información reunida respecto de dicho diámetro, así como de las demás características físicas y geométrica que describen la línea de conducción de cada una de las alternativas estudiadas.

En todos los casos se examina el comportamiento hidráulico estacionario considerando tres diferentes niveles de operación en la presa: NAMO, NAMino y un Nivel intermedio; además de considerar arreglos 4+1 y 5+1 en paralelo del equipo de bombeo, así como una sola etapa de bombeo para conducir el agua hasta la Planta Potabilizadora San Gaspar.

3.1 Alternativa 1a. Barranca y periférico (un bombeo)

Descripción del trazo

Ya en la figura 2.5.1.1 del capítulo 2 se presentó el plano en el que se puede observar la trayectoria que sigue el trazo que tiene la alternativa denominada Barranca y periférico. En esta alternativa el cadenamiento 0+000 identifica el sitio donde se localiza la planta de bombeo (PB), cuya cota topográfica del terreno natural es la 1026.32 msnm; desde ahí el trazo toma en dirección Sur hasta el cadenamiento 0+908.24 (cota 1377.24 msnm), donde toma una dirección Suroeste hasta el cadenamiento 1+060.38 (cota 1481 msnm), y de ahí vuelve a dirigirse al Sur hasta topar con la Av. Belisario Domínguez, por donde corre hasta encontrar la calle Artesanos, virando ahí en dirección Sur hasta encontrar el Periférico Norte, sobre cuya trayectoria continúa en dirección Este hasta el cadenamiento 10+000, punto a partir del cual sigue la trayectoria del camino a Matatlán hasta llegar a la Planta Potabilizadora San Gaspar y encontrar el tanque de entrega que se aloja sobre el cadenamiento 10+872.10, cuya elevación del terreno natural es de 1583.08 msnm.

3.1.1 Análisis en operación estacionaria

Las consideraciones específicas que se hacen con el propósito de efectuar los análisis hidráulicos de ésta sección son las siguientes:

Niveles de operación en la presa (Hs)

En concordancia con lo expuesto en la sección 2.4 (tabla 2.4.1) de este trabajo, los niveles *Hs* a considerar para el proyecto del acueducto Arcediano – Guadalajara son:

- Nivel de aguas máximo de operación (MAMO): 1,110 msnm
- Nivel medio de operación ($H_{s \text{ medio}}$) : 1,072.5 msnm
- Nivel de aguas mínimo de operación (NAMino): 1,035 msnm

Nivel en el sitio de entrega

Como se ha venido señalando, el acueducto entregará el agua en la Planta Potabilizadora San Gaspar, y el nivel a considerar en el tanque de entrega es:

- Nivel de entrega en la Planta Potabilizadora San Gaspar:.....1,586 msnm

Gasto de diseño

Como fue señalado en la sección 2.3 (tabla 2.3.3), el gasto medio diario que debe aportar el proyecto Arcediano es de 10.40 m³/s, es decir, un volumen diario de agua de 898,560 m³, sin embargo, por las razones que en dicha sección fueron expuestas, el acueducto Arcediano – Guadalajara habrá de operar sólo durante 18 horas al día, por lo que el gasto de diseño calculado con la ecuación (2.3.1) es:

- $Q_{\text{dis}} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$

Línea de conducción

Para el análisis del funcionamiento hidráulico del sistema se considera una línea simple para toda la conducción. Aguas arriba de la planta de bombeo situada en el cadenamiento 0+000, se propone un tramo de 300 m de longitud y 3.56 m (140") de diámetro para la tubería de succión. A partir de este punto, la planta de bombeo descargará en un tramo de alta presión que consiste en un túnel revestido de concreto dispuesto para trabajar como conducto a presión, el cual se propone con un diámetro de 3.10 m (122") y una longitud de 974.15 m. Con la construcción de dicho túnel se pretende que, por una parte, la tubería cuente con una pendiente menos fuerte que la que se tiene en el terreno natural en la accidentada ladera de la barranca y que, por otra parte, sean atravesados, por debajo de la superficie, terrenos que presentan problemas legales de tenencia de la tierra y de altas indemnizaciones. En el cadenamiento 0+900, éste túnel se conectará con una tubería de acero de 3.05 m (120") y 10,015.10 m longitud que conducirá el agua hasta la Planta Potabilizadora San Gaspar.

Coefficiente de rugosidad n

Como indicador de la rugosidad en los conductos se considera el coeficiente de rugosidad de Manning n con un valor de 0.016.

Empleando las ecuaciones (2.5.4.3.3) y (2.5.4.3.4), el coeficiente $n = 0.016$ puede ser expresado por el factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, quedando de la siguiente manera según el diámetro del tramo en cuestión:

Diámetro (pulg)	F
140	0.0209
122	0.0219
120	0.0220

Planta de bombeo

Se analizará el funcionamiento estacionario del sistema para operar con equipos de bombeo en paralelo y arreglos 4 + 1 y 5 + 1, con la finalidad de establecer lo siguiente: 1) el arreglo en los equipos de bombeo con el que se tenga un menor consumo de energía eléctrica por metro cúbico de agua bombeada; y 2) determinar la cota en la que deberá situarse la planta de bombeo, tomando en cuenta que en el sitio de su localización el terreno natural se encuentra en la cota 1026.32 msnm.

3.1.1.1 Generación de la curva del sistema

Con el propósito de evaluar el comportamiento del sistema ante la presencia de diferentes niveles de operación de la presa, se calculan las curvas del sistema para los niveles NAMO, NAMino y un nivel medio $H_{s \text{ medio}}$.

Señalado lo anterior, y considerando además que el nivel de entrega en la Planta Potabilizadora San Gaspar es $N_{entrega\ PP} = 1586\ msnm$, las cargas estáticas H_e que corresponden a los niveles de operación señalados son:

Nivel de operación H_s en la presa	Carga estática correspondiente
NAMO = 1110.0 msnm	$H_{e\ mínima} = 476.0\ m$
$H_{s\ medio} = 1072.5\ msnm$	$H_{e\ media} = 513.5\ m$
NAMino = 1035.0 msnm	$H_{e\ máxima} = 551.0\ m$

El cálculo se efectúa en 2 etapas, en la primera de ellas, empleando la ecuación (2.5.6.2.4) se calcula el coeficiente de resistencia del sistema K_{sis} considerando sólo la fricción en la conducción, por lo que el término correspondiente a las pérdidas locales se anula.

En la tabla 3.1.1.1.1 se presenta el cálculo del K_{sis} , donde L es la longitud del tramo en cuestión de la tubería, D es su diámetro, A el área de su sección transversal, n es el coeficiente de rugosidad de Manning y f es el factor de fricción de la fórmula de Darcy-Weisbach. En la última columna de esta misma tabla se añade el calculo de las pérdidas por fricción h_f que fueron calculadas con fórmula (2.5.4.3.1).

En la segunda etapa de éste cálculo, empleando la ecuación (2.5.6.2.5) se determina la variación de la carga del sistema H_{sis} para distintos valores de gastos entre los $0\ m^3/s$ y los $18\ m^3/s$, y los tres diferentes niveles de operación de la presa. En la figura 3.1.1.1.1 se presentan estos resultados en forma gráfica.

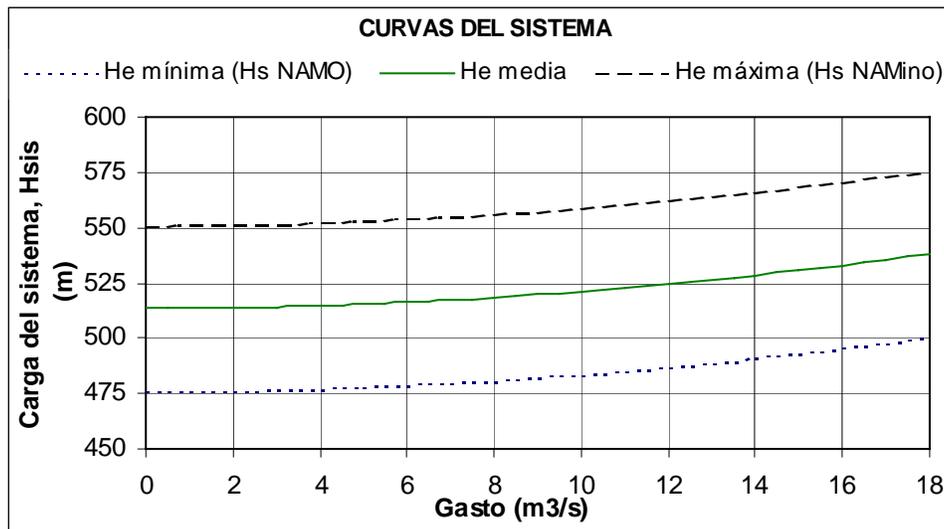


Figura 3.1.1.1.1 Curvas del sistema para diferentes niveles de operación H_s en la presa

Tabla 3.1.1.1.1 Cálculo del coeficiente de resistencia del sistema K_{sis} y de las pérdidas por fricción h_f para $Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$

Tramo	N° de tubos / tramo	Cadenamiento		L (m)	D (in)	n	D (m)	A (m ²)	f	Ksis (s ² /m ⁵)	h _f (m)
		Inicial	Final								
0 (succión)	1	-0+300	0+000	300	140	0.0160	3.56	9.931	0.0209	0.00091	0.1751
1 (túnel)	1	0+000	0+950	1069.85	122	0.0160	3.10	7.542	0.0219	0.00616	1.1849
2	1	0+950	10+872.10	10015.10	120	0.0160	3.05	7.297	0.0220	0.06919	13.3043
sKsis = 0.07535											
shf = 14.4892											

Donde sK_{sis} y Sh_f son, respectivamente, el coeficiente de resistencia del sistema y la pérdida por fricción de toda la tubería de descarga.

3.1.1.2 Línea de la carga piezométrica

Para el cálculo de la línea de la carga piezométrica en flujo estacionario, llamada comúnmente *línea piezométrica*, fue necesario calcular primeramente la carga de bombeo H_B en el cadenamiento 0+000, es decir, el lugar donde se sitúa la planta de bombeo. Para ello se consideraron el nivel medio de operación de la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5$ msnm, un gasto de operación en el sistema $Q_{op} = 13.867$ m³/s cuyo valor es el mismo que el del gasto de diseño; y la pérdida ocurrida en la tubería de succión según el cálculo de la tabla 3.1.1.1.1. De esta manera, empleando la ecuación:

$$H_B = H_{e \text{ media}} + Sh_f \quad (3.1.1.2.1)$$

donde:

$H_{e \text{ media}}$ es la carga estática media: diferencia entre el nivel de entrega en la planta potabilizadora San Gaspar (1586 msnm) y el nivel medio en la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5$ msnm. Por lo tanto es $H_{e \text{ media}} = 513.5$ m,

Sh_f es la pérdida por fricción en toda la conducción, que acorde con lo calculado en la tabla 3.1.1.1.1 es de 14.6644 m;

se obtiene un valor de carga de bombeo de:

$$H_B = 528.1644 \text{ m}$$

Por lo que la carga piezométrica sobre la planta de bombeo (cadenamiento 0+000), considerando las perdidas ocurridas en la tubería de succión ($h_f = 0.1751$ m), se ubica en la cota en la cual $H_{s \text{ medio}} + H_B - h_f$ (en tramo de succión) = 1600.489 msnm.

Para el cálculo de la piezométrica en los cadenamientos subsecuentes se considera el coeficientes de resistencia K_{sis} correspondiente al tubo situado en cada punto de cálculo (ver tabla 3.1.1.1.1).

En la tablas 3.1.1.2.1 (a) y (b) se presentan respectivamente resultados del cálculo de la carga piezométrica sólo para algunos puntos del inicio y final del acueducto. Sin embargo, en la figura 3.1.1.2.1 se presenta en forma gráfica el resultado del cálculo efectuado desde la planta de bombeo hasta la entrega en la Planta Potabilizadora.

Tabla 3.1.1.2.1(a) Cálculo de la carga piezométrica en el inicio de la conducción

PERFIL DEL TRAZO		Carga
Cadenamiento (km + m)	Elevación (msnm)	Piezométrica (msnm)
0+000.00	1026.32	1600.489
0+000.10	1026.38	1600.489
0+001.02	1026.82	1600.488
0+003.59	1028.51	1600.485
0+006.84	1030.44	1600.481
0+010.31	1032.18	1600.477
0+011.53	1033.00	1600.475
0+014.95	1036.26	1600.471
0+018.51	1038.54	1600.467
0+019.56	1039.22	1600.465
0+021.82	1040.60	1600.463

Tabla 3.1.1.2.1(b) Cálculo de la carga piezométrica en el final de la conducción

PERFIL DEL TRAZO		Carga
Cadenamiento (km + m)	Elevación (msnm)	Piezométrica (msnm)
10+810.46	1586.08	1586.229
10+814.15	1584.04	1586.224
10+815.54	1582.80	1586.222
10+818.34	1582.73	1586.219
10+827.90	1582.76	1586.206
10+833.74	1582.71	1586.198
10+835.39	1582.72	1586.196
10+836.28	1582.73	1586.195
10+862.02	1583.19	1586.161
10+862.21	1583.19	1586.160
10+872.75	1583.08	1586.146

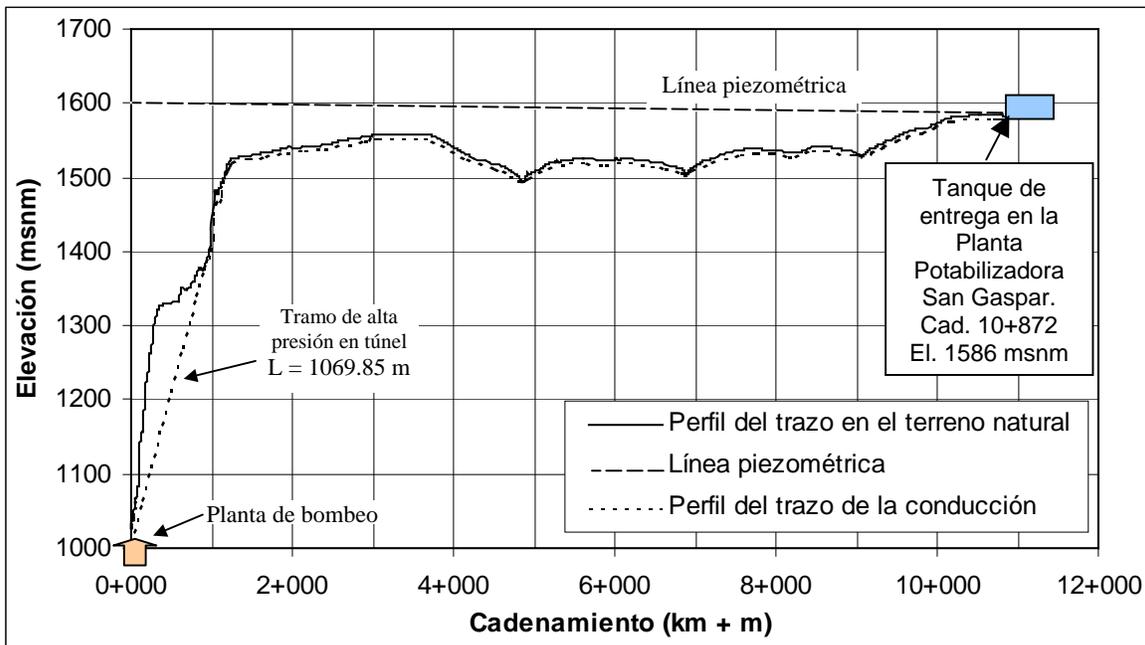


Figura 3.1.1.2.1 Línea piezométrica sobre el perfil del trazo de la conducción para $Q_{op} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H_{s\text{ media}} = 1072.5 \text{ msnm}$. Alternativa 1a.

En la figura anterior puede verse que la elevación máxima que alcanza la línea de cargas piezométricas es de 1600.50 msnm y ocurre en el sitio donde se localiza la planta de bombeo, lo cual, implica la necesidad de disponer de equipos de bombeo que sean capaces de superar una carga dinámica del orden de $H_B = 528.1644 \text{ m}$.

3.1.1.3 Selección y operación del equipo de bombeo en arreglo 5+1

Para la selección del equipo de bombeo se consideran tanto las características del fluido que habrá de bombearse, como los requerimientos hidráulicos del sistema, es decir, que la bomba seleccionada tenga su punto de diseño en un lugar próximo a las exigencias de funcionamiento que plantea el acueducto Arcediano – Guadalajara; lo cual implica que con el arreglo propuesto (5+1 en paralelo) para el equipo de bombeo, se debe tener la capacidad de bombear el gasto demandado $Q_{op}=13.867 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que, el gasto de diseño de la bomba debe ser del orden de $Q_{dis} = Q_{op} / 5 = 2.7734 \text{ m}^3/\text{s}$ (ecuación 2.5.6.5.1), así como ser capaz de salvar una carga dinámica H_B que puede llegar a ser del orden de $H_B = 528.1644 \text{ m}$. si se considera un nivel medio de operación en la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5 \text{ msnm}$.

Atendiendo a lo señalado en el párrafo anterior, ha sido seleccionada, del catálogo del fabricante SULZER, la bomba HPDM 650-995-3d/29 para operar en un arreglo 5+1, es decir, cinco bombas en operación más una de reserva. Se trata de una bomba centrífuga de eje horizontal, doble succión y tres pasos, cuyo diámetro nominal del impulsor mide 995 mm. En la figura 3.1.1.3.1 se presentan las curvas características de la bomba en cuestión.

En la figura 3.1.1.3.2 se presentan las curvas características de la bomba seleccionada y los polinomios que las describen considerando el impulsor en diámetro nominal.

Tanto en la figura 3.1.1.3.1 como en la 3.1.1.3.2, puede verse que para un gasto $Q = 2.77 \text{ m}^3/\text{s}$ es posible operar prácticamente con la eficiencia de diseño de la bomba que es del 88%, punto para el cual la potencia demandada es de 17,000 kW, en tanto que la carga de bombeo H_B que en estas condiciones puede desarrollar la bomba es de alrededor 550 m, lo que representa cerca de 22 m de carga por encima de la carga de bombeo que el acueducto requiere. Por ello, y para evitar un consumo de energía por encima de lo necesario, se ha optado por efectuar un *ajuste de operación por recorte del impulsor* basado en los principios de las *leyes de afinidad*.

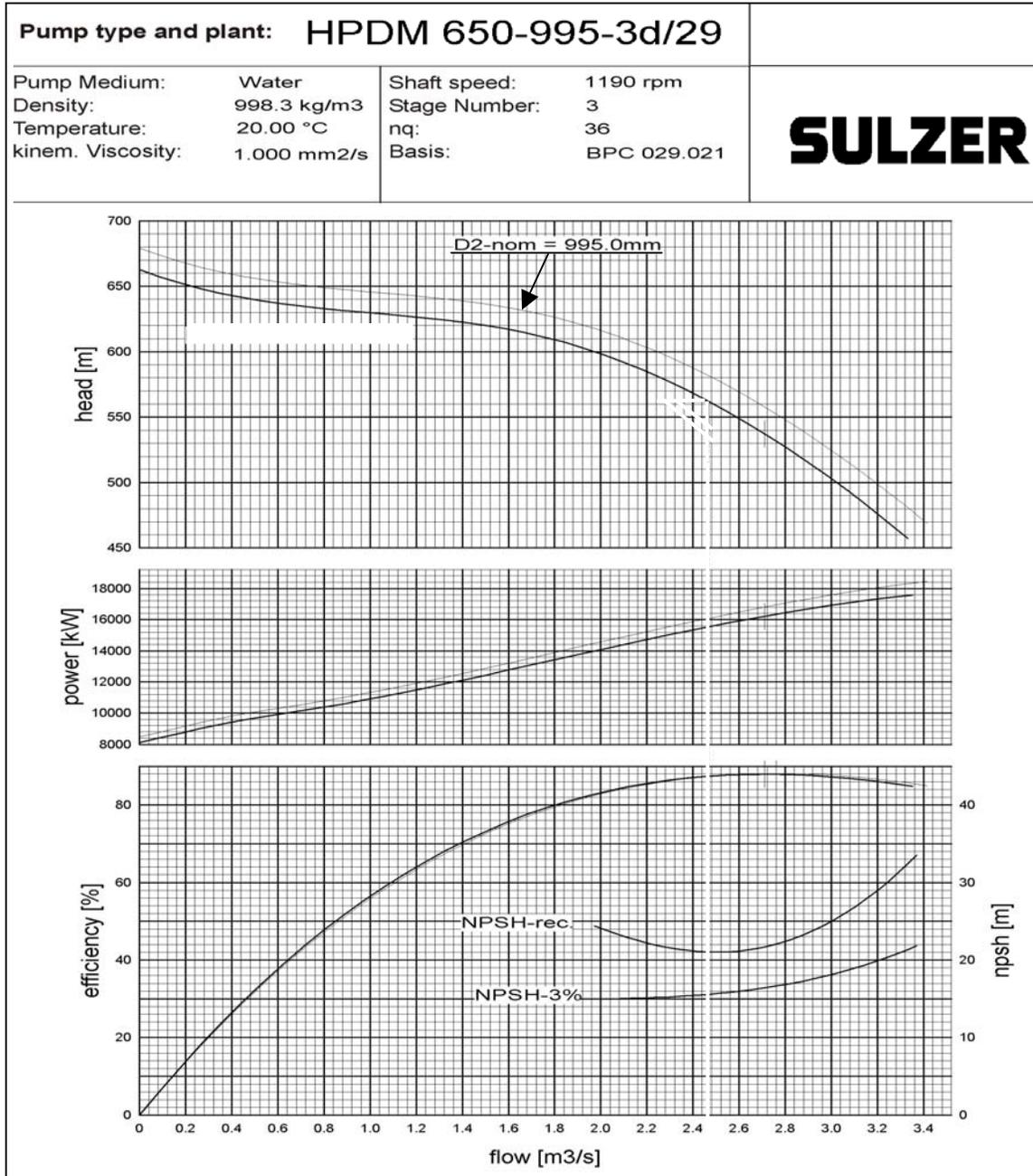


Figura 3.1.1.3.1 Curvas características de la bomba seleccionada para operar en arreglo 5+1. Información del fabricante SULZER

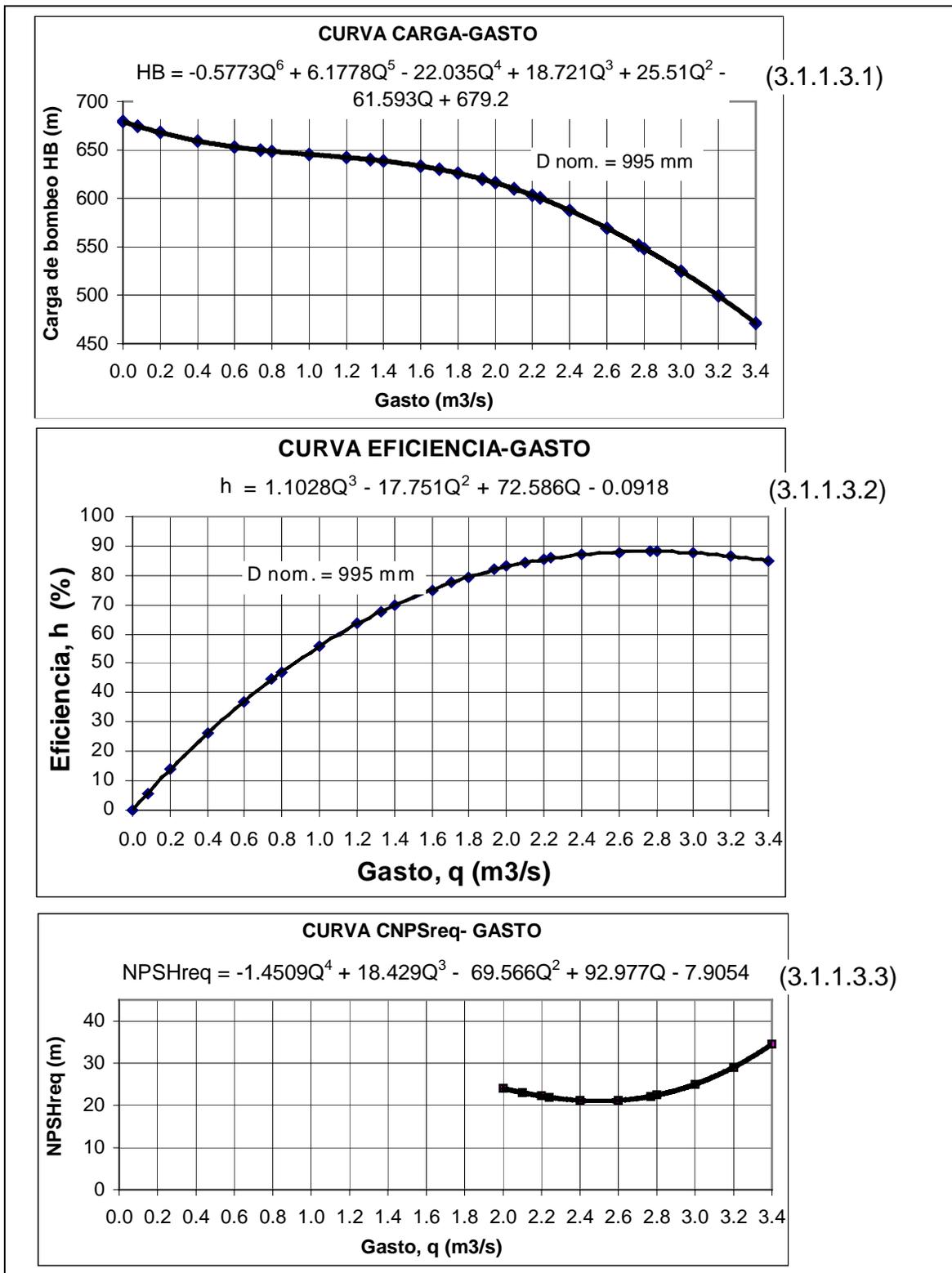


Figura 3.1.1.3.2 Curvas características y polinomios descriptivos de la bomba cuyo diámetro del impulsor es D nom = 995 mm

De acuerdo con lo expuesto en la sección 2.5.6.4 respecto a la operación de sistemas de bombeo en paralelo, y con la información presentada en la curva carga-gasto correspondiente a la bomba cuyo impulsor tiene el diámetro nominal (sin recorte), se construyeron las curvas equivalentes de la planta de bombeo para el funcionamiento de uno hasta cinco equipos en forma simultánea. Dichas curvas equivalentes fueron superpuestas con las curvas del sistema de la figura 3.1.1.1 correspondientes a los tres niveles de operación de la presa NAMO, $H_{s \text{ medio}}$ y NAM_{ino} , a partir de lo cual, como se muestra en la figura 3.1.1.3.3, es posible observar, en los puntos de intersección de las curvas, los puntos de operación que se tendrían en el sistema bajo estas condiciones.

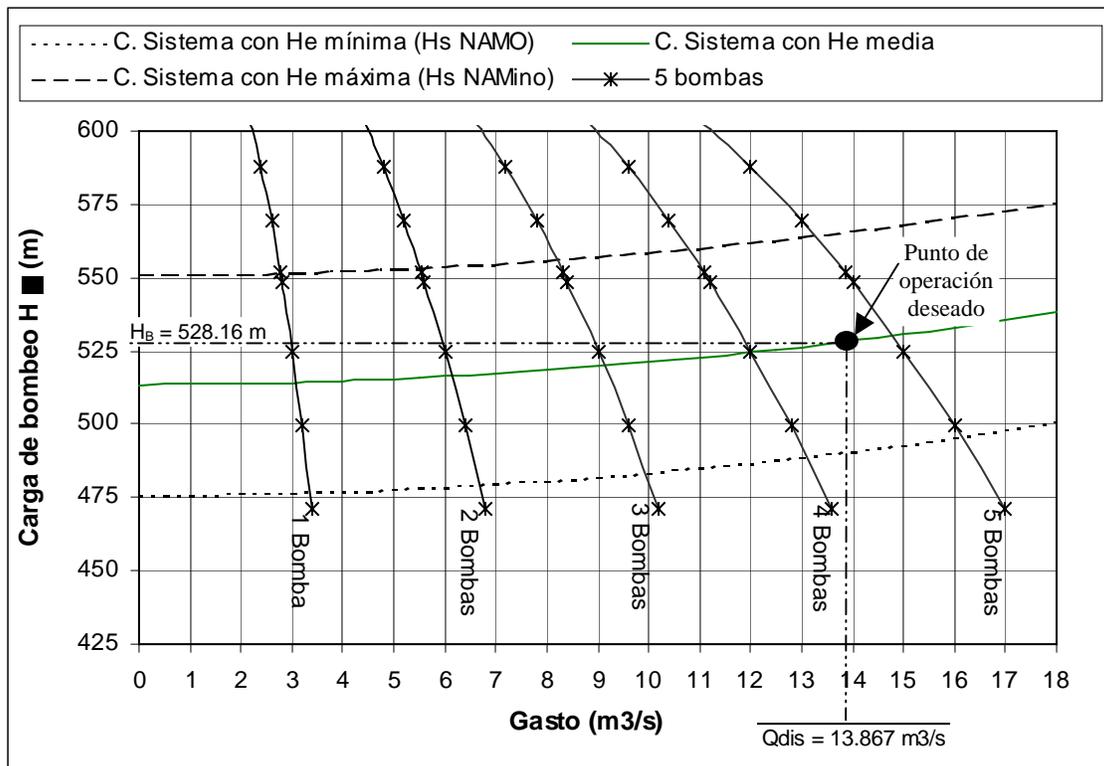


Figura 3.1.1.3.3 Curvas del sistema Vs. Curvas equivalentes de la planta de bombeo. Bomba con impulsor en D nom = 995 mm. Alternativa 1a en arreglo 5+1.

Resulta notorio que la situación que ocurriría en el acueducto bajo la condición de flujo normal indicada por el punto en el que se intersectan la curva del sistema para $H_{s \text{ medio}}$ y la curva equivalente para 5 bombas en operación, en el cual se señala un funcionamiento con un gasto y una carga de bombeo aproximados de $14.75 \text{ m}^3/\text{s}$ y 532 m respectivamente, no corresponde con el punto de operación deseado, dejándolo rebasado. Y en estas condiciones, como ya se ha mencionado, sólo se contribuiría a tener consumos de energía superiores a los necesarios, impactando desfavorablemente en los costos de operación.

Ajuste de operación por recorte del impulsor (Leyes de afinidad)

Las expresiones que establecen las leyes de afinidad son de utilidad cuando se quiere ajustar el punto de operación de una bomba existente, a partir de lo cual, se puede optar por cambiar su velocidad o bien efectuar un recorte del impulsor.

El principio del que se derivan estas leyes sostiene que dos bombas son geoméricamente semejantes si guardan una proporción constante en sus dimensiones. Si además, dos bombas geoméricamente semejantes operan en condiciones para las cuales las velocidades del flujo, en puntos correspondientes, tienen la misma dirección y sus magnitudes guardan una relación constante, entonces ambas operan con un comportamiento homólogo, es decir, operan en puntos homólogos.

En la aplicación de estas leyes, la misma bomba es tomada como modelo y prototipo, sólo que para éste último la bomba se encuentra modificada.

Al realizarse el recorte del diámetro del impulsor, se cambia la velocidad periférica de salida del flujo, sin embargo no se cambia el tamaño de la bomba y por tanto, tampoco se cambia sensiblemente el área de la sección transversal de salida del flujo entre alabes, motivo por el cual puede demostrarse que la alteración de gasto Q_P / Q_M depende sólo de D_P/D_M y que las ecuaciones de afinidad se escriben como:

$$\frac{H_P}{H_M} = \left(\frac{N_P}{N_M} \right)^2 \times \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^2 \quad (3.1.1.3.4)$$

$$\frac{Q_P}{Q_M} = \left(\frac{N_P}{N_M} \right) \times \left(\frac{D_P}{D_M} \right) \quad (3.1.1.3.5)$$

$$\frac{P_P}{P_M} = \left(\frac{N_P}{N_M} \right)^3 \times \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 \quad (3.1.1.3.6)$$

En estas ecuaciones los subíndices P y M representan a las bombas prototipo y modelo respectivamente, en tanto que H es la carga de bombeo, Q es el gasto de operación, P es la potencia mecánica y N es la velocidad de giro.

Para determinar la magnitud del recorte necesario se traslada el punto de operación requerido a la curva de la bomba para hallar el punto homólogo, y posteriormente se determina cual es la relación D_P / D_M que satisface la condición de nuestro interés, sin olvidar que el punto homólogo sufre una alteración por el recorte, tanto en gasto como en carga, por lo que se emplean las ecuaciones (3.1.1.3.4) y (3.1.1.3.5).

Ahora bien, al no ser modificadas las velocidades de giro N_P y N_M , la relación entre ellas es igual a la unidad, por lo que al despejar H_M de (3.1.1.3.4) se tiene:

$$H_M = \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^2 H_P \quad (3.1.1.3.7)$$

donde H_P , que es la carga de bombeo H_B para la bomba con el impulsor prototipo (sin recortar), está dada por el polinomio de sexto grado expresado en la ecuación (3.1.1.3.1), cuya forma genérica es:

$$H_P = a_0 + a_1 Q_p + a_2 Q_p^2 + a_3 Q_p^3 + a_4 Q_p^4 + a_5 Q_p^5 + a_6 Q_p^6 \quad (3.1.1.3.8)$$

donde $a_0, a_1 \dots a_6$ son los coeficientes del polinomio en cuestión, en tanto que Q_p despejado de la expresión (3.1.1.3.5) lleva a:

$$Q_p = \frac{D_p}{D_M} Q_M \quad (3.1.1.3.9)$$

Entonces, sustituyendo (3.1.1.3.9) en (3.1.1.3.8) y a su vez (3.1.1.3.8) en (3.1.1.3.7) resulta la ecuación:

$$H_M = \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^2 \left[a_0 + a_1 \left(\frac{D_P}{D_M} \right) Q_M + a_2 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^2 Q_M^2 + a_3 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 Q_M^3 + a_4 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^4 Q_M^4 + a_5 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^5 Q_M^5 + a_6 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^6 Q_M^6 \right]$$

que al ser simplificada puede presentarse como:

$$H_M = \left[a_0 \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^2 + a_1 \left(\frac{D_M}{D_P} \right) Q_M + a_2 Q_M^2 + a_3 \left(\frac{D_P}{D_M} \right) Q_M^3 + a_4 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^2 Q_M^4 + a_5 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 Q_M^5 + a_6 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^4 Q_M^6 \right] \quad (3.1.1.3.10)$$

Así pues, la ecuación (3.1.1.3.10) puede utilizarse como la expresión general que permite calcular la curva característica carga-gasto de la bomba a la que se recorta el impulsor (bomba modelo), habiendo tenido como prototipo una bomba cuya curva carga-gasto es descrita por un polinomio de hasta sexto grado.

De esta manera, al sustituir en la ecuación (3.1.1.3.10) los coeficientes del polinomio (3.1.1.3.1):

$$\begin{aligned} a_0 &= 679.2 \\ a_1 &= -61.593 \\ a_2 &= 25.51 \\ a_3 &= 18.721 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_4 &= -22.035 \\ a_5 &= 6.1778 \\ a_6 &= -0.5773 \end{aligned}$$

así como también el gasto deseado por bomba $Q_M = 13.867 \text{ m}^3/\text{s} / 5 = 2.77 \text{ m}^3/\text{s}$ y el valor del diámetro nominal del impulsor prototipo $D_P = 0.995 \text{ m}$, es posible verificar mediante iteraciones, que para un diámetro del impulsor recortado $D_M = 978.53 \text{ mm}$. (1.65 % de recorte), se cumple la condición deseada, en la que $H_M = H_B = 528.16 \text{ m}$; resultando el polinomio que describe la nueva curva carga-gasto como sigue:

$$H_B = 656.8605 - 60.5716Q + 25.51Q^2 + 19.0367Q^3 - 22.7844Q^4 + 6.4956Q^5 - 0.6172Q^6 \quad (3.1.1.3.11)$$

Es importante tomar en cuenta que como el recorte de un impulsor es una maniobra que no corresponde al diseño original, se produce una pérdida de eficiencia del orden de 1% por cada 10% de recorte; y ya que el planteamiento de las expresiones de afinidad es una aproximación, el error del cálculo realizado crece al practicar un recorte significativo, por lo cual, en diversas referencias bibliográficas especializadas en el tema, no se recomienda llevar a cabo recortes grandes (mayores a 4%) sin el respaldo de pruebas de funcionamiento.

La variación teórica de la relación eficiencia – gasto ante un recorte del impulsor puede determinarse de manera semejante a como se hace para la variación carga – gasto.

Al considerar $N_P / N_M = 1$, la ecuación (3.1.1.3.6) adquiere la forma:

$$\frac{P_P}{P_M} = \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 \quad (3.1.1.3.12)$$

Lo cual implica que un recorte de impulsor tenga como consecuencia una reducción de la potencia mecánica en la bomba, de magnitud $P_P(D_M / D_P)^3$.

Y ya que la potencia mecánica P_m en una bomba, en relación inversamente proporcional con su eficiencia η , está dada por:

$$P_m = \frac{\gamma H Q}{\eta} \quad (3.1.1.3.13)$$

Entonces es posible establecer que:

$$\frac{P_P}{P_M} = \frac{\gamma H_P Q_P}{\eta_P} \cdot \frac{\eta_M}{\gamma H_M Q_M}$$

relación en la que al sustituir (3.1.1.3.4) y (3.1.1.3.5) y despejando para η_M , queda como:

$$\eta_M = \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^3 \eta_P \quad (3.1.1.3.14)$$

donde η_P está dado por la relación que tiene con el gasto en la curva característica eficiencia-gasto, relación que puede ser expresada por una ecuación polinomial como en (3.1.1.3.2); aunque, si fuese el caso de que su polinomio tuviera un grado de hasta sexto nivel, su forma general sería:

$$\eta_P = b_0 + b_1 Q_P + b_2 Q_P^2 + b_3 Q_P^3 + b_4 Q_P^4 + b_5 Q_P^5 + b_6 Q_P^6 \quad (3.1.1.3.15)$$

donde $b_0, b_1 \dots b_6$ son los coeficientes del polinomio en cuestión.

Ahora bien, al sustituir (3.1.1.3.9) en (3.1.1.3.15), y lo que resulta de esto sustituirlo en (3.1.1.3.14), se tiene la expresión:

$$\eta_M = \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^3 \left[\begin{aligned} & b_0 + b_1 \left(\frac{D_P}{D_M} \right) Q_M + b_2 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^2 Q_M^2 + b_3 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 Q_M^3 + b_4 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^4 Q_M^4 \\ & + b_5 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^5 Q_M^5 + b_6 \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^6 Q_M^6 \end{aligned} \right]$$

que simplificada puede plantearse como:

$$\eta_M = \left[\begin{aligned} & b_0 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^3 + b_1 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^2 Q_M + b_2 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_M}{D_P} \right) Q_M^2 + b_3 \frac{P_P}{P_M} Q_M^3 \\ & + b_4 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_P}{D_M} \right) Q_M^4 + b_5 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^2 Q_M^5 + b_6 \frac{P_P}{P_M} \left(\frac{D_P}{D_M} \right)^3 Q_M^6 \end{aligned} \right] \quad (3.1.1.3.16)$$

La ecuación (3.1.1.3.16) puede emplearse entonces como expresión general para calcular la curva teórica característica eficiencia-gasto de una bomba a la que se recorta el impulsor (bomba modelo), habiendo tenido como prototipo una bomba cuya curva eficiencia-gasto es descrita por un polinomio de hasta sexto grado.

De esta manera, al sustituir los coeficientes del polinomio (3.1.1.3.2):

$$\begin{aligned} b_0 &= -0.0918 \\ b_1 &= 72.586 \\ b_2 &= -17.751 \\ b_3 &= 1.1028 \\ b_4 &= 0 \\ b_5 &= 0 \end{aligned}$$

$$b_6 = 0$$

en la expresión (3.1.1.3.16) y, considerando el recorte del diámetro del impulsor $D_M = 978.53$ mm que permitió satisfacer las condiciones necesarias para constituir (3.1.1.3.11), es posible construir el nuevo polinomio que describe la curva eficiencia-gasto de la bomba a la que se recorta el impulsor, quedando como:

$$\eta_B = -0.0873 \frac{P_P}{P_M} + 70.2029 \frac{P_P}{P_M} Q - 17.4572 Q^2 + 1.1028 \frac{P_P}{P_M} Q^3 \quad (3.1.1.3.17)$$

donde, la potencia mecánica de la bomba prototipo P_P está dado por la curva potencia-gasto de la figura 3.1.1.3.1, en tanto que, de acuerdo con (3.1.1.3.12), la potencia P_M está dada por:

$$P_M = \left(\frac{D_M}{D_P} \right)^3 P_P = \left(\frac{978.53}{995} \right)^3 P_P = 0.9511 P_P$$

En las figuras 3.1.1.3.4 (a), (b) y (c), se presentan las curvas características de la bomba que experimentan variación ante el recorte del impulsor.

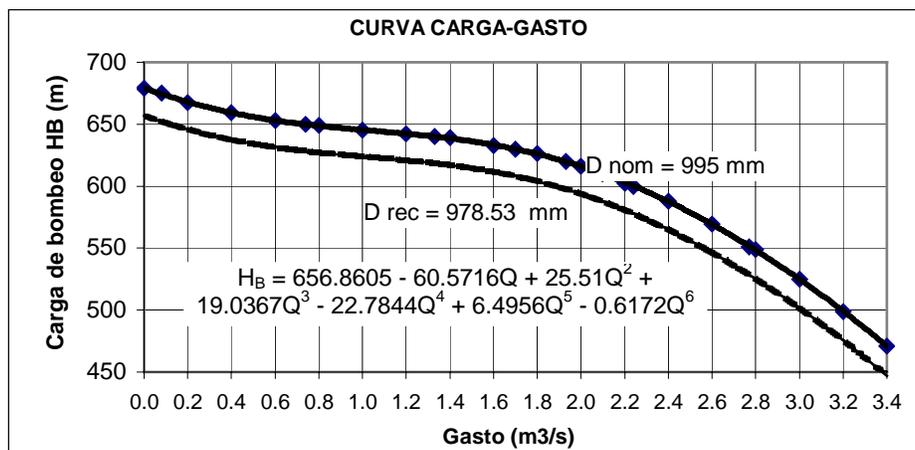


Figura 3.1.1.3.4 (a) Curva carga-gasto de la bomba con el impulsor recortado. D rec = 978.5 mm

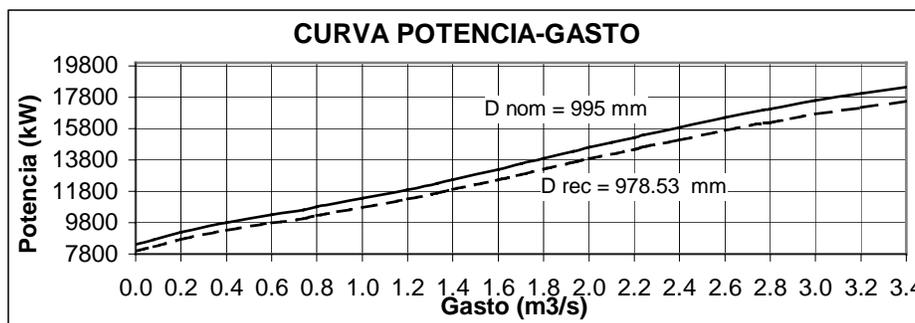


Figura 3.1.1.3.4 (b) Curva potencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado D rec = 978.53 mm

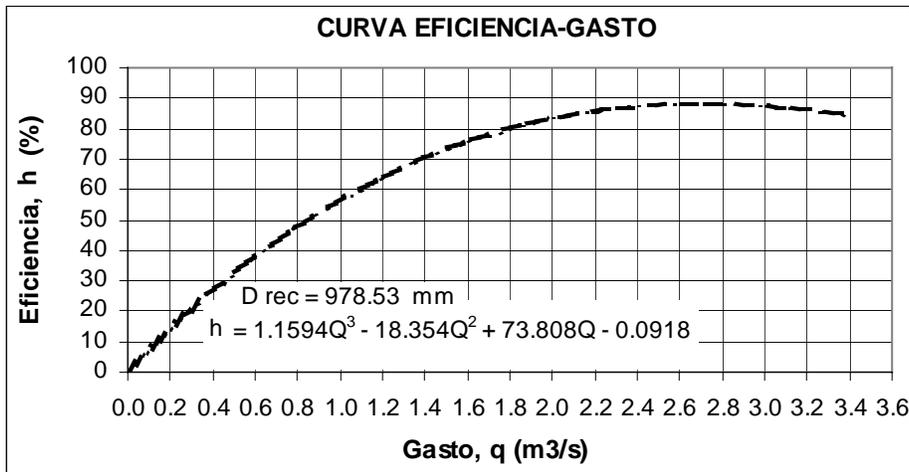


Figura 3.1.1.3.4 (c) Curva eficiencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado.
D rec = 978.5 mm

Gastos de operación y cargas de bombeo

Efectuado el ajuste del punto de operación por el recorte del impulsor, con la información presentada en la curva carga-gasto de la figura 3.1.1.3.4(a) se construyen nuevamente las curvas equivalentes de la planta de bombeo para el funcionamiento de uno hasta cinco equipos en forma simultánea. Dichas curvas equivalentes fueron superpuestas con las curvas del sistema de la figura 3.1.1.1 para formar la figura 3.1.1.3.5, en la que es posible observar en los puntos de intersección de las curvas, los puntos de operación que se tendrán.

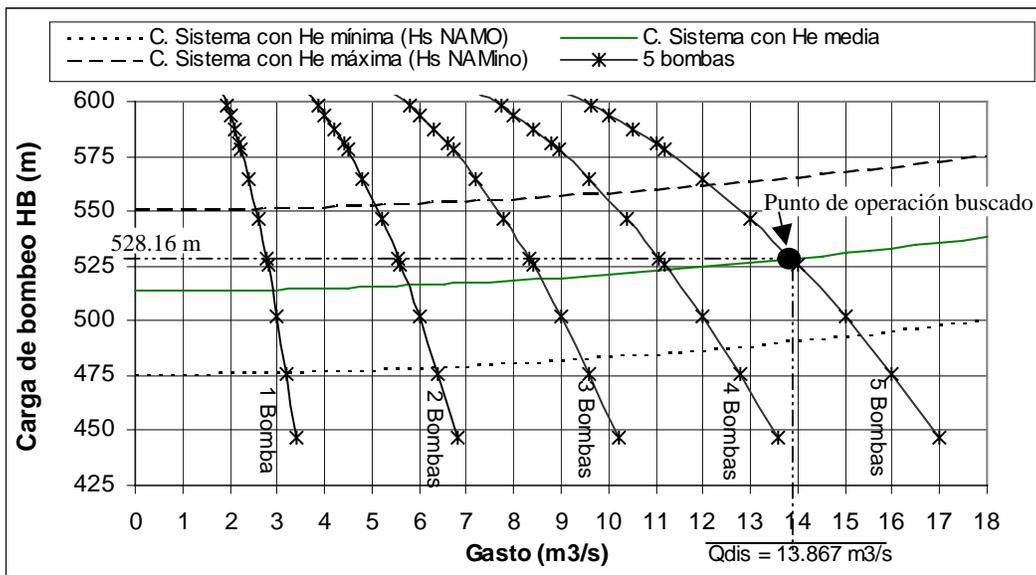


Figura 3.1.1.3.5 Curvas del sistema Vs. Curvas equivalentes de la planta de bombeo.
Bomba con impulsor en D rec = 978.5 mm. Alternativa 1a en arreglo 5+1.

En la tabla 3.1.1.3.1 se presentan los valores numéricos correspondientes a los diferentes puntos de operación que señalan las intersecciones de las curvas de la figura 3.1.1.3.5.

Tabla 3.1.1.3.1 Puntos de operación del sistema (gatos y cargas de bombeo).
Alternativa 1a en arreglo 5+1.

Nivel en la presa H_s	Bombas en operación	Q_{op} Total (m^3/s)	$Q/Bomba$ (m^3/s)	H_{sis} (m)	H_B (m)
NAMino (H_e máx)	1	2.547	2.547	551.49	551.50
	2	5.064	2.532	552.96	552.96
	3	7.522	2.507	555.31	555.31
	4	9.893	2.473	558.46	558.46
	5	12.154	2.431	562.27	562.27
H_s medio (H_e media)	1	2.897	2.897	514.14	514.14
	2	5.761	2.881	516.03	516.03
	3	8.562	2.854	519.09	519.09
	4	11.272	2.818	523.19	523.19
	5	13.867	2.773	528.17	528.17
NAMO (H_e mínima)	1	3.193	3.193	476.78	476.78
	2	6.351	3.176	479.08	479.08
	3	9.443	3.148	482.80	482.80
	4	12.439	3.110	487.80	487.80
	5	15.312	3.062	493.88	493.88

Como puede observarse, los caudales varían sensiblemente según el nivel de operación H_s con que se cuente en la presa, pudiendo fluctuar, para el caso de operar con cinco equipos de bombeo, desde 12.154 m^3/s para el NAMino, hasta 15.312 m^3/s para el NAMO. Asimismo, el intervalo de los gastos totales que pueden ser bombeados va de los 2.547 m^3/s (para una sola bomba en funcionamiento y $H_s = \text{NAMino}$) a los 15.312 m^3/s (para 5 bombas funcionando y $H_s = \text{NAMO}$); pasando por el punto de diseño correspondiente a la operación normal con 5 equipos de bombeo y un nivel $H_s = H_s$ medio, donde $Q_{op} = Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/s$ y $H_B = 528.164 \text{ m}$.

CNPS y localización de la planta de bombeo

Con el propósito de determinar la cota en la que debe situarse la planta de bombeo sin correr riesgos por daños debidos a la cavitación, se determinaron, para cada punto de operación referido en la tabla 3.1.1.3.1, las cargas netas positivas de succión disponibles ($CNPS_{dis}$) y las requeridas por el equipo ($CNPS_{req}$) según la curva gasto- $CNPS_{req}$ de la figura 3.1.1.3.1.

En consecuencia con lo expuesto en la sección 2.5.6.5, la $CNPS_{disp}$ se calculó con las fórmulas (2.5.6.5.1) y (2.5.6.5.2) considerando las pérdidas por

fricción del tramo de la tubería de succión referidas en la tabla 3.1.1.1.1, así como los diferentes niveles de operación del la presa.

En la tabla 3.1.1.3.2 se presentan los resultados de este cálculo. La determinación de la cota en la que debe situarse la planta de bombeo, se hizo considerando el cumplimiento de un valor mínimo del factor $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$, valor que, para la condición más desfavorable de operación que difícilmente llegaría a presentarse según los estudios hidrológicos consultados ($H_s = NAMino$), no debe ser menor que la unidad; y para los niveles superiores, debe ser mayor que 2.

Tabla 3.1.1.3.2 Determinación de la cota de la planta de bombeo y cálculo del factor $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$. Alternativa 1a en arreglo 5+1.

Nivel de operación en la presa	Bombas operando	Q _{op} Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	CNPS _{disp} (m)	CNPS _{req} (m)	Factor DIS/REQ
NAMino (He máx)	1	2.55	2.55	21.52	21.06	1.02
	2	5.06	2.53	21.51	21.04	1.02
	3	7.52	2.51	21.48	21.03	1.02
	4	9.89	2.47	21.44	21.04	1.02
	5	12.15	2.43	21.40	21.09	1.01
Hs medio (He media)	1	2.90	2.90	59.02	23.48	2.51
	2	5.76	2.88	59.00	23.28	2.53
	3	8.56	2.85	58.96	22.97	2.57
	4	11.27	2.82	58.91	22.58	2.61
	5	13.87	2.77	58.85	22.17	2.66
NAMO (He mínima)	1	3.19	3.19	96.52	28.84	3.35
	2	6.35	3.18	96.49	28.44	3.39
	3	9.44	3.15	96.45	27.82	3.47
	4	12.44	3.11	96.39	27.02	3.57
	5	15.31	3.06	96.32	26.09	3.69
Elevación de la planta de bombeo				1022 msnm		
				H _{atm}	9.13 mca	
				H _{vap} = P _v / g	0.60 mca	

En la tabla 3.1.1.3.2 se observa que si se sitúa la planta de bombeo en la cota 1022 msnm, es posible contar con factores $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ aceptables para cualquiera de las condiciones de operación analizadas, ya que sólo para el nivel $H_s = NAMino$, cuya ocurrencia es poco probable, se puede llegar a tener un factor de 1.01; en tanto que para cualquier nivel igual o superior al $H_{s\ medio}$, se cumple sobradamente que dicho factor sea mayor que 2.

Por otro parte, considerando que en el cadenamiento 0+000, sitio elegido para situar la planta de bombeo, el nivel del terreno natural está en la cota 1026.32 msnm (ver tabla 3.1.1.2.1(a)), al ubicar la planta en la cota 1022 msnm sólo se tendrá la necesidad de efectuar excavaciones con una profundidad de 4.32 m.

Potencia mecánica y energía eléctrica requerida

Por último, también para cada punto de operación, se observó la eficiencia con la que trabajaría los equipos de bombeo (η_B) y, con base en lo indicado en las ecuaciones (2.5.6.1.1) y (2.5.6.1.2) se calcularon la potencia mecánica por bomba P_m y la potencia mecánica total $P_{m\ Total}$. Todo esto con la finalidad de establecer la cantidad de energía eléctrica que se requiere para bombear cada metro cúbico de agua. El resultado del cálculo puede verse en la tabla 3.1.1.3.3, donde se verifica un valor promedio de la energía requerida de 1.6198 kW-h / m³.

Tabla 3.1.1.3.3 Cálculo de la potencia mecánica y la energía eléctrica requerida. Alternativa 1a en arreglo 5+1.

Nivel de operación en la presa	Número de bombas	Q _{op} Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	η _B (%)	P _m / bomba (kw)	P _m TOTAL (kw)	Energía / m ³ (kW - h / m ³)
NAMino (H _e máx)	1	2.55	2.55	87.99	15663.64	15663.64	1.7080
	2	5.06	2.53	87.94	15619.17	31238.35	1.7134
	3	7.52	2.51	87.86	15546.00	46638.01	1.7224
	4	9.89	2.47	87.72	15445.51	61782.04	1.7348
	5	12.15	2.43	87.52	15319.54	76597.71	1.7506
Hs medio (H _e media)	1	2.90	2.90	87.88	16624.74	16624.74	1.5942
	2	5.76	2.88	87.93	16582.92	33165.84	1.5991
	3	8.56	2.85	88.01	16513.89	49541.66	1.6072
	4	11.27	2.82	88.0	16418.68	65674.73	1.6184
	5	13.87	2.77	88.0	16298.80	81494.00	1.6324
NAMO (H _e mínima)	1	3.19	3.19	86.20	17324.01	17324.01	1.5072
	2	6.35	3.18	86.33	17287.94	34575.88	1.5122
	3	9.44	3.15	86.54	17227.53	51682.58	1.5203
	4	12.44	3.11	86.81	17142.64	68570.58	1.5313
	5	15.31	3.06	87.11	17033.60	85168.01	1.5450
<i>Promedio de energía eléctrica requerida por m³ bombeado</i>							1.6198

3.1.1.4 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 4+1

Se pretende que con el funcionamiento en flujo estacionario de un arreglo 4+1 en paralelo de los equipos de bombeo, se tenga la capacidad de bombear el gasto demandado $Q_{op}=13.867\text{ m}^3/\text{s}$, por lo que, el gasto de diseño de la bamba debe ser del orden de $Q_{dis} = Q_{op} / 4 = 3.467\text{ m}^3/\text{s}$ (ecuación 2.5.6.5.1), debiendo asimismo tener la capacidad de superar una carga dinámica H_B que puede llegar a ser del orden de $H_B = 528.1644\text{ m}$ si se considera un nivel medio de operación en la presa $H_{s\ medio} = 1072.5\text{ msnm}$.

Para cumplir el propósito señalado en el párrafo anterior, ha sido seleccionada del catálogo del fabricante SULZER la bomba PMD 700-960-3d/36. Ésta es una bomba centrífuga de eje horizontal, doble succión y tres pasos, cuyo impulsor tiene un diámetro nominal que mide 960 mm.

En la figura 3.1.1.4.1, donde se presentan las curvas características de la bomba seleccionada, puede verse que para el gasto requerido por bomba $Q = 3.467 \text{ m}^3/\text{s}$ es posible operar con prácticamente la eficiencia de diseño (90%), punto para el cual la potencia demandada es de alrededor de 20,300 kW, en tanto que la carga de bombeo H_B es de aproximadamente 539 m, lo que representa cerca de 10.84 m de carga por encima de la carga de bombeo que el sistema requiere $H_B = 528.1644 \text{ m}$.

Para evitar que ocurra un consumo de energía superior al necesario ante este “excedente” en la H_B de la bomba seleccionada, se efectuó un recorte del impulsor de acuerdo con lo expuesto en el apartado *Ajuste de operación por recorte del impulsor* de la sección 3.1.1.3 , en la cual se analizó la operación del sistema de bombeo con un arreglo 5+1.

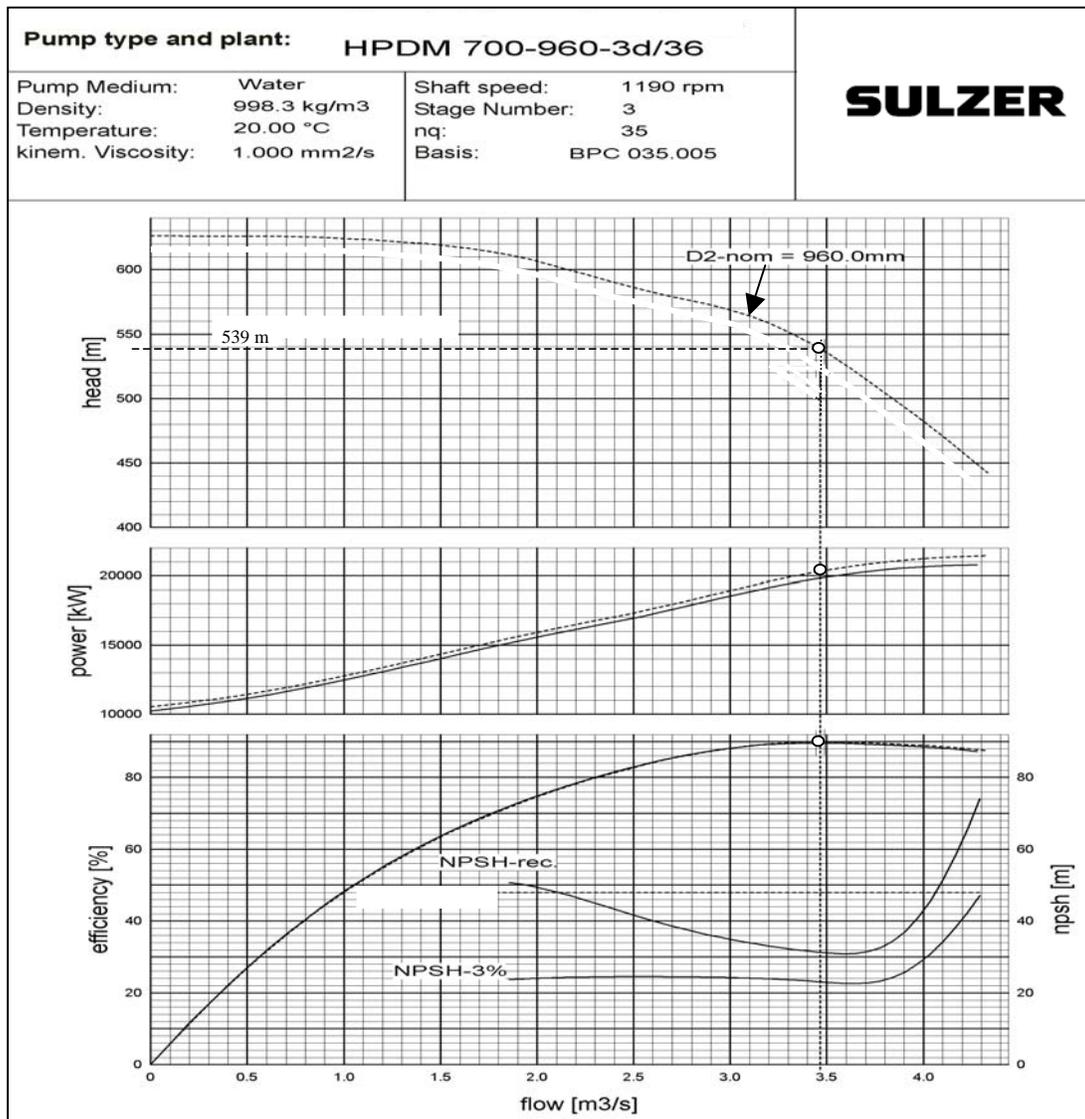


Figura 3.1.1.4.1 Curva característica de la bomba seleccionada para operar en arreglo 4+1. Información del catálogo del fabricante SULZER

Ajuste de operación por recorte del impulsor

En la figuras 3.1.1.4.2 (a), (b) y (c) se presentan las curvas características que fueron modificadas al efectuar el recorte en el diámetro del impulsor, el cual, para fin de lograr el ajuste requerido en el punto de operación, es de $D_{rec} = 952.26$ mm. Por lo que al ser su diámetro original $D_{nom} = 960$ mm, dicho ajuste representa un porcentaje de recorte sólo del 0.81%. En las figuras (a) y (b) se presentan además las ecuaciones representativas de las respectivas curvas carga-gasto y eficiencia-gasto, las cuales han sido determinadas con el propósito de ser utilizadas para efectuar de manera analítica los cálculos correspondientes a los puntos de operación del sistema y al consumo de energía por metro cúbico de agua bombeada.

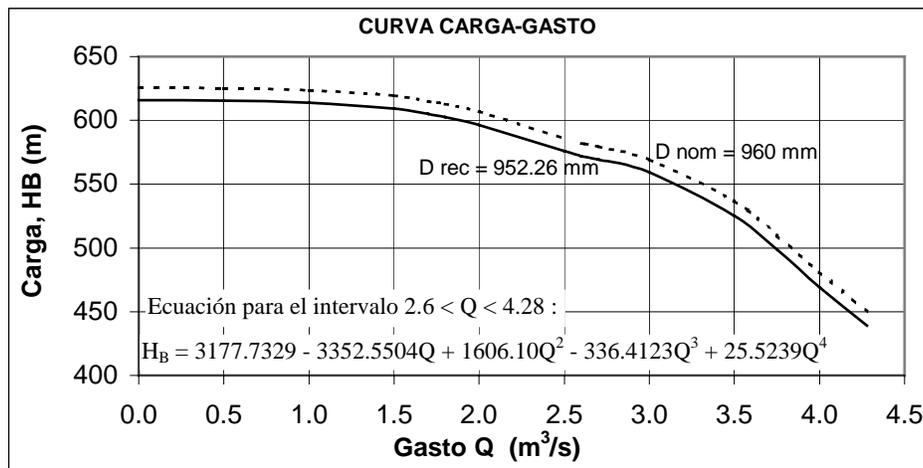


Figura 3.1.1.4.2 (a) Curva carga-gasto de la bomba con el impulsor recortado $D_{rec} = 952.26$ mm

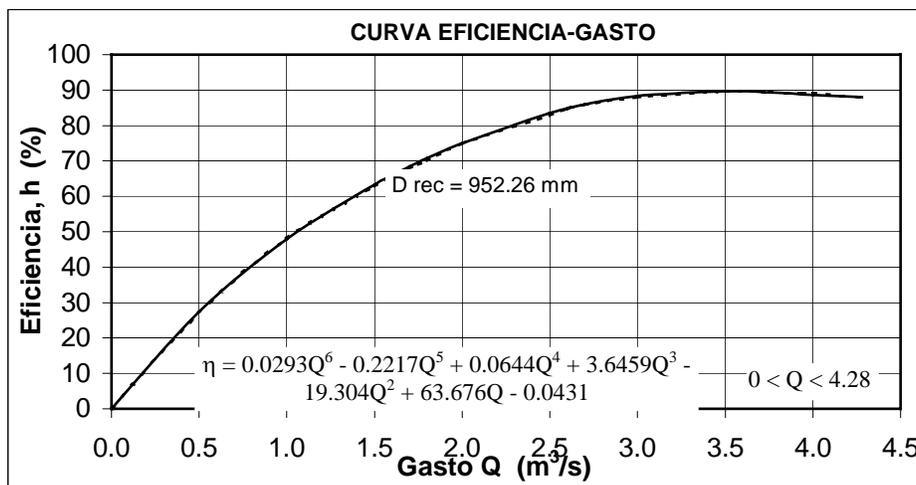


Figura 3.1.1.4.2 (b) Curva eficiencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado

D rec = 952.26 mm

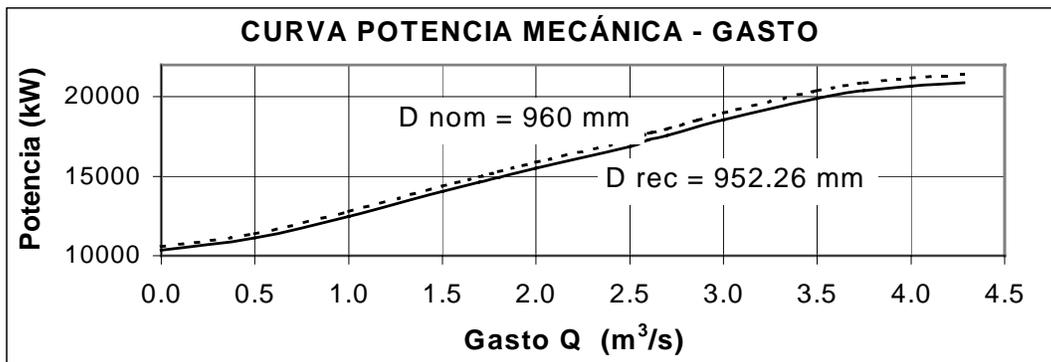


Figura 3.1.1.4.2 (c) Curva potencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado.
D rec = 952.26 mm

Gastos de operación y cargas de bombeo

Llevado a cabo el ajuste de las curvas características por el recorte del impulsor, con la información presentada en la figura 3.1.1.4.2 (a) se han construido las cargas equivalentes de la planta de bombeo para el funcionamiento de uno hasta 4 equipos en forma simultánea, mismas que fueron superpuestas con las curvas del sistema presentadas en la figura 3.1.1.1 para formar la figura 3.1.1.4.3, donde es posible observar, en los sitios donde se cruzan entre sí las curvas, los puntos de operación buscados.

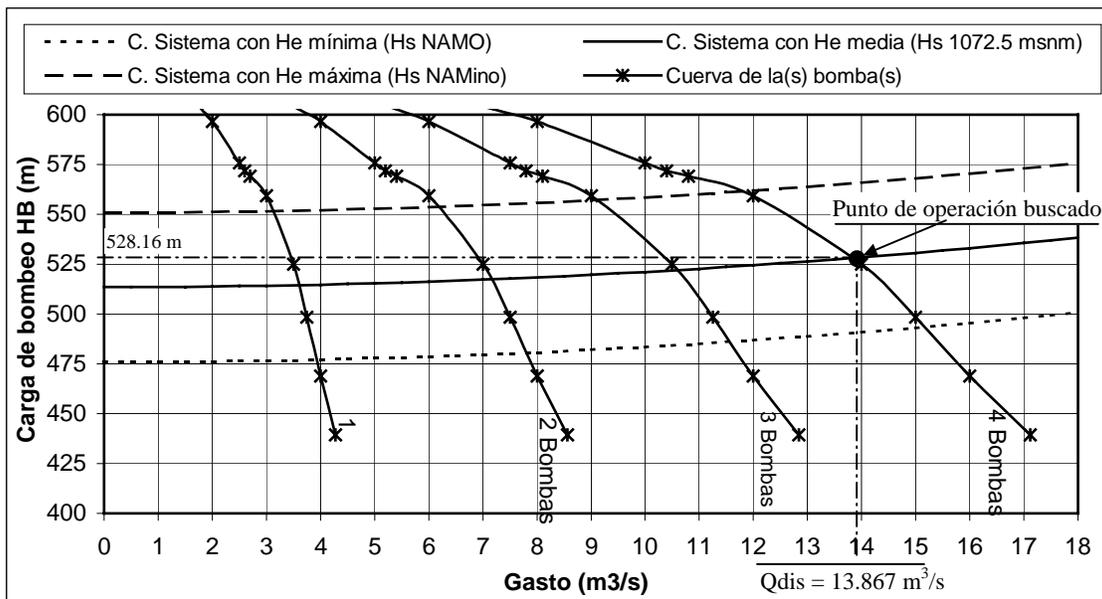


Figura 3.1.1.4.3 Cuervas del sistema Vs. Curvas equivalentes de la planta de bombeo.
D rec = 952.26 mm. Alternativa 1a en arreglo 4+1.

Los valores precisos correspondientes a los 12 puntos de operación mostrados en la figura anterior se presentan en la tabla 3.1.1.4.1. En ella se puede observar que los caudales varían de manera importante de acuerdo al nivel de operación H_s que se encuentre en la presa, pudiendo fluctuar, para el caso de operar con 4 equipos simultáneamente, desde 11.772 m³/s para el NAMino, hasta 15.167 m³/s para el NAMO.

Tabla 3.1.1.4.1 Puntos de operación del sistema (gastos y cargas de bombeo).
Alternativa 1a en arreglo 4+1.

Nivel de operación en la presa	Bombas operando	Qop Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	H _{sis} (m)	H _B (m)
NAMino (He máx)	1	3.152	3.152	551.76	551.76
	2	6.224	3.112	553.95	553.95
	3	9.130	3.043	557.36	557.36
	4	11.772	2.943	561.57	561.57
Hs medio (He media)	1	3.605	3.605	514.49	514.49
	2	7.154	3.577	517.40	517.40
	3	10.592	3.531	522.06	522.06
	4	13.867	3.467	528.16	528.16
NAMO (He mínima)	1	3.930	3.930	477.18	477.18
	2	7.802	3.901	480.64	480.64
	3	11.562	3.854	486.20	486.20
	4	15.167	3.792	493.54	493.54

Asimismo, el intervalo del gasto total $Q_{op\ Total}$ que puede ser bombeado va de los 3.152 m³/s (operación con 1 bomba y $H_s = \text{NAMino}$) a los 15.167 m³/s (operación con 4 bombas y $H_s = \text{NAMO}$); pasando, como se desea, por el punto de diseño correspondiente a la operación estacionaria con 4 equipos de bombeo y un nivel $H_{s\ medio}$, donde $Q_{op} = Q_{dis} = 13.867\ m^3/s$ y $H_B = 528.16\ m$.

CNPS y localización de la planta de bombeo

Para evitar los riesgos por cavitación en las bombas se busca situar la planta de bombeo en una cota adecuada. Por ello fueron determinadas las cargas netas positivas de succión requeridas ($CNPS_{req}$), según la curva $CNPS_{req}$ -gasto de la figura 3.1.1.4.1 ($CNPS_{dis}$), y las disponibles ($CNPS_{disp}$) para cada punto de operación referido.

En la tabla 3.1.1.4.2 se presentan los resultados de éste calculo, el cual, se desarrolló con el mismo procedimiento y criterio considerados en el apartado correspondiente de la sección 3.1.1.3, donde se hicieron análisis para un arreglo 5+1 en los equipos de bombeo. Aquí puede verse que si se sitúa la planta de bombeo en la cota 1005 msnm, es posible contar con factores $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ aceptables para prácticamente cualquier condición de operación analizada. Inclusive para el nivel $H_s = \text{NAMino}$, cuya ocurrencia es poco probable, se tiene un

factor superior a la unidad; en tanto que para cualquier nivel igual o superior a $H_{s \text{ medio}}$, el factor 2 es superado con márgenes significativos.

Sin embargo, debe tomarse en cuenta que de acuerdo con lo que indica el trazo de esta alternativa, en el cadenamiento donde se sitúa la planta de bombeo el terreno natural está en la cota 1026.32 msnm, y al ubicar la planta en la cota 1005 se está planteando la necesidad de realizar excavaciones cuya profundidad no podrá ser menor que los 21.32 m, lo cual sin duda representaría un importante incremento de los costos de construcción de esta alternativa en arreglo 4+1, respecto de la alternativa de arreglo 5+1 estudiada en la sección 3.1.1.3, en la que sólo es requerida una excavación de 4.32 m de profundidad.

Tabla 3.1.1.4.2 Cálculo del factor $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ para la determinación de la cota de la planta de bombeo. Alternativa 1a en arreglo 4+1.

Nivel en la presa H_s	Bombas operando	Qop Total (m3/s)	Q/Bomba (m3/s)	CNPSdisp (m)	CNPSrec (m)	Factor DIS/REC
NAMino (He máx)	1	3.152	3.152	38.54	33.68	1.14
	2	6.224	3.112	38.51	34.06	1.13
	3	9.130	3.043	38.47	34.71	1.11
	4	11.772	2.943	38.42	35.71	1.08
Hs medio (He media)	1	3.605	3.605	76.04	30.96	2.46
	2	7.154	3.577	76.00	30.93	2.46
	3	10.592	3.531	75.95	30.98	2.45
	4	13.867	3.467	75.87	31.21	2.43
NAMO (He mínima)	1	3.930	3.930	113.54	37.10	3.06
	2	7.802	3.901	113.49	35.92	3.16
	3	11.562	3.854	113.43	34.36	3.30
	4	15.167	3.792	113.34	32.83	3.45
Elevación de la planta de bombeo 1005 msnm H_{atm} 9.149 mca $H_{vap} = P_v / g$ 0.600 mca Pérdidas h_f en la succión 0.175 mca						

Potencias mecánicas y energía eléctrica requerida

Con el propósito de establecer la energía eléctrica que se requiere para bombear cada metro cúbico de agua, se observó la eficiencia con la que trabajarían los equipos de bombeo en cada punto de operación estudiado. De esta manera, y con base en las ecuaciones (2.5.6.1.1) y (2.5.6.1.2) se calcularon la potencia mecánica por bomba P_m y la potencia mecánica total $P_{m \text{ Total}}$. Los resultados de dicho cálculo se presentan en la tabla 3.1.1.4.3, donde puede observarse que, al trabajar el acueducto en el punto de diseño, es decir, operación normal con 4 equipos en funcionamiento y un nivel en la presa $H_{s \text{ medio}}$, la potencia mecánica en cada bomba sería 20,011.24 kW, magnitud que para ser desarrollada requerirá de un suministro de energía eléctrica de 1.6035 kW-h por cada metro

cúbico de agua bombeada. Además, considerando que la variación de la potencia depende tanto del número de equipos en funcionamiento como del nivel con que opere la presa, el promedio de la energía eléctrica requerida que se verifica es de 1.5909 kW-h/m³.

Tabla 3.1.1.4.3 Potencia mecánica y energía eléctrica requerida.
Alternativa 1a en arreglo 4+1.

Nivel en la presa H _s	Bombas en operación	Qop Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	η _B (%)	P _m / Bomba (kw)	P _m TOTAL (kw)	Energía Eléctrica /m ³ (kW - h / m ³)
NAMino (H _e máxima)	1	3.152	3.152	89.16	19132.21	19132.21	1.6863
	2	6.224	3.112	88.99	19002.36	38004.73	1.6963
	3	9.130	3.043	88.65	18771.72	56315.17	1.7133
	4	11.772	2.943	88.02	18421.11	73684.45	1.7386
H_s medio (H _e media)	1	3.605	3.605	89.65	20294.27	20294.27	1.5638
	2	7.154	3.577	89.69	20242.40	40484.80	1.5720
	3	10.592	3.531	89.73	20150.72	60452.16	1.5854
	4	13.867	3.467	89.76	20011.24	80044.95	1.6035
NAMO (H _e mínima)	1	3.930	3.930	88.83	20709.32	20709.32	1.4638
	2	7.802	3.901	88.92	20684.47	41368.94	1.4730
	3	11.562	3.854	89.06	20640.40	61921.19	1.4876
	4	15.167	3.792	89.24	20572.43	82289.72	1.5071
Promedio de energía eléctrica requerida por m³ bombeado							1.5909

Recordando que para el arreglo 5+1, estudiado en la sección 3.1.1.3, el consumo promedio de energía requerida por las bombas es de 1.6198 kW-h/m³, es posible encontrar una diferencia de 0.0289 kW-h/m³ respecto al requerimiento menor de energía eléctrica que plantea la alternativa con un arreglo 4+1 (1.5909 kW-h/m³). Lo anterior implica que con el arreglo 4+1 se tendría un 1.78% de menor consumo de energía eléctrica respecto del arreglo 5+1, y, por lo tanto, un menor costo de operación.

3.2 Alternativa 2a. Cortina y camino (un bombeo)

Descripción del trazo

En la alternativa denominada *Cortina y camino*, cuyo trazo se muestra en la figura 2.5.1.1 del capítulo 2, se tienen 309 m de longitud para el tramo de la tubería de succión. El cadenamiento 0+000 identifica el sitio en el que se localizaría la planta de bombeo. La cota del terreno natural en este lugar es la 1032.5 msnm. A partir de este punto la trayectoria del trazo se dirige al Este hasta pasar junto al costado Suroeste de la cortina de la presa, sitio en el que encuentra un antiguo camino de terracería junto al cual asciende serpenteando hasta encontrarse, en su cadenamiento 4+738, con el Periférico Norte, 100 metros al Este del arrollo San Andrés, punto que corresponde al cadenamiento 5+000 (cota 1505 msnm) del trazo de la alternativa *1a Barranca y Periférico*. Desde este

entronque, el trazo sigue la trayectoria del periférico en dirección Este, tal como fue propuesta para la trayectoria de la alternativa 1, hasta encontrarse con la Planta Potabilizadora San Gaspar en el cadenamamiento 10+635, cuya cota topográfica del terreno natural es la 1583 msnm.

3.2.1 Análisis en operación estacionaria

Para la realización de los análisis hidráulicos de la alternativa *Cortina y Camino* se hicieron las mismas consideraciones respecto del *gasto de diseño* ($Q_{dis}=13.867 \text{ m}^3/\text{s}$), *Niveles de operación en la presa* (H_s) y *Nivel en el sitio de entrega*, referidos en la sección 3.1.1 que trató sobre el análisis en operación estacionaria de la alternativa *Barranca y Periférico*. Las consideraciones respecto de la línea de conducción, el coeficiente de rugosidad en ésta y el arreglo en la planta de bombeo son las siguientes:

Línea de conducción

En el análisis del funcionamiento hidráulico del sistema de conducción se estudia la línea como una sucesión de 4 tramos de tubería. El primer tramo, denominado tramo 0 (de succión), es una tubería simple con diámetro de 140" (3.56 m) que tiene una longitud de 309 m aguas arriba de la planta de bombeo, situada en el cadenamamiento 0+000. Del lado de aguas abajo de la planta de bombeo parte un tramo de alta presión (tramo 1) que se extiende hasta el cadenamamiento 0+400 y consta de 2 tuberías paralelas de 72" (1.83 m.) de diámetro. En el cadenamamiento 0+400 las tuberías del tramo 1 se conectan con las del tramo 2, que consta de dos tuberías paralelas de 99" (2.51 m.) de diámetro que se extiende hasta el cadenamamiento 4+537; punto a partir del cual inicia el tramo de baja presión (tramo 3) con una tubería de 120" (3.05 m) de diámetro y 6,098 m. de longitud que llega hasta el punto de entrega en la Planta Potabilizadora San Gaspar.

Coeficiente de rugosidad de Manning n

Al igual que en la alternativa estudiada en la sección 3.1, como indicador de la rugosidad en la tubería se emplea el coeficiente de rugosidad de Manning con un valor de 0.016.

Este coeficiente, de acuerdo con lo establecido por las ecuaciones (2.5.4.3.3) y (2.5.4.3.4), queda expresado mediante el factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach de la siguiente manera según el diámetro del tramo en cuestión:

Diámetro (pulg)	f
140 (tramo 0)	0.0209
72 (tramo 1)	0.0261
99 (tramo 2)	0.0235
120 (tramo 3)	0.0220

Planta de bombeo

Con el propósito de establecer: 1) el arreglo $n+1$ en los equipos de bombeo con el que se tendrá el menor consumo de energía eléctrica por metro cúbico de agua bombeada; y 2) determinar la cota en la que debe situarse la planta de bombeo y la profundidad en la excavación que puede requerirse considerando que en el cadenamiento 0+000 el nivel del terreno natural está en la cota 1032.5 msnm, se analiza el funcionamiento estacionario del sistema para operar con equipos de bombeo en arreglos en paralelo 4+1 y 5+1.

3.2.1.1 Generación de la curva del sistema

Para la generación de las curvas del sistema de esta alternativa, los cálculos efectuados se hicieron de manera semejante a los hechos en la sección 3.1.1.1 para la alternativa *Barranca y periférico*.

Los resultados del cálculo de la carga del sistema H_{sis} , hecho con base en la ecuación (2.5.6.2.5) para distintos valores de gastos entre los 0 m³/s y los 18 m³/s, y los tres diferentes niveles de operación de la presa, se presenta en forma gráfica en la figura 3.2.1.1.1; en tanto que en la tabla 3.2.1.1.1 se presentan los resultados numéricos del cálculo del coeficiente de resistencia del sistema K_{sis} , donde L es la longitud del tramo en cuestión de la tubería, D es su diámetro, A el área de su sección transversal, n es el coeficiente de rugosidad de Manning y f es el factor de fricción de la fórmula de Darcy-Weisbach. Asimismo, en la última columna de esta misma tabla se añade el resultado del cálculo de las pérdidas por fricción h_f que fueron determinadas con la fórmula (2.5.4.3.1).

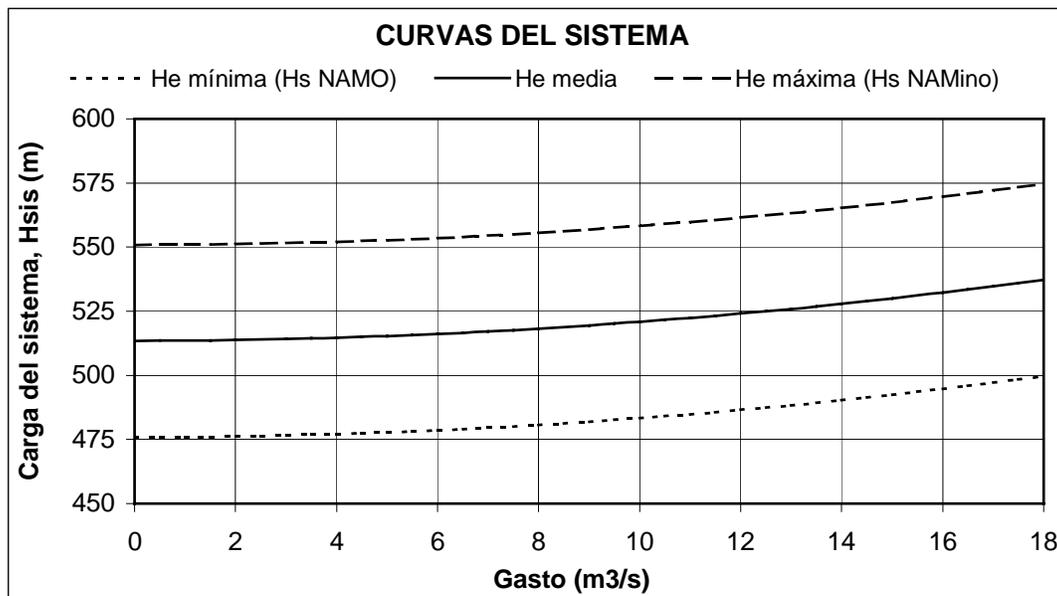


Figura 3.2.1.1.1 Curvas del sistema para diferentes niveles de operación H_s en la presa. Alternativa Cortina y Camino

Tabla 3.2.1.1.1 Cálculo del coeficiente de resistencia del sistema K_{sis} y de las pérdidas por fricción h_f para $Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$

Tramo	N° de tubos/tramo	Cadenamiento		L (m)	D (in)	n	D (m)	A (m ²)	f	Ksis (s ² /m ⁵)	h _f (m)
		Inicial	Final								
0 (succión)	1	-0+309	0+000	309	140	0.0160	3.56	9.931	0.0209	0.00094	0.1804
1	2	0+000	0+400	400	72	0.0160	1.83	2.627	0.0261	0.01053	2.0255
2	2	0+400	4+537	4137	99	0.0160	2.51	4.966	0.0235	0.01993	3.8330
3	1	4+537	10+635	6098	120	0.0160	3.05	7.297	0.0220	0.04213	8.1007
sKsis = 0.07354											
sh_f = 14.1397											

3.2.1.2 Línea de cargas piezométricas

Para el cálculo de la línea de cargas piezométricas en flujo estacionario, se calculó primeramente la carga de bombeo H_B en el cadenamiento 0+000, es decir, el lugar donde se sitúa la planta de bombeo. Para ello se consideraron el nivel medio de operación de la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5$ msnm, un gasto de operación igual al gasto de diseño $Q_{\text{dis}} = 13.867$ m³/s, y la pérdida ocurrida en la tubería de succión según su cálculo en la tabla 3.2.1.1.1.

De esta manera, empleando la ecuación (3.1.1.2.1):

$$H_B = H_{e \text{ media}} + \Sigma h_f$$

donde:

$H_{e \text{ media}}$ es la carga estática media: diferencia entre el nivel de entrega en la planta potabilizadora San Gaspar (1586 msnm) y el nivel medio en la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5$ msnm. Por lo tanto es $H_{e \text{ media}} = 513.5$ m,

Σh_f es la pérdida por fricción en toda la conducción, que acorde con lo calculado en la tabla 3.2.1.1.1 es de 14.1397 m;

se obtiene un valor de carga de bombeo de:

$$H_B = 527.6392 \text{ m.}$$

Por lo que la elevación de la línea piezométrica sobre la planta de bombeo (cadenamiento 0+000), considerando las perdidas ocurridas en la tubería de succión ($h_f = 0.1804$ m), se ubica en la cota en la cual

$$H_{s \text{ medio}} - h_f \text{ (en tramo de succión)} + H_B = 1599.96 \text{ msnm}$$

Para el cálculo de la piezométrica en los cadenamientos subsecuentes se consideró el coeficiente de resistencia K_{sis} correspondiente al tubo situado en cada punto de cálculo (ver tabla 3.2.1.1.1).

En las tablas 3.2.1.2.1 (a) y (b) se presentan los resultados sólo del cálculo hecho en el inicio y final del acueducto respectivamente. En tanto que en la figura 3.2.1.2.1 se presenta en forma gráfica el resultado del cálculo desde la planta de bombeo hasta el sitio de entrega en la Plata Potabilizadora San Gaspar. Como puede observarse, la elevación máxima que alcanza la línea de cargas piezométricas es de 1599.96 msnm y ocurre sobre el sitio donde se localizaría la planta de bombeo, lo cual implica la necesidad de disponer de equipos de bombeo que sean capaces de superar una carga dinámica del orden de $H_B = 527.6392$ m.

Tabla 3.2.1.2.1(a) Cálculo de la carga piezométrica en el inicio de la conducción

PERFIL DEL TRAZO		Carga
Cadenamiento (km + m)	Elevación (msnm)	Piezométrica (msnm)
0+000	1032.53	1599.96
0+001.27	1031.69	1599.95
0+002.12	1031.24	1599.95
0+003.31	1031.34	1599.94
0+004.29	1031.42	1599.94
0+005.53	1031.47	1599.93
0+006.13	1031.47	1599.93
0+007.82	1031.59	1599.92
0+008.19	1031.63	1599.92
0+009.59	1031.64	1599.91
0+010.08	1031.65	1599.91

Tabla 3.2.1.2.1(b) Cálculo de la carga piezométrica en el final de la conducción

PERFIL DEL TRAZO		Carga
Cadenamiento (km + m)	Elevación (msnm)	Piezométrica (msnm)
10+591.74	1586.15	1586.06
10+591.80	1586.15	1586.06
10+591.82	1586.15	1586.06
10+595.51	1584.10	1586.05
10+596.90	1582.86	1586.05
10+599.70	1582.79	1586.05
10+609.26	1582.82	1586.04
10+615.11	1582.77	1586.03
10+616.76	1582.78	1586.03
10+617.65	1582.79	1586.02
10+635.00	1583.08	1586.00

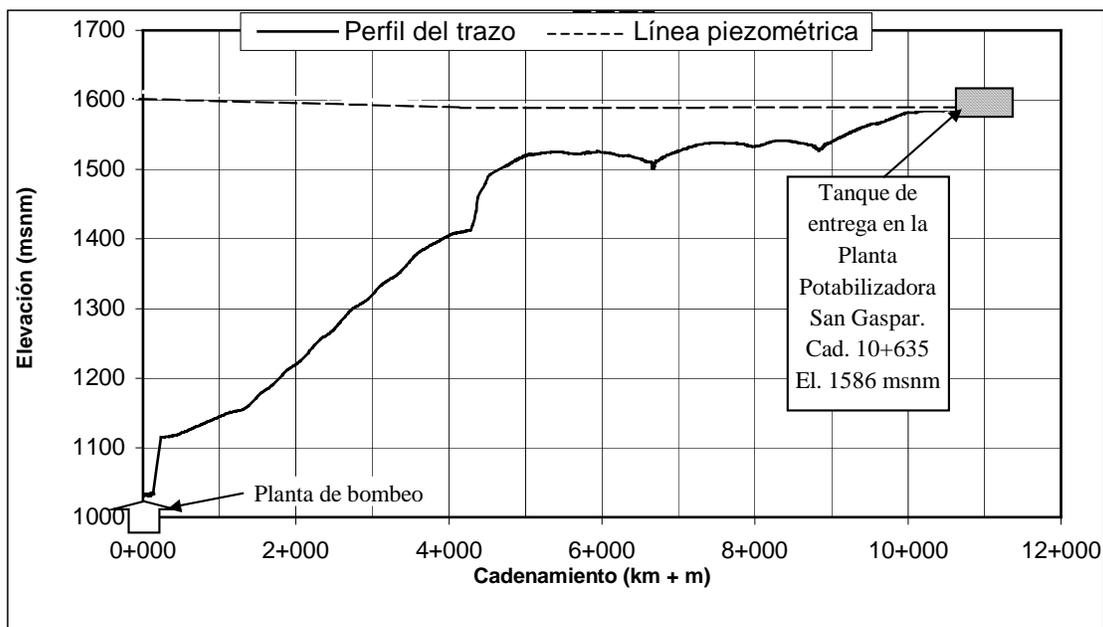


Figura 3.2.1.2.1 Línea piezométrica en flujo estacionario para $Q_{op} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H_s = 1072.5 \text{ msnm}$. Alternativa 2a. Cortina y camino

3.2.1.3 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 5+1

En la selección del equipo de bombeo fueron consideradas tanto las características físicas del fluido por bombear, como los requerimientos hidráulicos del sistema, por lo cual, se tuvo la necesidad de buscar una bomba que tuviera su punto de diseño en un lugar próximo al que plantean las exigencias de funcionamiento del acueducto Arcediano-Guadalajara, esto es: que con el arreglo 5+1 en paralelo para los equipos de bombeo, se tuviera la capacidad de bombear el gasto solicitado $Q_{op} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que, el gasto de diseño de cada

bomba debía ser del orden de $Q_{dis} = Q_{op} / 5 = 2.7734 \text{ m}^3/\text{s}$ (ecuación 2.5.6.5.1), debiendo ser capaz a su vez de superar una carga dinámica H_B que puede llegar a ser del orden de $H_B = 527.6392 \text{ m}$, si se considera un nivel medio de operación en la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5 \text{ msnm}$.

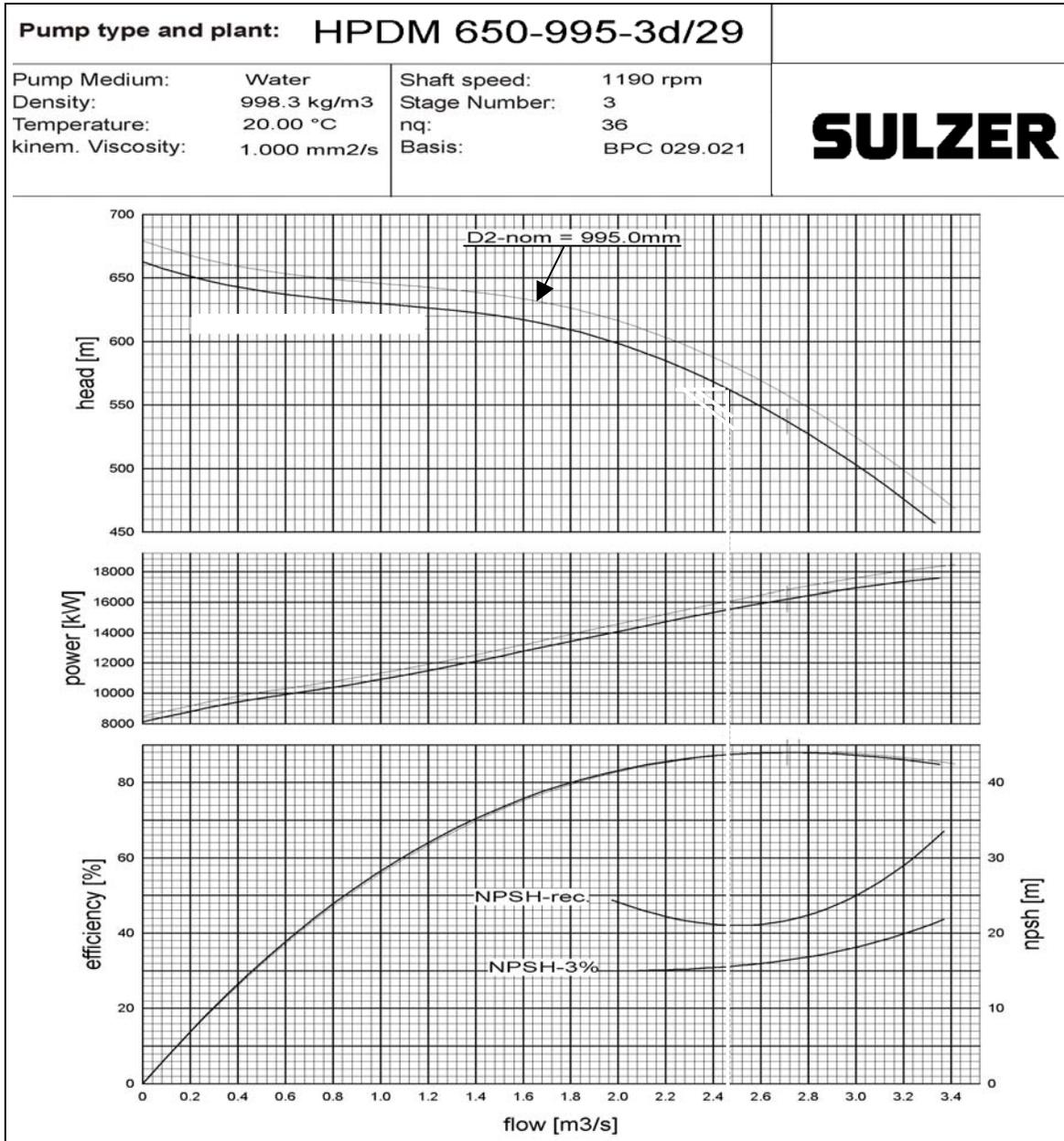


Figura 3.2.1.3.1 Curvas características de la bomba seleccionada. Información del fabricante SULZER

Atendiendo a las necesidades expuestas en el párrafo anterior, ha sido seleccionada del catálogo del fabricante SULZER la bomba HPDM 650-995-3d/29 para operar en un arreglo 5+1, es decir, cinco bombas en operación más una de reserva. Se trata de una bomba centrífuga de eje horizontal, doble succión y tres pasos, cuyo diámetro nominal del impulsor mide 995 mm. Las curvas

características de esta bomba se presentan en la figura 3.2.1.3.1. En ellas puede observarse que para un gasto $Q = 2.77 \text{ m}^3/\text{s}$ es posible operar prácticamente con la eficiencia de diseño de la bomba (88%), punto para el cual la potencia demandada es de 17,000 kW, en tanto que la carga de bombeo H_B que en estas condiciones puede desarrollar la bomba es de alrededor 550 m, lo que representa 22.36 m de carga por encima de la carga de bombeo que en la conducción se requiere (527.64 m). Por ello, y para evitar un consumo de energía por encima de lo necesario, se ha optado por efectuar un recorte del impulsor siguiendo los principios y el procedimiento expuesto en el apartado *Ajuste de operación por recorte del impulsor* de la sección 3.1.1.3.

Ajuste de operación por recorte del impulsor

En la figuras 3.2.1.3.2 (a), (b) y (c) se presentan las curvas características que fueron modificadas al efectuar el recorte en el diámetro del impulsor, el cual, para fin de lograr el ajuste requerido en el punto de operación, es de $D_{\text{rec}} = 978.2 \text{ mm}$. Por lo que al ser su diámetro original $D_{\text{nom}} = 995 \text{ mm}$, dicho ajuste representa un porcentaje de recorte sólo del 1.69%. Además, con el propósito de ser utilizadas para efectuar de manera analítica los cálculos correspondientes a los puntos de operación del sistema y al consumo de energía por metro cúbico de agua bombeada, han sido determinadas las ecuaciones representativas de las curvas carga-gasto y eficiencia-gasto, mismas que se presentan en las respectivas figuras (a) y (b).

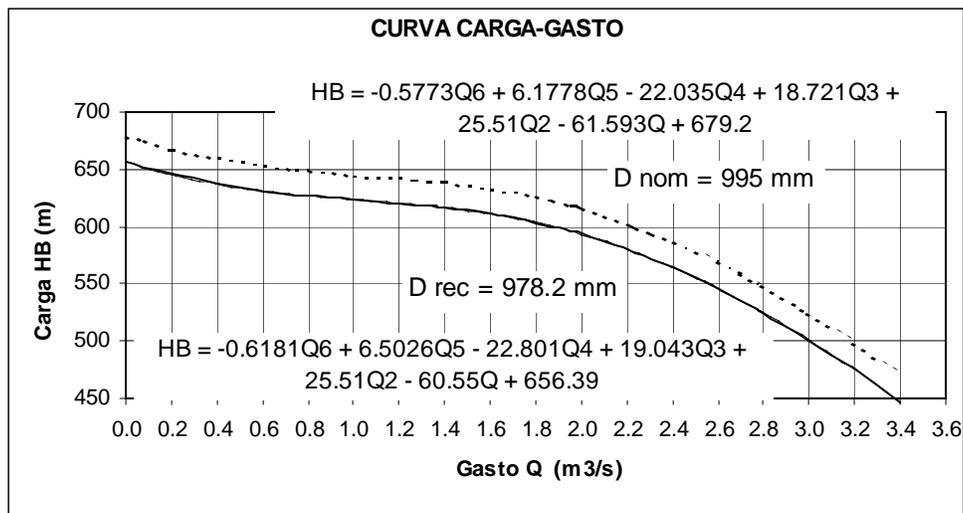


Figura 3.2.1.3.2 (a) Curva carga-gasto de la bomba con el impulsor recortado.
 $D_{\text{rec}} = 978.2 \text{ mm}$.

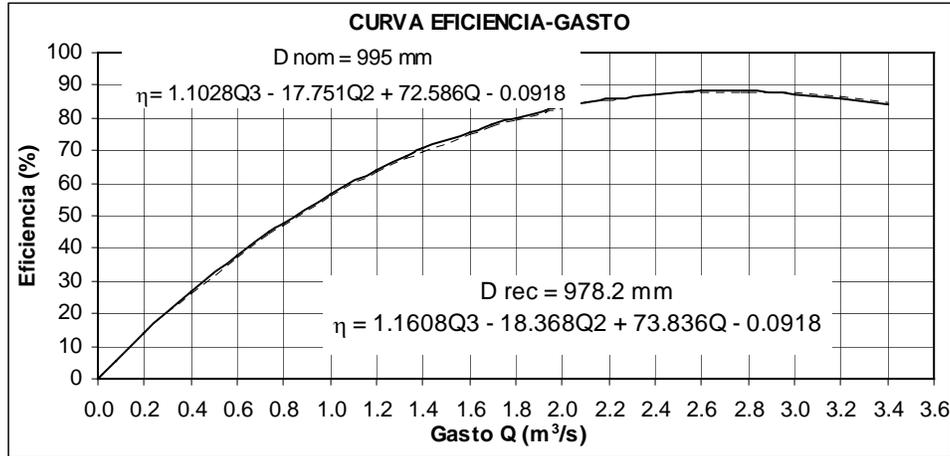


Figura 3.2.1.3.2 (b) Curva eficiencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado. D rec = 978.20 mm.

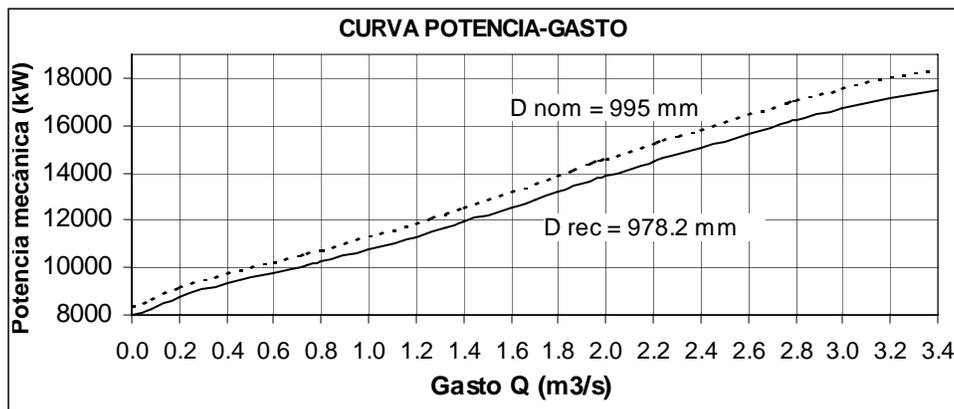


Figura 3.2.1.3.2 (c) Curva potencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado. D rec = 978.20 mm.

Gastos de operación y cargas de bombeo

Realizado el ajuste de las curvas características por el recorte del impulsor, con la información presentada en la figura 3.2.1.3.2 (a) se han construido las curvas equivalentes de la planta de bombeo para el funcionamiento de uno hasta 5 equipos en forma simultánea, mismas que fueron superpuestas con las curvas del sistema presentadas en la figura 3.2.1.1.1 para formar la figura 3.2.1.3.3, donde es posible observar, en los sitios donde se cruzan entre sí las curvas, los puntos de operación buscados.

Los valores correspondientes a los 15 puntos de operación mostrados en la figura 3.2.1.3.3 se presentan en la tabla 3.2.1.3.1. En esta última es posible observar que para el funcionamiento con 5 equipos de bombeo, el caudal total en el sistema puede variar, según el nivel H_s existente en la presa, desde 12.148 m³/s para el NAMino a los 15.316 m³/s para el NAMO.

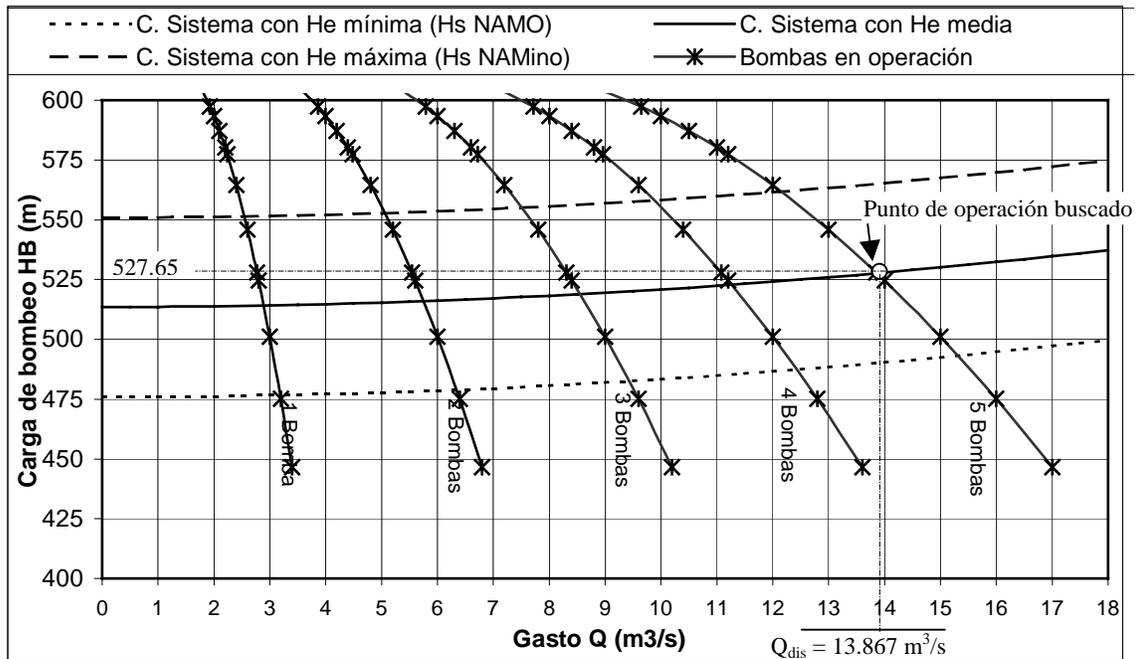


Figura 3.2.1.3.3 Curvas del sistema Vs. Curvas equivalentes de la planta de bombeo.
D rec = 978.20 mm. Alternativa 2a. Cortina y Camino (5+1).

Tabla 3.2.1.3.1 Puntos de operación del sistema (gatos y cargas de bombeo).
Alternativa Cortina y Camino (5+1)

Nivel en la presa H_s	Bombas en operación	$Q_{op} \text{ Total}$ (m^3/s)	Q/Bomba (m^3/s)	H_{sis} (m)	H_B (m)
NAMino (H_e máx)	1	2.542	2.542	551.48	551.48
	2	5.055	2.528	552.88	552.88
	3	7.510	2.503	555.15	555.15
	4	9.882	2.471	558.18	558.18
	5	12.148	2.430	561.85	561.85
H_s medio (H_e media)	1	2.892	2.892	514.12	514.12
	2	5.754	2.877	515.93	515.93
	3	8.554	2.851	518.88	518.88
	4	11.266	2.817	522.83	522.83
	5	13.867	2.773	527.64	527.64
NAMO (H_e mínima)	1	3.189	3.189	476.75	476.75
	2	6.345	3.173	478.96	478.96
	3	9.437	3.146	482.55	482.55
	4	12.436	3.109	487.37	487.37
	5	15.316	3.063	493.25	493.25

Asimismo, el intervalo del gasto total $Q_{op \text{ Total}}$ que puede ser bombeado va de los $2.542 \text{ m}^3/\text{s}$ (operación con 1 bomba y $H_s = \text{NAMino}$) a los $15.316 \text{ m}^3/\text{s}$ (operación con 5 bombas y $H_s = \text{NAMO}$); pasando, como se desea, por el punto

de diseño correspondiente a la operación normal con 5 equipos de bombeo y un nivel $H_{s \text{ medio}}$, donde $Q_{op} = Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H_B = 527.6545 \text{ m}$.

CNPS y localización de la planta de bombeo

Para hallar la cota en la que debe situarse la planta de bombeo sin correr riesgos por daños debidos a la cavitación, fueron determinadas las cargas netas positivas de succión disponibles ($CNPS_{dis}$) y las requeridas por el equipo ($CNPS_{req}$) según la curva gasto- $CNPS_{req}$ de la figura 3.2.1.3.1. El cálculo hecho para encontrar los valores de la $CNPS_{dis}$ se desarrolló con el mismo procedimiento y criterio considerados en el apartado correspondiente de la sección 3.1.1.3.

En la tabla 3.2.1.3.2, donde se presentan los resultados de dicho cálculo, se observa que situando la planta de bombeo en la cota 1022 msnm, es posible contar con factores $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ superiores a la unidad para cualquiera de las condiciones de operación analizadas; incluso para el nivel $H_s = NAMino$, cuya ocurrencia es poco probable, se puede llegar a tenerse un factor de 1.01; en tanto que para cualquier nivel igual o superior al $H_{s \text{ medio}}$, se cumple sobradamente que dicho factor sea mayor que 2.

Tabla 3.2.1.3.2 Cálculo del factor $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ para la determinación de la cota de la planta de bombeo. Alternativa Cortina y Camino (5+1)

Nivel de operación en la presa	Bombas operando	Qop Total (m3/s)	Q/Bomba (m3/s)	CNPS _{disp} (m)	CNPS _{req} (m)	Factor DIS/REQ
NAMino (He máx)	1	2.542	2.542	21.524	21.05	1.02
	2	5.055	2.528	21.506	21.04	1.02
	3	7.510	2.503	21.477	21.03	1.02
	4	9.882	2.471	21.439	21.04	1.02
	5	12.148	2.430	21.392	21.10	1.01
Hs medio (He media)	1	2.892	2.892	59.022	23.43	2.52
	2	5.754	2.877	58.999	23.23	2.54
	3	8.554	2.851	58.961	22.94	2.57
	4	11.266	2.817	58.911	22.57	2.61
	5	13.867	2.773	58.850	22.17	2.65
NAMO (He mínima)	1	3.189	3.189	96.521	28.75	3.36
	2	6.345	3.173	96.492	28.37	3.40
	3	9.437	3.146	96.447	27.77	3.47
	4	12.436	3.109	96.385	27.00	3.57
	5	15.316	3.063	96.310	26.10	3.69
Elevación de la planta de bombeo						1022 msnm
H_{atm}						9.13 mca
$H_{vap} = P_v / g$						0.60 mca
Pérdidas h_f en la succión						0.1804 mca

De esta manera, considerando que en el cadenamamiento 0+000 de esta alternativa, sitio elegido para situar la planta de bombeo, el nivel del terreno

natural está en la cota 1032.53 msnm (ver tabla 3.2.1.2.1a), al ubicar la planta en la cota 1022 msnm se tendrá la necesidad de efectuar excavaciones con una profundidad del orden de los 10.53 m.

Potencia mecánica y energía eléctrica requerida

Para determinar la energía eléctrica que se requiere para bombear cada metro cúbico de agua, se observó la eficiencia con la que trabajarían los equipos de bombeo en cada punto de operación estudiado. De esta manera, y con base en las ecuaciones (2.5.6.1.1) y (2.5.6.1.2) se calcularon la potencia mecánica por bomba P_m y la potencia mecánica total $P_{m\ Total}$. Los resultados de dicho cálculo se presentan en la tabla 3.2.1.3.3.

Tabla 3.2.1.3.3 Cálculo de la potencia mecánica y la energía eléctrica requerida.
Alternativa Cortina y Camino (5+1)

Nivel de operación en la presa	Número de bombas	Q _{op} Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	h _B (%)	P _m / bomba (kw)	P _m TOTAL (kw)	Energía / m ³ (kW - h / m ³)
NAMino (H _e máx)	1	2.542	2.542	87.98	15,632.91	15,632.91	1.7081
	2	5.055	2.528	87.93	15,590.04	31,180.08	1.7134
	3	7.510	2.503	87.85	15,519.48	46,558.43	1.7220
	4	9.882	2.471	87.72	15,422.52	61,690.07	1.7340
	5	12.148	2.430	87.52	15,300.81	76,504.07	1.7493
Hs medio (H _e media)	1	2.892	2.892	87.89	16,596.89	16,596.89	1.5939
	2	5.754	2.877	87.94	16,556.58	33,113.15	1.5987
	3	8.554	2.851	88.01	16,490.02	49,470.06	1.6065
	4	11.266	2.817	88.09	16,398.17	65,592.67	1.6173
	5	13.867	2.773	88.17	16,282.43	81,412.14	1.6308
NAMO (H _e mínima)	1	3.189	3.189	86.22	17,298.14	17,298.14	1.5068
	2	6.345	3.173	86.35	17,263.34	34,526.68	1.5115
	3	9.437	3.146	86.55	17,205.05	51,615.14	1.5193
	4	12.436	3.109	86.81	17,123.17	68,492.69	1.5300
	5	15.316	3.063	87.10	17,017.98	85,089.91	1.5432
<i>Promedio de energía eléctrica requerida por m³ bombeado</i>							1.6190

En la tabla anterior se muestra que al trabajar el acueducto en operación normal con 5 equipos en funcionamiento y un nivel en la presa $H_{s\ medio}$, la potencia mecánica en cada bomba sería 16,282.43 kW, magnitud que para ser desarrollada plantea un consumo de energía eléctrica de 1.6308 kW-h por cada metro cúbico de agua bombeada. Y, considerando que la variación de la potencia depende tanto del número de equipos en funcionamiento como del nivel con que opere la presa, el promedio de la energía eléctrica requerida que se verifica es de 1.6190 kW-h/m³.

3.3.1.4 Selección y operación del sistema de bombeo en arreglo 4+1

Se busca que con un arreglo 4+1 en paralelo de los equipos de bombeo, el sistema tenga la capacidad de satisfacer los mismos requerimientos del sistema planteados en la sección 3.3.1.3, donde se propuso un arreglo 5+1; es decir, que se tenga la capacidad de bombear el gasto demandado $Q_{op}=13.867 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que, el gasto de diseño de la bomba debe ser del orden de $Q_{dis} = Q_{op} / 4 = 3.467 \text{ m}^3/\text{s}$ (ecuación 2.5.6.5.1), debiendo asimismo tener la capacidad de superar una carga dinámica H_B que puede llegar a ser del orden de $H_B = 527.645 \text{ m}$ si se considera un nivel medio de operación en la presa $H_{s \text{ medio}} = 1072.5 \text{ msnm}$.

La bomba seleccionada para satisfacer las necesidades referidas en el párrafo anterior ha sido la bomba SULZER PMD 700-960-3d/36. Se trata de la misma bomba que fue seleccionada para atender las necesidades de la alternativa estudiada en la sección 3.1.1.4. La bomba es centrífuga de eje horizontal, doble succión y tres pasos, y un impulsor cuyo diámetro nominal mide 960 mm. Las curvas características de esta bomba se mostraron en la figura 3.1.1.4.1; en la cual puede observarse, de la curva carga-gasto, que el impulsor de la bomba requiere de un recorte para satisfacer los requerimientos de gasto y carga sin que se tengan consumos innecesarios de energía.

Ajuste de operación por recorte del impulsor

En la figuras 3.2.1.4.1 (a) y (b) se presentan las curvas características carga-gasto y eficiencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado, el cual, para fin de lograr el ajuste requerido en el punto de operación, es de $D_{rec} = 951.90 \text{ mm}$. Por lo que al ser su diámetro original $D_{nom} = 960 \text{ mm}$, dicho ajuste representa un porcentaje de recorte sólo del 0.84%.

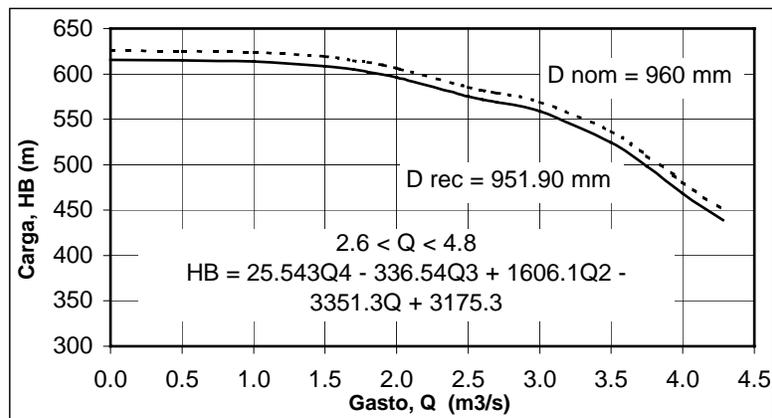


Figura 3.2.1.4.1(a) Curva carga-gasto de la bomba con el impulsor recortado.
D rec. = 951.9 mm.

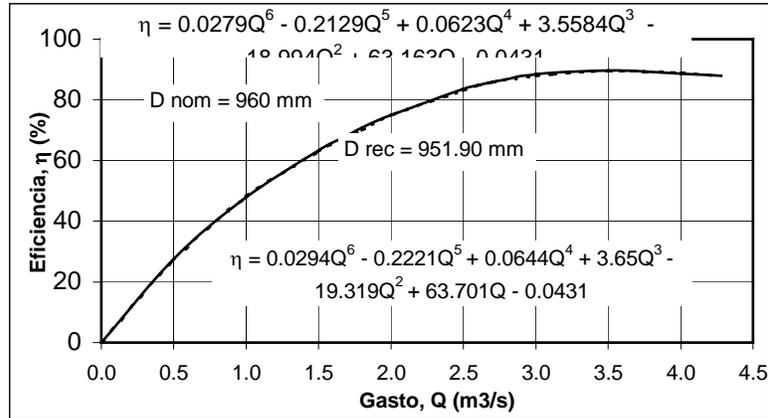


Figura 3.2.1.4.1(b) Curva eficiencia-gasto de la bomba con el impulsor recortado. D rec. = 951.9 mm.

Gastos de operación y cargas de bombeo

Para señalar los puntos de operación del sistema, considerando el funcionamiento de uno hasta 4 equipos en forma simultánea, se generó la figura 3.2.1.4.2 a partir de la superposición de las curvas del sistema presentadas en la figura 3.2.1.1 y las curvas equivalentes de la planta de bombeo formadas a partir de la curva carga-gasto de la bomba con el impulsor recortado de la figura 3.2.1.4.1(a).

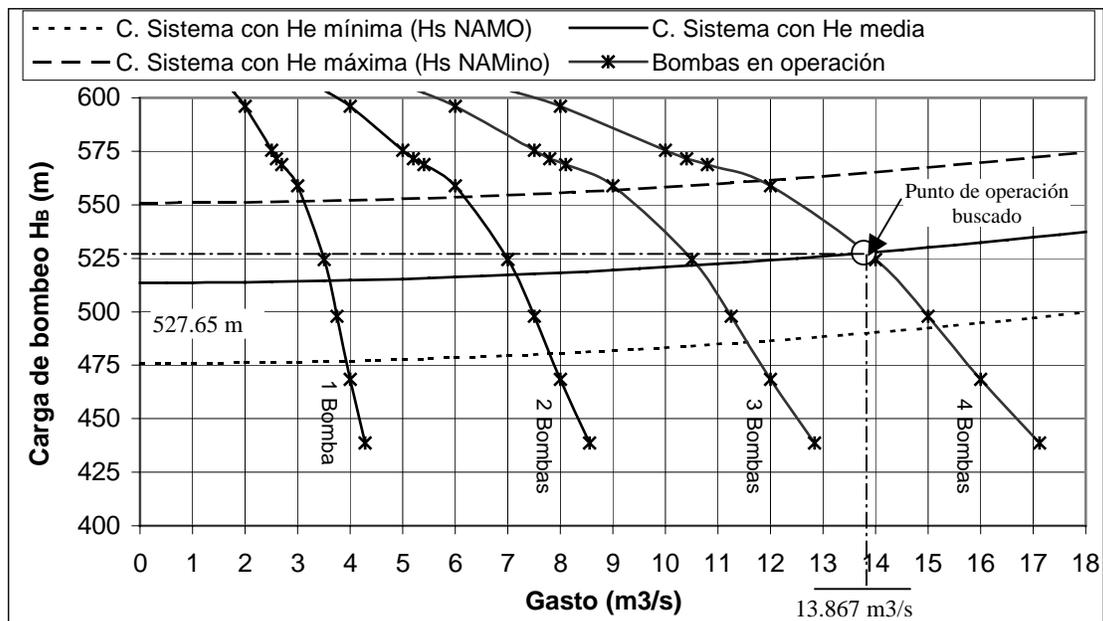


Figura 3.2.1.4.2 Curvas del sistema Vs. Curvas equivalentes de la planta de bombeo. D rec = 951.9 mm. Alternativa Cortina y Camino (4+1)

Los valores correspondientes a los 12 puntos de operación observados en las intersecciones de las curvas de la figura 3.2.1.4.2 se presentan en la tabla 3.2.1.4.1.

Tabla 3.2.1.4.1 Puntos de operación del sistema (gastos y cargas de bombeo).
Alternativa 2a. Cortina y Camino (4+1)

Nivel de operación en la presa	Bombas operando	Q _{op} Total (m ³ /s)	Q/Bomba (m ³ /s)	H _{sis} (m)	H _B (m)
NAMino (H _e máx)	1	3.144	3.144	551.73	551.73
	2	6.210	3.105	553.84	553.84
	3	9.115	3.038	557.11	557.11
	4	11.764	2.941	561.18	561.18
H_s medio (H _e media)	1	3.600	3.600	514.45	514.45
	2	7.146	3.573	517.26	517.26
	3	10.586	3.529	521.74	521.74
	4	13.867	3.467	527.64	527.64
NAMO (H _e mínima)	1	3.926	3.926	477.13	477.13
	2	7.795	3.898	480.47	480.47
	3	11.558	3.853	485.82	485.82
	4	15.170	3.793	492.92	492.92

En esta tabla puede verse que el caudal experimentaría una variación según el nivel existente en la presa, pudiendo fluctuar, para el caso de operación con 4 equipos de bombeo simultáneamente, desde los 11.764 m³/s para el NAMino, hasta los 15.17 m³/s para el NAMO. Asimismo, se observa que el intervalo del gasto total Q_{op Total} puede ir de los 3.144 m³/s en operación con una sola bomba y H_s = NAMino, a los 15.17 m³/s mencionados para el NAMO.

CNPS y localización de la planta de bombeo

En la tabla 3.2.1.4.2 se presentan los resultados del cálculo hecho con el propósito de situar la planta de bombeo en una cota tal que se evitara los daños en las bombas por cavitación. Como puede verse, fueron determinadas las cargas netas positivas de succión disponibles (CNPS_{dis}) siguiendo el mismo procedimiento y criterio considerado en el apartado 3.1.1.3; y las requeridas (CNPS_{req}), según la curva CNPS_{req}-gasto de la figura 3.1.1.4.1.

Los resultados de la tabla 3.2.1.4.2 indican que si se sitúa la planta de bombeo en la cota 1007 msnm, se puede contar con factores CNPS_{disp} / CNPS_{req} aceptables para prácticamente cualquier condición de operación analizada. Incluso para el nivel H_s = NAMino, cuya ocurrencia es poco probable, se tiene un factor superior a la unidad; en tanto que para cualquier nivel igual o superior al H_s medio, el factor 2 es superado con márgenes significativos. No obstante lo anterior, debe tomarse en cuenta que de acuerdo con lo que indica el trazo de esta alternativa, en el cadenamamiento donde se sitúa la planta de bombeo el terreno natural está en la cota 1032.5 msnm, por lo que de ubicar la planta en la cota 1007 msnm se necesitaría realizar excavaciones cuya profundidad no debe ser menor que los 25.5 m, lo cual sin duda representaría un importante incremento de los costos de construcción de esta alternativa en arreglo 4+1, respecto de la

alternativa de arreglo 5+1 estudiada en la sección 3.2.1.3, en la que sólo es requerida una excavación de 10.53 m de profundidad.

Tabla 3.2.1.4.2 Cálculo del factor $CNPS_{disp} / CNPS_{req}$ para la determinación de la cota de la planta de bombeo. Alternativa 2a. Cortina y Camino (4+1).

Nivel en la presa H_s	Bombas operando	Qop Total (m3/s)	Q/Bomba (m3/s)	CNPSdisp (m)	CNPSreq (m)	Factor DIS/REC
NAMino (He máx)	1	3.144	3.144	36.788	33.76	1.09
	2	6.210	3.105	36.761	34.12	1.08
	3	9.115	3.038	36.719	34.76	1.06
	4	11.764	2.941	36.667	35.73	1.03
Hs medio (He media)	1	3.600	3.600	74.285	30.95	2.40
	2	7.146	3.573	74.249	30.93	2.40
	3	10.586	3.529	74.192	30.99	2.39
	4	13.867	3.467	74.117	31.21	2.37
NAMO (He mínima)	1	3.926	3.926	111.782	36.92	3.03
	2	7.795	3.898	111.740	35.81	3.12
	3	11.558	3.853	111.672	34.32	3.25
	4	15.170	3.793	111.581	32.84	3.40
Elevación de la planta de bombeo 1007 msnm						
H_{atm} 9.147 mca						
$H_{vap} = P_v / g$ 0.600 mca						
Pérdidas h_f en la succión 0.1804 mca						

Potencias mecánicas y energía eléctrica requerida

Una vez observada la eficiencia con la que trabajarían los equipos de bombeo en cada punto de operación estudiado, fueron calculadas la potencia mecánica por bomba P_m y la potencia mecánica total $P_{m\ Total}$ con base en las ecuaciones (2.5.6.1.1) y (2.5.6.1.2).

En la tabla 3.2.1.4.3 pueden leerse los resultados del cálculo referido en el párrafo anterior y observarse, que al trabajar el acueducto en el punto de diseño, es decir, operación normal con 4 equipos en funcionamiento y un nivel en la presa $H_{s\ medio}$, la potencia mecánica en cada bomba sería 20,027.14 kW, la que para ser desarrollada requerirá de un suministro de energía eléctrica de 1.6047 kW-h por cada metro cúbico de agua bombeada.

Además, se observa que el promedio de la energía eléctrica requerida que se verifica es de 1.5904 kW-h/m³, valor que se obtiene de considerar que la variación de la potencia depende tanto del número de equipos en funcionamiento como del nivel con que opere la presa.

Tabla 3.2.1.4.3 Potencia mecánica y energía eléctrica requerida.
Alternativa Cortina y Camino (4+1)

Nivel en la presa H_s	Bombas en operación	Qop Total (m^3/s)	Q/Bomba (m^3/s)	η_B (%)	$P_{m/Bomba}$ (kw)	$P_{m\ TOTAL}$ (kw)	Energía Eléctrica / m^3 (kW - h / m^3)
NAMino (H_e máxima)	1	3.144	3.144	89.16	19,082.86	19,082.86	1.6862
	2	6.210	3.105	88.99	18,956.76	37,913.51	1.6959
	3	9.115	3.038	88.65	18,732.99	56,198.96	1.7126
	4	11.764	2.941	88.03	18,393.56	73,574.23	1.7372
H_s medio (H_e media)	1	3.600	3.600	89.52	20,295.66	20,295.66	1.5660
	2	7.146	3.573	89.55	20,246.52	40,493.04	1.5740
	3	10.586	3.529	89.59	20,158.40	60,475.20	1.5869
	4	13.867	3.467	89.60	20,027.14	80,108.55	1.6047
NAMO (H_e mínima)	1	3.926	3.926	88.95	20,657.39	20,657.39	1.4617
	2	7.795	3.898	89.03	20,634.57	41,269.13	1.4706
	3	11.558	3.853	89.16	20,593.86	61,781.59	1.4848
	4	15.170	3.793	89.33	20,530.75	82,123.02	1.5037
Promedio de energía eléctrica requerida por m^3 bombeado							1.5904

Si se comparan los resultados de esta alternativa cuyo arreglo es 4+1, con los resultados de su análisis en arreglo 5+1 estudiada en la sección 3.2.1.3, en la que el consumo promedio de energía requerida por las bombas es de 1.6190 kW-h/ m^3 , es posible encontrar una diferencia de 0.0285 kW-h/ m^3 respecto al requerimiento menor de energía eléctrica que plantea la alternativa con un arreglo 4+1 (1.6064 kW-h/ m^3). Lo anterior implica que con el arreglo 4+1 se tendría un 1.76% de menor consumo de energía eléctrica respecto del arreglo 5+1, y, por lo tanto, un costo de operación ligeramente menor.

4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS EN OPERACIÓN TRANSITORIA

Para cumplir con su objetivo, un acueducto se diseña y funciona en condiciones de flujo permanente. Sin embargo, durante la operación son inevitables regímenes de transición de un flujo permanente a otro. Dichos regímenes de transición son conocidos como *transitorios*, y a ellos se ha hecho referencia en la sección 2.7 de este trabajo.

Al menos una vez, en el inicio de su operación, la línea de conducción necesita ser llenada de agua; y en ocasiones tiene que ser vaciada y llenada de nuevo. Cada arranque o paro de bombas, y cada apertura o cierre de válvulas en la conducción genera un régimen de flujo transitorio en el que varían de forma importante los parámetros hidráulicos (velocidad y presión) en cada punto de la línea. El paro de las bombas puede ser programado y controlado cuando se realiza por el operador de la planta de bombeo; o accidental y no controlado, cuando se interrumpe el suministro de energía eléctrica a los equipos de bombeo por una falla en el sistema eléctrico; lo cual puede resultar muy peligroso para la conducción si no se prevén los efectos que dichos eventos ocasionan.

La presencia de los regímenes transitorios en una conducción pueden tener diferente duración. Mientras que en el llenado y el vaciado de la línea son lentos pudiendo durar de varias horas a varios días, el régimen de transición hidráulica después de un paro o arranque de las bombas o un cierre o apertura de válvulas dura apenas varios segundos o minutos. Esta es la razón por la que a estos últimos se les denomina “fenómenos transitorios rápidos” o “golpe de ariete”; y no obstante ser de corta duración, el transitorio rápido puede ser muy peligroso, ya

que por ser brusco genera variaciones de presión muy importantes que en ocasiones pueden llegar a reventar la tubería debido a presión alta, o bien provocar colapso bajo la acción de la presión atmosférica cuando dentro de la tubería se producen presiones de vacío.

Por lo anterior, y para garantizar la seguridad de la conducción, resulta imprescindible analizar los transitorios hidráulicos que pueden presentarse en las alternativas que se estudian en este trabajo para el diseño hidráulico del acueducto Arcediano-Guadalajara, pues se requiere definir si existe algún peligro derivado de sus efectos y tomar las medidas necesarias para proteger la conducción; medidas entre las cuales, la más conveniente tanto económica como técnicamente, consiste en diseñar dispositivos especiales que reduzcan los efectos negativos de los transitorios (ver la sección *2.7.1 Dispositivos para el control de transitorios*).

En la actualidad se tienen desarrollados métodos matemáticos especiales que permiten modelar los transitorios y obtener las presiones máximas y mínimas que en ellos se producen con y/o sin medios de control. Estos métodos matemáticos aplican una discretización de la conducción representándola por cierto número de tramos y puntos de cálculo. Se formulan luego ecuaciones que relacionan los parámetros hidráulicos en los diferentes puntos de cálculo y ecuaciones que describen el comportamiento de las bombas, válvulas, dispositivos de control y otras componentes de la conducción, todas ellas para un instante de tiempo durante el transitorio. Las presiones y demás parámetros de interés que se producen en el transitorio se obtienen solucionando simultáneamente esas ecuaciones por métodos numéricos para diferentes instantes de tiempo consecutivo.

Debido a que la cantidad de cálculos que se requieren para obtener la solución numérica resulta muy grande, la realización de este proceso se lleva a cabo hoy en día mediante el uso de programas de cómputo especiales.

Por otro lado, para empezar el cálculo que permita analizar el fenómeno transitorio, se requieren conocer las condiciones hidráulicas en el instante del inicio del evento que lo provoque (condiciones iniciales), las cuales, son condiciones que ocurren durante la operación en flujo permanente. Por este motivo, el programa de cómputo que se utilice para el análisis de los transitorios, debe ser alimentado con los resultados obtenidos del análisis previo del flujo permanente, en particular, con el caudal que circula en cada tubería y las presiones en cada punto de la conducción (carga piezométrica).

Los programas más conocidos en México para el análisis de transitorios en conductos a presión son el programa TRANS, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y el programa ARIETE, desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. El primero de estos programas es el que ha sido empleado en los análisis del flujo transitorio de las alternativas de diseño del acueducto Arcediano-Guadalajara que se estudian en este trabajo, cuyos

resultados se exponen a lo largo de este capítulo. Cabe señalar que dichos análisis se efectuaron para las alternativas cuyos arreglos en los equipos de bombeo presentaron los mayores caudales bajo condiciones de flujo estacionario, es decir, las opciones con arreglos 5+1.

4.1 Técnica del análisis

Una herramienta que se emplea comúnmente para determinar la existencia de sobrepresiones o depresiones en los diferentes puntos de una tubería durante el fenómeno transitorio hidráulico, es el lugar geométrico o envolvente de las cargas piezométricas máximas y mínimas.

La carga piezométrica máxima $h = P / \gamma + z$ medida desde un nivel de referencia z_0 depende del punto de la tubería considerado s y del tiempo t :

$$h = h (s, t)$$

Para un punto determinado (s fijo) h evoluciona con el tiempo durante un transitorio, los valores extremos de h son:

$h_M (s)$: valor máximo de h en s durante el transitorio hidráulico.

$h_m (s)$: valor mínimo de h en s durante el transitorio hidráulico.

Entonces, se denomina lugar geométrico de las cargas piezométricas máximas a la función:

$$H = h_M (s) \quad \text{para } 0 \leq s \leq L$$

donde L es la longitud de la tubería.

De manera análoga, se denomina lugar geométrico de las cargas piezométricas mínimas a la función:

$$h = h_m (s) \quad \text{para } 0 \leq s \leq L$$

Por lo tanto, si la envolvente de cargas piezométricas máximas rebasa a la línea de resistencia de la tubería (ver figura 2.7.1(b)) en los tramos donde ello ocurra la tubería corre peligro de rotura por sobrepresión. Y por otro lado, si la envolvente de cargas piezométricas mínimas se ubica por debajo del perfil de la tubería (ver figura 2.7.2(a)), en los tramos donde ello ocurra, la tubería corre el peligro por problemas de entrada de aire ante la depresión transitoria.

Para el análisis de los transitorios hidráulicos rápidos, reconocidos también como *golpe de ariete*, es usado el llamado *modelo de columna elástica*, que considera los siguientes principios fundamentales:

- Conservación de la masa

- Conservación de la energía (ecuación generalizada)
- Compresibilidad del fluido
- Deformación de la tubería

Principios respecto de los cuales existen cuatro ecuaciones que pueden combinarse y reducirse a un sistema de sólo dos, que son:

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{gA}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad \text{Ecuación de la conservación de la masa + ecuaciones constitutivas del fluido y tubería}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{fQ|Q|}{2DA} = 0 \quad \text{Ecuación dinámica (ecuación generalizada de la energía)}$$

Las anteriores representan un sistema de ecuaciones no lineales en derivadas parciales, cuya solución sólo puede realizarse en forma numérica a partir de las condiciones iniciales y de frontera de cada problema particular. En ellas, $Q = Q(s, t)$ y $H = H(s, t)$; A es el área de la sección transversal de la tubería, a es la velocidad de propagación de la onda de presión en la tubería $a = ds/dt$, g es la aceleración de la gravedad, f es el factor de fricción de la fórmula de Darcy-Weisbach y D es el diámetro interno de la tubería.

Con estas consideraciones, para una maniobra brusca, en el punto donde se produce la perturbación, al tomar en cuenta la primera ecuación escrita en términos de la velocidad V , se tiene:

$$\partial V + \frac{g}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t} \partial s = 0$$

de donde resulta la llamada fórmula de Jowkousky:

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta V$$

la cual, indica que si en algún punto de la tubería se produce un cambio momentáneo en la velocidad ΔV , esto conduce a una variación en la carga ΔH .

Velocidad de propagación de la onda de presión a

La velocidad de propagación de las perturbaciones en la tubería, también conocida como *celeridad*, depende de la elasticidad del fluido y de las características físicas de la tubería. Para determinar su valor, es válida la siguiente ecuación:

$$a = \left\{ \rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{Ee} \phi \right) \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (4.1.1)$$

donde:

- ρ es la densidad del agua = $101.9 \text{ kg s}^2/\text{m}^4$,
 K es el módulo de compresibilidad del agua = $2.25 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$,
 E es el módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/m^2 ,
 ϕ es un valor asociado a la relación de Poisson ν ,
 D es el diámetro interior de la tubería,
 e es el espesor de la tubería.

Siendo ϕ , para el caso de tubería de pared delgada donde ($e / D \leq 0.02$) :

$$\phi = (1 - 0.5\nu) \quad \text{Si la expansión longitudinal es parcialmente permitida} \quad (4.1.2a)$$

$$\phi = (1 - \nu^2) \quad \text{Si la expansión longitudinal no es permitida} \quad (4.1.2b)$$

Y para el caso de tuberías de pared gruesa ($e / D \geq 0.02$) :

$$\phi = \frac{D}{D+e}(1 - 0.5\nu) + \frac{2e}{D}(1 + \nu) \quad \text{Si la expansión longitudinal es parcialmente permitida} \quad (4.1.2c)$$

$$\phi = \frac{D}{D+e}(1 - \nu^2) + \frac{2e}{D}(1 + \nu) \quad \text{Si la expansión longitudinal no es permitida} \quad (4.1.2d)$$

En la tabla 4.1.1 se presentan valores del módulo de elasticidad E y de la relación de Poisson ν para algunos de los materiales más comunes en tuberías.

Tabla 4.1.1 Valores de E y ν para diferentes materiales

Material	$E \text{ (kg / m}^2\text{)}$	ν
Acero	2.1×10^{10}	0.28
Concreto	2.5×10^9	0.15
Asbesto-cemento	2.4×10^9	0.15
PVC	3.3×10^8	0.50
PEAD	0.9×10^8	0.35

4.2 El programa TRANS como herramienta para el cálculo

El programa TRANS, desarrollado por el grupo de hidromecánica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, y utilizado para la simulación de los transitorios hidráulicos de las alternativas estudiadas en este trabajo, está basado en la aplicación del método de las características para resolver las ecuaciones que modelan el fenómeno transitorio referidas en la sección 4.1; así como las ecuaciones que simulan las condiciones de frontera de los elementos y eventos hidráulicos que forman una conducción a presión. De esta manera cumple con el objetivo de simular el transitorio hidráulico determinando sus posibles

consecuencias en término de las presiones producidas y el comportamiento de las bombas y otros dispositivos instalados.

Los elementos y eventos hidráulicos que se pueden simular con el TRANS son los siguientes:

Elementos:

- Tubos
- Batería de tubos en paralelo
- Bombas
- Tanques unidireccionales
- Tanques de oscilación con
- área constante y variable
- Cámaras de aire
- Válvulas check, de control, de alivio
- y de admisión y expulsión de aire.
- Derivaciones
- Uniones
- Aportaciones

Eventos:

- Disparo de bombas
- Paro controlado de bombas
- Arranque de bombas
- Bombas operando
- Descarga a presión constante
- Descarga a gasto constante
- Apertura y cierre de válvulas de control

A partir del estado estacionario, con el TRANS se simula el transitorio hidráulico. Por ello es indispensable hacer un análisis previo del estado estacionario del sistema que se desea revisar para conocer las cargas y gastos que existentes en el instante anterior del fenómeno transitorio.

El TRANS se alimenta a través de un archivo de datos ASCII en donde se describen las características hidráulicas y físicas del sistema. Las características físicas de una conducción se describen con las características de los tramos de tubería y los elementos hidráulicos que lo forman, en tanto que las hidráulicas se dan a través de eventos hidráulicos que describen la forma particular de operar del sistema.

4.3 Análisis de la alternativa 1a. Barranca y periférico (un bombeo en arreglo 5+1)

En el análisis de las alternativas del flujo transitorio en la alternativa Barranca y periférico (un bombeo en arreglo 5+1), se simula el evento que es considerado como el más adverso en una conducción que trabaja a bombeo, es decir, el caso de un paro repentino (disparo) de las bombas en operación, situación que se manifiesta al interrumpirse el suministro de energía eléctrica. Asimismo, para efectos de análisis y diseño, se considera el gasto más grande posible que, según los resultados del cálculo en flujo estacionario expuestos en la tabla 3.1.1.3.2, es de $Q_{op} = 15.31 \text{ m}^3/\text{s}$, y ocurre cuando $H_s = \text{NAMO}$ (H_e mínima).

Además de lo anterior, en el análisis del transitorio hidráulico se deben considerar diferentes aspectos de la planta de bombeo, así como también las velocidades de propagación de la honda de presión en los diferentes tramos de la tubería.

4.3.1 Consideraciones de la planta de bombeo

En el caso de la planta de bombeo, es necesario caracterizar tres aspectos previamente al análisis de los transitorios hidráulicos:

- Las curvas adimensionales de los equipos de bombeo.
- El momento de inercia de las masas rodantes (motor y bomba).
- El desempeño de las válvulas de descarga.

4.3.1.1 Determinación de las curvas adimensionales de los equipos de bombeo

El funcionamiento completo de una bomba se representa a través de las curvas de Knapp de cuatro cuadrantes, cuyas características pueden consultarse en cualquier bibliografía especializada en el tema. Sin embargo, los programas numéricos utilizan esta información en forma resumida por medio de curvas adimensionales de presión y momento. En ausencia de esta información completa, pueden utilizarse las curvas adimensionales de bombas conocidas con características análogas, es decir, bombas cuya velocidad específica N_s es semejante.

Como se mostró en la figura 3.1.1.3.1, la bomba seleccionada para operar en arreglo 5+1 muestra que con el impulsor en diámetro nominal $D_{nom} = 995$ mm y sus tres pasos, el gasto de diseño es $Q_{dis} = Q_0 = 2.77$ m³/s y la carga de bombeo que puede desarrollarse es $H_B = 550$ m. Asimismo puede observarse que para este punto nominal de operación, las bombas trabajarán con una eficiencia η_0 del orden de 88% y una velocidad de giro N_0 de 1,190 rpm.

Con la información señalada en el párrafo anterior, se calcularon los parámetros relevantes para establecer las curvas adimensionales del equipo de bombeo a partir de las ecuaciones siguientes:

- Potencia mecánica nominal P_0 , en kW :

$$P_0 = \frac{9.81H_0Q_0}{\eta_0} \quad (4.3.1.1.1)$$

- Par motor nominal M_0 , en N.m:

$$M_0 = \frac{60,000P_0}{(2\pi N_0)} \quad (4.3.1.1.2)$$

- Velocidad específica N_s :

$$N_s = \frac{N_0 \sqrt{Q_0}}{H_0^{0.75}} \quad (4.3.1.1.3)$$

donde H_0 es la carga por paso de impulsión.

Los resultados del calculo de los tres parámetros anteriores se presentan en la tabla 4.3.1.1.1.

Tabla 4.3.1.1.1 Parámetros relevantes para determinar las curvas adimensionales de la bomba

Parámetro	Unidad	Valor
Potencia nominal P_0	kW	16983.56
Par motor nominal M_0	N.m	136,286.62
Velocidad específica N_s	rpm.m ³ /s.m	39.75

En la figura 4.3.1.1.1 se muestran las curvas adimensionales de carga y momento de una bomba semejante cuya velocidad especifica tiene un valor $N_s = 35$, así como algunos valores de las funciones adimensionales de carga FH y momento FM calculados a partir de las curvas características de las bombas seleccionadas. Como puede observarse, existe una buena correlación entre las respectivas curvas.

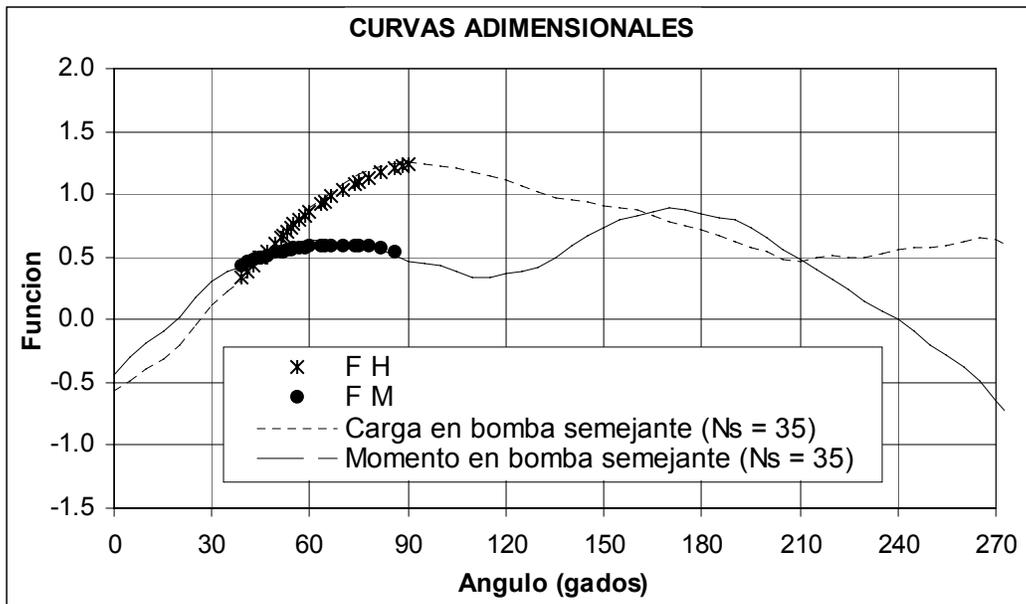


Figura 4.3.1.1.1 Curvas adimensionales de carga y momento para el análisis del flujo transitorio

4.3.1.2 Determinación del momento de inercia de las masas rodantes

El momento de inercia de las masas rodantes (motor y bomba) es también una variable muy importante en el cálculo de los transitorios hidráulicos. El momento de inercia total I está dado por:

$$I = I_M + I_B \quad (4.3.1.2.1)$$

donde I_M es el momento de inercia del motor, en kg.m^2 , determinado por:

$$I_M = 0.0043 \left(\frac{P_0}{N_0} \right)^{1.48} \quad (4.3.1.2.2)$$

y I_B es el momento de inercia de la bomba, en kg.m^2 , determinado por la relación:

$$I_B = 0.003768 \left(\frac{P_0}{N_0^3} \right)^{0.9556} \quad (4.3.1.2.3)$$

En las últimas dos ecuaciones, P_0 debe presentarse en kW y N_0 en miles de rpm. Por lo que al sustituir los valores de P_0 y N_0 de la tabla 4.3.1.1.1 en las ecuaciones (4.3.1.2.2) y (4.3.1.2.3), se tienen los resultados presentados en la tabla 4.3.1.2.1

Tabla 4.3.1.2.1 Momentos de inercia de las masas rodantes

Momento	Valor en kg.m
Momento de inercia del motor I_M	6054.82
Momento de inercia de la bomba I_B	252.20
Momento de inercia total I	6307.03

4.3.1.3 Determinación del funcionamiento de la válvula de descarga

En la caracterización de las válvulas de control en la descarga de las bombas se consideraron válvulas esféricas de 36".

Tabla 4.3.1.3.1 Relación entre el grado de apertura θ° y el coeficiente de pérdida de carga k

Grado de apertura (θ°)	k
Cerrada 90	∞
80	35,278.13
70	1,278.02
60	283.54
50	99.95
40	33.30
30	10.62
20	4.15
10	2.39
Abierta 0	$k_0 = 1.69$

Para la simulación del fenómenos transitorios, el programa TRANS requiere una serie de datos que relacionan el grado de cierre de la válvula con respecto a la pérdida de carga que esto produce. Entre estos datos, se requiere proporcionar los coeficientes de un polinomio de quinto grado que simule el cierre de la válvula. Para determinar dicho polinomio, es necesario conocer la relación entre el grado de apertura (θ°) y el coeficiente de pérdida de carga (k), relación que para una válvula esféricas se presenta en la tabla 4.3.1.3.1.

Con los datos de la tabla anterior se elaboró la grafica en la que se muestra la relación que guardan las variables en cuestión (ver figura 4.3.1.3.1) En ella, el eje vertical tiene una escala logarítmica.

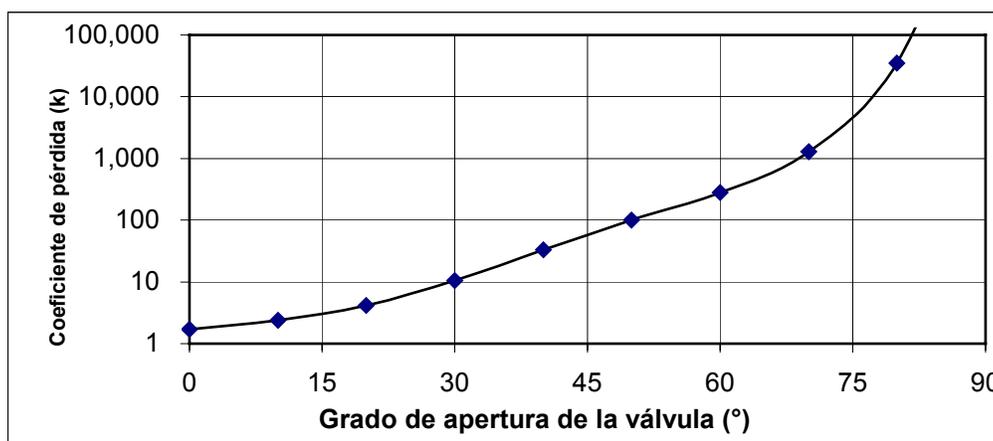


Figura 4.3.1.3.1 Relación gráfica entre el grado de apertura y el coeficiente de pérdida de carga de la válvula esférica

Finalmente, para simular el comportamiento de la válvula se considera un cierre lineal. Y realizando un ajuste polinomial de quinto grado sobre los puntos $\log_{10}(k/k_0)$, contra el grado de apertura representado por τ , siendo $\tau = 1$ para la válvula totalmente abierta ($\theta = 0^\circ$) y $\tau = 0$ para la válvula totalmente cerrada ($\theta = 90^\circ$), la relación entre la abertura y el coeficiente de pérdida se expresa gráficamente según se muestra en la figura 4.3.1.3.2

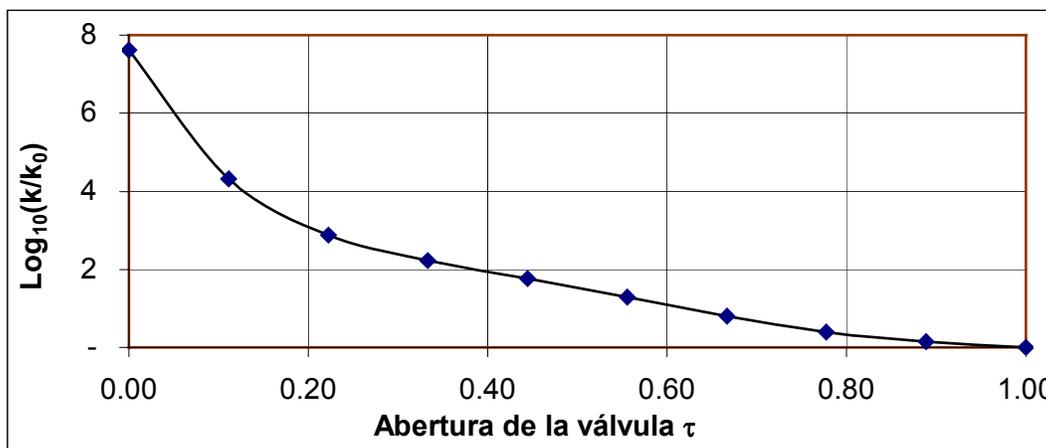


Figura 4.3.1.3.2 Relación gráfica entre la abertura de la válvula esférica τ y el coeficiente de pérdida expresado por $\log_{10}(k/k_0)$

Por lo que el polinomio representativo de la curva que se presenta en la figura 4.3.1.3.2 adquiere la forma siguiente:

$$\text{Log}_{10}(k/k_0) = a_0 + a_1\tau + a_2\tau^2 + a_3\tau^3 + a_4\tau^4 + a_5\tau^5$$

Siendo los coeficientes a_0 , a_1 , a_2 , a_3 , a_4 y a_5 , los que se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 4.3.1.3.2 Coeficientes del polinomio que simula el cierre de la válvula esférica

Coeficiente	Valor
a_0	7.622758
a_1	-42.6775
a_2	141.5539
a_3	-247.456
a_4	205.6064
a_5	-63.6493

4.3.2 Velocidades de propagación de la onda de presión (a) en la tubería

Para el cálculo de las velocidades de propagación de las perturbaciones en la línea de conducción se consideraron los tres tramos de tubería cuyos diámetros se muestran en la tabla 3.1.1.1.1. En todos los tramos se consideró que la expansión longitudinal no está permitida. Y tanto en la tubería de succión de 140" de diámetro como en la tubería de 120" de diámetro que entrega el agua en la Planta Potabilizadora San Gaspar, se consideró el acero por material con un espesor de una pulgada, por lo que las correspondientes velocidades de propagación de la onda de presión fueron calculadas con las ecuaciones (4.1.1) y (4.1.2b). Sólo el tramo que corresponde al túnel se consideró como una tubería de concreto de pared gruesa ($e/D \geq 0.02$), por lo que en este caso se emplearon las ecuaciones (4.1.1) y la (4.1.2d). En todos los casos, los valores de las propiedades de los materiales fueron tomados de la tabla 4.1.1. Los resultados de éste calculo se muestran en la tabla 4.3.2.1

Tabla 4.3.2.1 Velocidades de propagación de la onda de presión en la línea de conducción

Tramo	Material	Diámetro (pulg)	Celeridad (m/s)
0 (succión)	Acero	140	962.71
1 (túnel)	Concreto	122	1250.02
2	Acero	120	1005.55

4.3.3 Análisis del transitorio hidráulico por corte del bombeo

Con base en la información expuesta en las secciones anteriores, ha sido utilizado el programa TRANS para simular el transitorio ocasionado por el evento

que es considerado el más adverso en una conducción que trabaja a bombeo, es decir, el caso de un paro repentino (disparo) de las bombas en operación, situación que se manifiesta al interrumpirse el suministro de energía eléctrica. Asimismo, para efectos de análisis y diseño, se considera el gasto más grande posible que, según los resultados del cálculo en flujo estacionario expuestos en la tabla 3.1.1.3.2, es de 15.31 m³/s.

4.3.3.1 Transitorio por corte del bombeo sin dispositivos de control

Primeramente se hizo la simulación del transitorio hidráulico generado por paro simultáneo de todas las bombas sin considerar la operación de dispositivos de control. El resultado gráfico de dicha simulación se presenta en la figura 4.3.3.1.1. En ella puede verse que la envolvente de cargas máximas produciría sobrepresiones excesivas capaces de poner en riesgo por falla a la línea de conducción. Además, se observa que la envolvente de cargas mínimas se ubica muy por debajo del perfil de la tubería en gran parte de la conducción, lo cual, provocaría depresiones considerables y, eventualmente, el fenómeno de separación de columna líquida, por lo que se estaría poniendo en serio riesgo de colapso a la tubería.

La problemática señalada en el párrafo anterior es una muestra de la necesidad que existe de controlar el fenómeno transitorio mediante dispositivos instalados para tal efecto, de tal manera que sea posible suprimir los problemas de sobrepresión y depresión referidos.

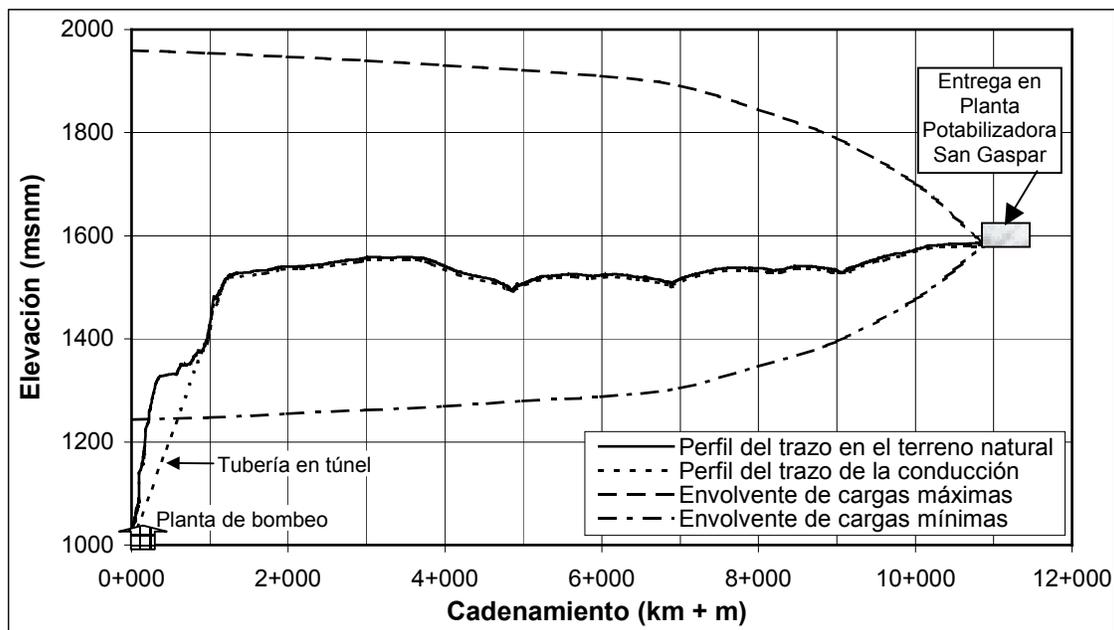


Figura 4.3.3.1.1 Envolventes de presiones máximas y mínimas provocadas por el transitorio sin dispositivos para su control. Alternativa 1a. Barranca y Periférico

4.3.3.2 Transitorio por corte del bombeo con dispositivos de control

Cómo fue mencionado en la sección 2.7.1, existen diferentes dispositivos como torres de oscilación, cámaras de aire, tanques unidireccionales, volantes de inercia, etc., que pueden ser instalados con el propósito de controlar el fenómeno transitorio. Sin embargo, en acueductos como el estudiado en este trabajo, en los cuales la topografía no permite la instalación de estructuras abiertas como lo son las torres de oscilación, la solución más conveniente es instalar un sistema de cámaras de aire o de tanques unidireccionales, o una combinación de todos ellos.

Tomando en consideración lo expresado en el párrafo anterior, para la alternativa en estudio se efectuaron análisis del transitorio simulando diferentes combinaciones de ubicación, diámetros y volúmenes de diversos dispositivos de control. De esta manera, la primera propuesta consiste en instalar un sistema de tres tanques unidireccionales de 12 m de diámetro y 30 m de altura cada uno, localizados en los siguientes cadenamientos:

Dispositivo de control del transitorio	Localización (cadenamiento)
Tanque Unidireccional # 1	1+300
Tanque Unidireccional # 2	1+900
Tanque Unidireccional # 3	9+600

En la figura 4.3.3.2.1 se muestran en forma gráfica las envolventes de cargas piezométricas máximas y mínimas resultantes de la simulación del transitorio hidráulico provocado por el paro simultáneo de los equipos de bombeo. Como puede observarse, los tres tanques unidireccionales son capaces de evitar la estrepitosa caída de la carga de presión a niveles muy por debajo de la línea de conducción, misma que ocurriría si no se colocaran dispositivos de control tal como lo muestra la figura 4.3.3.1.1.

Puede observarse además, que con la envolvente de cargas máximas también ocurre un efecto amortiguador importante, ya que en este caso se colocó a penas por encima de la línea de cargas piezométricas que ocurriría bajo condiciones de funcionamiento normal con el gasto de operación máximo posible $Q_{op} = 15.31 \text{ m}^3/\text{s}$.

En suma, el arreglo de los tres tanque unidireccionales aparece como una opción hidráulicamente adecuada, sin embargo, podría resultar poco confiable debido a que el dispositivo primario de control del transitorio hidráulico es un tanque unidireccional, y dicho dispositivo tiene por desventaja requerir de mantenimiento mecánico periódico para asegurar un buen funcionamiento de sus válvulas de retención y llenado.

Por lo anterior, tal como sucede en otros grandes acueductos de la República Mexicana cuya eficiencia ha sido suficientemente probada (Chapala-Guadalajara y El cuchillo-Monterrey entre otros), resulta más confiable diseñar el sistema de

control de transitorios hidráulicos con una batería de cámaras de aire como dispositivo primario de control.

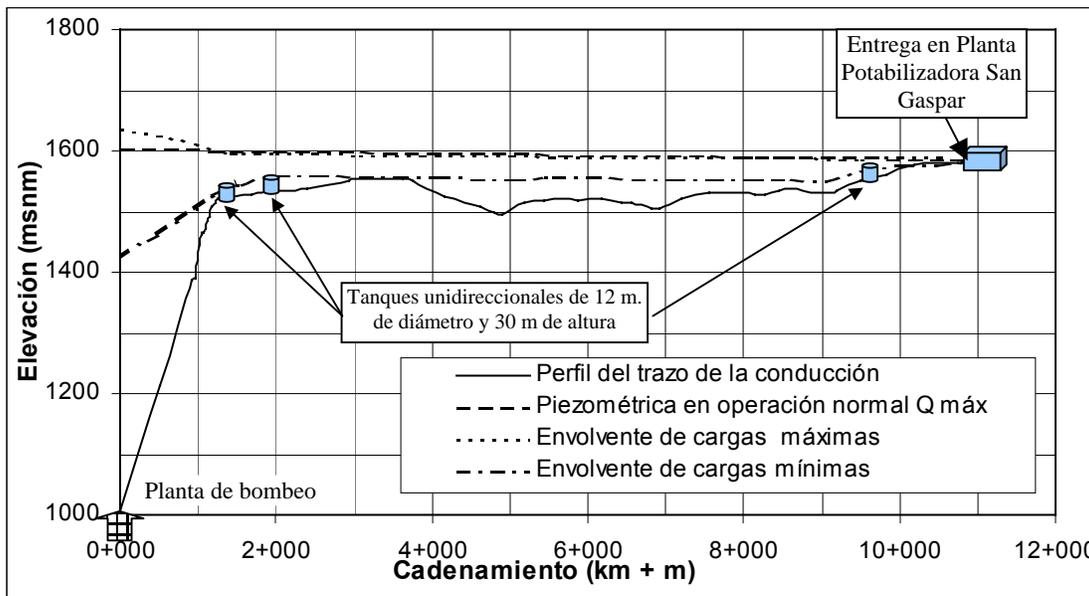


Figura 4.3.3.2.1 Envoltorios de cargas extremas provocadas por el transitorio con tres tanques unidireccionales. Alternativa 1a Barranca y Periférico.

En busca de una alternativa más confiable se realizaron análisis del transitorio hidráulico considerando nuevas combinaciones de los dispositivos de control. De esta manera se llegó a la alternativa definitiva que consiste en una batería de cuatro cámaras de aire, un tanque unidireccional y una torre de oscilación cuyas características y localización son las siguientes:

Dispositivo de control	Característica	Cadenamiento
Cámaras de aire	Batería de 4 cámaras de aire de 3.45 m de diámetro y 13.42 m de altura	1+300
Tanque unidireccional	12 m de diámetro y 24 m de altura	3+400
Torre de oscilación	7 m de diámetro y 15 m de altura	10+000

Las envoltorios de cargas extremas que se tendrían con este arreglo se muestran en la figura 4.3.3.2.2. En ella puede observarse que con el sistema propuesto para el control del transitorio hidráulico la envoltorio de cargas mínimas no corta la tubería en ningún punto, por lo que no existe riesgo de colapso en la misma. Además, la envoltorio de cargas máximas logra ubicarse muy próxima a la línea de cargas piezométricas de operación normal, por lo que se descartan problemas de sobrepresión que pongan en peligro de rotura a la tubería.

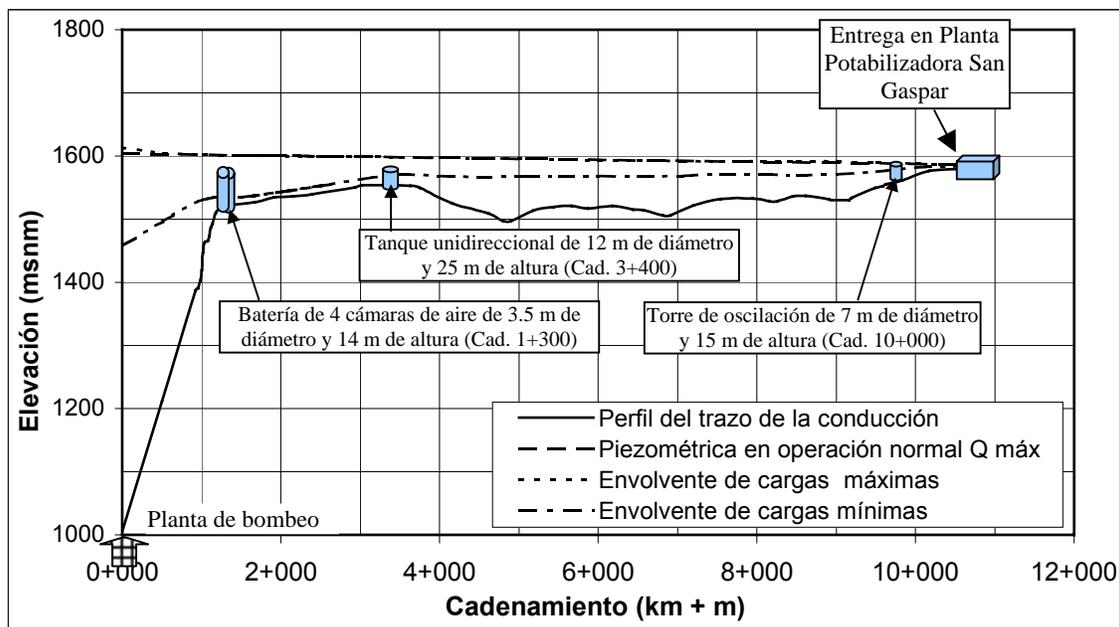


Figura 4.3.3.2.2 Envoltorios de cargas extremas provocadas por el transitorio. Dispositivos de control: batería de 4 cámaras de aire, tanque unidireccional y torre de oscilación. Alternativa 1a Barranca y Periférico.

En las figuras 4.3.3.2.3, ...4 y ...5 se muestran las características geométricas de las estructuras propuestas, así como la variación del nivel del agua dentro de cada una durante el flujo transitorio.

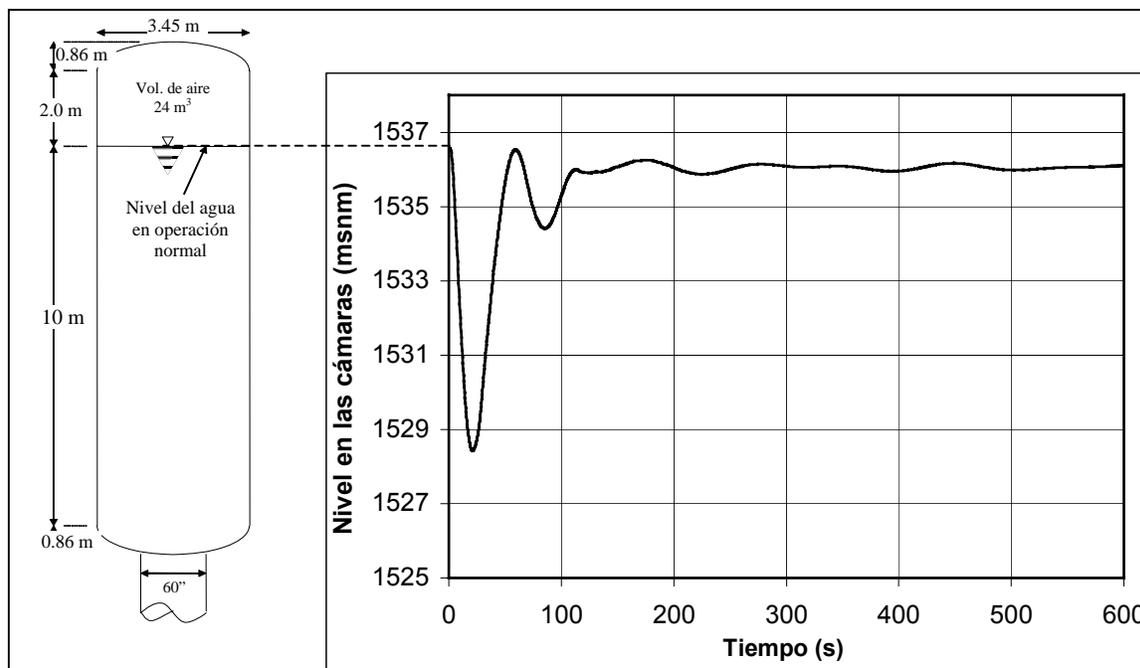


Figura 4.3.3.2.3 Efectos del transitorio hidráulico en las cámaras de aire (CA). Alternativa 1a. Barranca y Periférico

Como puede observarse, las dimensiones establecidas para las estructuras (diámetro y altura) son suficientes para evitar su vaciado y el consiguiente ingreso de aire en la conducción. Y en el caso particular de las cámaras de aire, se observa que el nivel del agua superaría en forma mínima su cota de operación normal, por lo que sólo se presentaría una ligera compresión del volumen de aire.

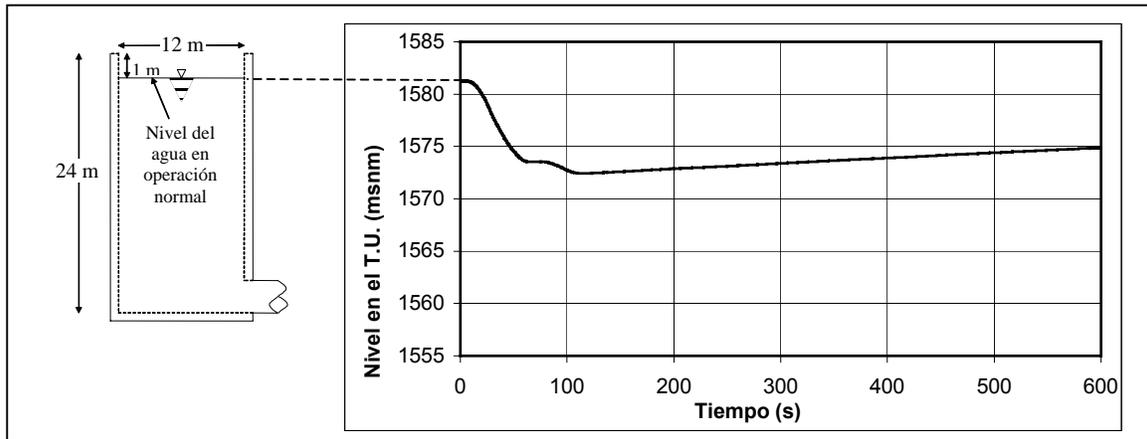


Figura 4.3.3.2.4 Efectos del transitorio hidráulico en el tanque unidireccional (TU).
Alternativa 1a. Barranca y Periférico.

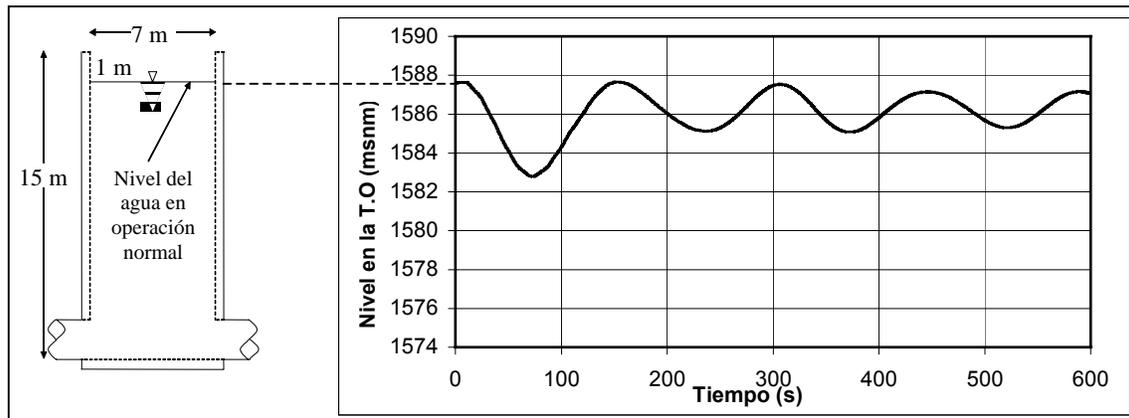


Figura 4.3.3.2.5 Efectos del transitorio hidráulico en la torre de oscilación (TO).
Alternativa 1a. Barranca y Periférico.

En la figura 4.3.3.2.6 se presenta en forma gráficas los efectos del transitorio hidráulico en la velocidad de giro de los equipos de bombeo. La curva en dicha figura muestra el resultado de la simulación considerando que las válvulas esféricas en la descarga de las bombas cierran en un tiempo de 30 segundos. Como puede verse, en estas condiciones de operación pueden desarrollarse velocidades de rotación en sentido inverso de hasta 1218 rpm.

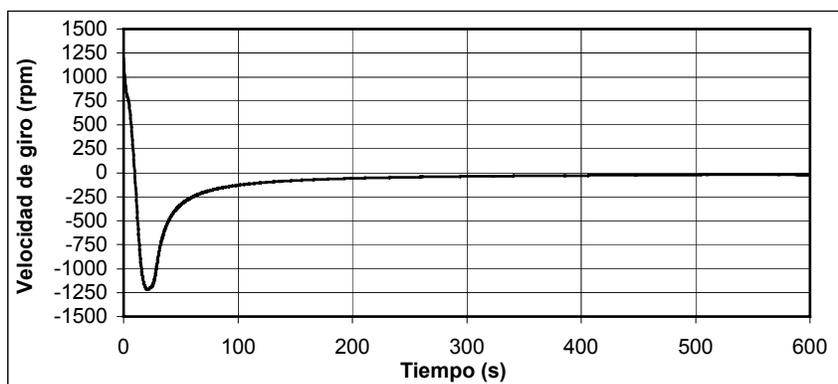


Figura 4.3.3.2.6 Efectos del transitorio hidráulico en la velocidad de giro de las bombas.

Asimismo, la fluctuación del gasto en cada una de las estructuras de control durante el transitorio hidráulico se presenta en la figura 4.3.3.2.7; en tanto que en la figura 4.3.3.2.8 se presenta la gráfica donde se observa la evolución de las presiones en los múltiples de succión y descarga de las bombas.

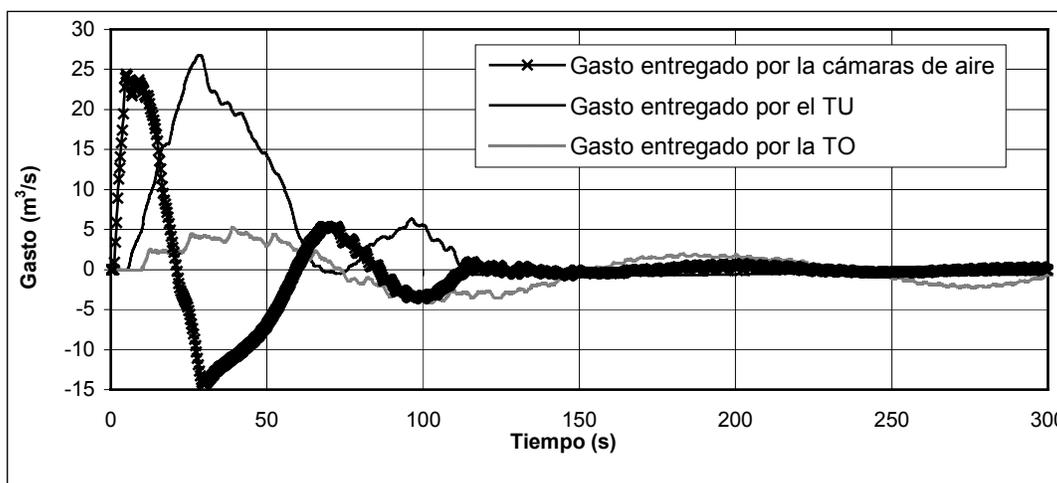


Figura 4.3.3.2.7 Efectos del transitorio hidráulico en el gasto de las estructuras de control.

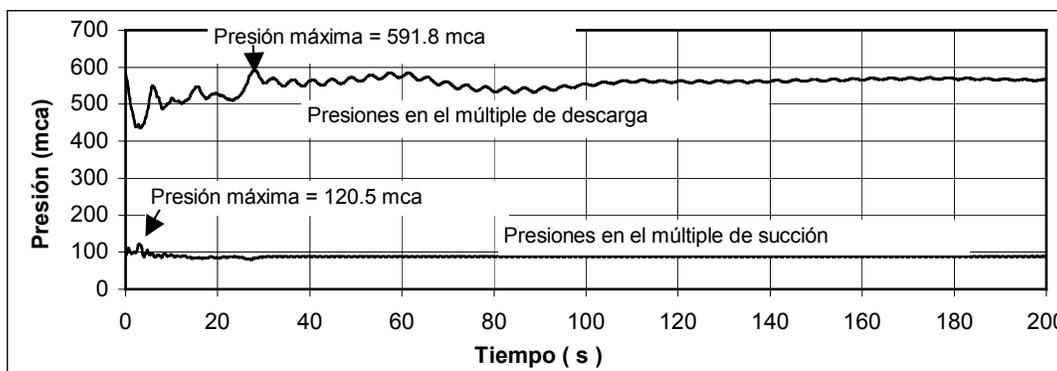


Figura 4.3.3.2.8 Efectos del transitorio hidráulico en las presiones sobre los múltiples de succión y descarga de las bombas.

4.3.4 Determinación del espesor resistente de la tubería

Con los resultados del cálculo de las máximas sobrepresiones que podrían presentarse en el acueducto ante la presencia del transitorio hidráulico por el paro súbito de los equipos de bombeo (ver figura 4.3.3.2.2), se determinaron los espesores resistentes de la tubería verificando el cumplimiento de las dos condiciones siguientes:

Condición 1: *Que los esfuerzos de tensión, generados por las sobrepresiones sobre los planos meridianos de la tubería, quedasen soportados dentro del valor establecido por el 0.5 del límite elástico del material de fabricación.*

Para garantizar lo anterior se empleó la expresión que representa la presión de trabajo sobre las paredes de un recipiente cilíndrico de pared delgada:

$$\sigma_t = \frac{2e}{D} S \quad (4.3.4.1)$$

donde;

σ_t es la presión nominal de trabajo, que para el caso que nos concierne, está determinada por la envolvente de cargas máximas ocasionadas por el transitorio.

e es la espesor de la pared del tubo.

D es el diámetro interior de la tubería.

S es el esfuerzo de trabajo del material = $0.50f_y$, donde $f_y = 241 \text{ Mpa} = 2457.5161 \text{ kg/cm}^2$ para el acero considerado (A-53 grado B), por lo cual, $S = 1228.758 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo que al despejar e de la expresión (4.3.4.1), se tiene la ecuación (4.3.4.2), con la que se determina el espesor de la tubería que satisface la condición 1.

$$e = \frac{\sigma_t D}{2S} \quad (4.3.4.2)$$

Condición 2: *Que el espesor resultante sea mayor al mínimo necesario para evitar el colapso de la tubería provocado por una depresión.*

Como fue señalado en la figura 4.3.3.2.2, con el sistema propuesto para controlar el transitorio hidráulico no se corre peligro de colapso en la tubería por una caída de la envolvente de presiones mínimas. Sin embargo, como las depresiones pueden presentarse durante el vaciado de la tubería al no funcionar las válvulas de admisión y expulsión de aire, se calculó el espesor e de la tubería

que permita resistir dichas depresiones, mismo que para tuberías de acero, tal como fue expuesto en la sección 2.5.3, está determinado por la expresión (2.5.3.5):

$$e \geq \frac{D}{130}$$

donde D es el diámetro interior de la tubería de acero.

En la tabla 4.3.4.1 se presentan los resultados de éste cálculo. En él fueron determinados los espesores de la tubería en acero A-53 grado B, por tramos, según las diferentes presiones de trabajo actuantes sobre ellos. En cuanto al tramo en alta presión que va del cadenamiento 0+000 al 0+900, éste consiste en un túnel en roca maciza con un recubrimiento de concreto reforzado de 0.60 m de espesor, cuyo diámetro hidráulico es de 122 pulg.

Tabla 4.3.4.1 Espesores resistentes para la tubería en acero A-53 grado B para la alternativa 1 Barranca y periférico. Los números subrayados corresponden a los valores que rigen el diseño.

Tramo	Diám. (m)	Presión de trabajo máxima en el tramo		Espesor resistente a falla por sobrepresión				Espesor resistente a depresión por vaciado	
		(mca)	(kg/cm ²)	e teórico.		e comercial		e teórico (mm)	comer. (pulg)
				(mm)	(pulg)	(pulg)	(mm)		
Tubería de succión. Del cad. 0-300 al 0+000	3.556	120.49	12.05	17.43	0.69	11/16	17.46	27.354	<u>1 1/4</u>
Tramo en alta presión. Del cad. 0+900 al 1+040	3.048	226.49	22.65	28.09	1.11	<u>1 1/4</u>	31.75	23.446	1
Tramo del cad. 1+040 al 1+180	3.048	128	12.80	15.88	0.63	11/16	17.46	23.446	<u>1</u>
Tramo del cad. 1+180 al 10+872.10	3.048	91.93	9.19	11.4	0.45	1/2	12.70	23.446	<u>1</u>

4.4 Análisis de la alternativa 2a. Cortina y camino (un bombeo en arreglo 5+1)

Al igual que se hizo en el análisis del flujo transitorio de la alternativa 1 estudiada en la sección 4.3, para la alternativa 2 *Cortina y camino (un bombeo en arreglo 5+1)* también se simuló el transitorio hidráulico considerando como evento al paro repentino de los equipos de bombeo. Además, como condición inicial se consideró el gasto más grande que puede ocurrir bajo condiciones de flujo

estacionario. Dicho gasto, tal como puede leerse en la tabla de resultados 3.3.1.3.1, es de 15.316 m³/s, el cual ocurre cuando trabajan los 5 equipos de bombeo simultáneamente, encontrándose un nivel de operación en la presa H_s = NAMO.

4.4.1 Consideraciones de la planta de bombeo

Debido a que para la alternativa 2 fue considerada la misma bomba seleccionada en la alternativa 1, las consideraciones y cálculos previos hechos respecto de la planta de bombeo para la determinación de las curvas adimensionales de los equipos de bombeo, del momento de inercia de las masas rodantes y del funcionamiento de la válvula de descarga, corresponden a las efectuadas en las secciones 4.3.1.1, ...2 y ...3 respectivamente.

4.4.2 Velocidades de propagación de la onda de presión (*a*) en la tubería

Para el cálculo de las velocidades de propagación de la onda de presión en la línea de conducción de la alternativa 2 fueron considerados los tramos de tubería dispuestos según lo presentado en la tabla 3.3.1.1.1. Además, en todos los tramos de tubería se consideró el acero como material constituyente con un espesor de 1 pulgada, y que su expansión longitudinal no estaría permitida. Por lo tanto, al aplicar a éste caso las ecuaciones (4.1.1) y (4.1.2b), los resultados que se obtienen para alimentar el programa TRANS son los que se muestran en la tabla 4.4.2.1.

Tabla 4.4.2.1 Velocidades de propagación de la onda de presión en la línea de conducción. Alternativa 2 Cortina y Camino.

Tramo	Material	Diámetro (pulg)	Celeridad (m/s)
0 (succión)	Acero	140	962.71
1	Acero	72"	1136.02
2	Acero	99	1056.67
3	Acero	120	1005.55

4.4.3 Análisis del transitorio hidráulico por corte del bombeo

4.4.3.1 Transitorio por corte del bombeo sin dispositivos de control

Al simular mediante el empleo del programa TRANS el transitorio hidráulico generado por el “disparo” de todas las bombas, sin considerar la implementación de ningún dispositivos de control, se encontró, tal como lo muestra el resultado gráfico expuesto en la figura 4.4.3.1.1, que la envolvente de cargas máximas produciría sobrepresiones excesivas capaces de poner en riesgo de falla a la línea de conducción. Asimismo la envolvente de cargas mínimas se ubica muy por debajo del perfil de la tubería en gran parte de la conducción, lo cual, provocaría

depresiones considerables y, eventualmente, el fenómeno de separación de columna líquida poniendo en serio riesgo de colapso a la tubería prácticamente en toda su longitud.

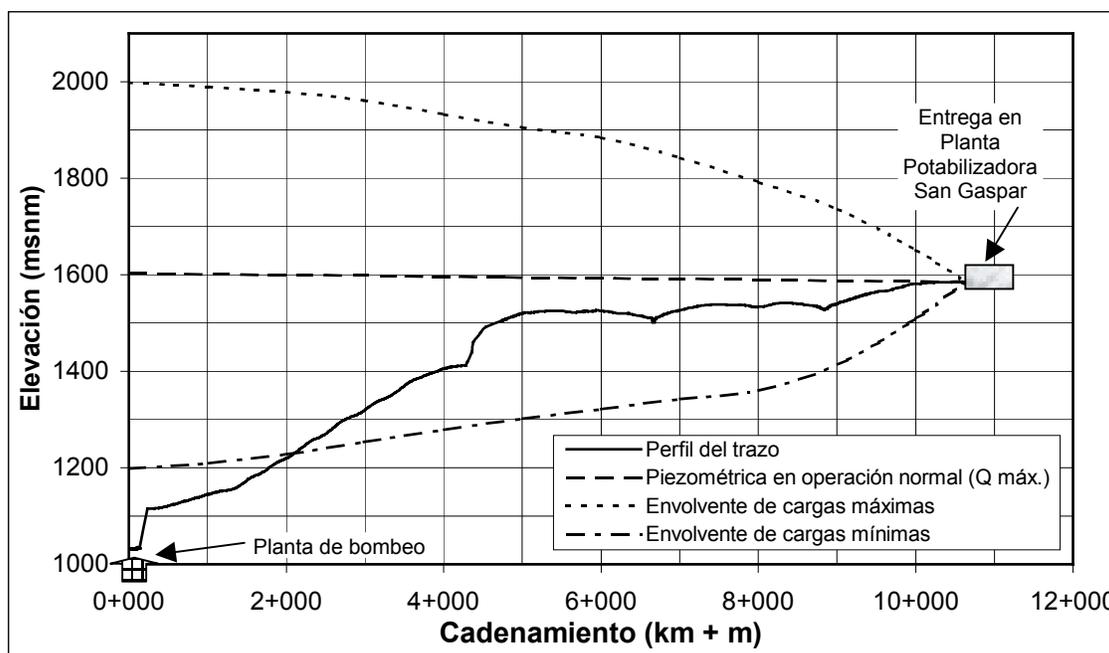


Figura 4.4.3.1.1 Envoltorio de presiones máximas y mínimas provocadas por el transitorio sin dispositivos de control. Alternativa 2a Cortina y Camino.

4.4.3.2 Transitorio por corte del bombeo con dispositivos de control

Al igual que en la alternativa 1, para la alternativa 2 se efectuaron análisis del transitorio simulando diferentes combinaciones de ubicación y dimensiones para diferentes dispositivos de control. A partir de ello se estableció como opción viable la instalación de una batería de cuatro cámaras de aire, un tanque unidireccional y una torre de oscilación cuya localización y características geométricas son:

Dispositivo de control	Característica	Cadenamiento
Cámaras de aire	Batería de 4 cámaras de aire de 3.45 m de diámetro y 13.42 m de altura	4+738.19
Tanque unidireccional	10 m de diámetro y 21 m de altura	5+494.66
Torre de oscilación	12 m de diámetro y 25 m de altura	9+500

El resultado de la simulación con el arreglo anterior permitió graficar las envoltorios de cargas extremas que se muestran en la figura 4.4.3.2.1, en la cual, se observa que la envoltorio de cargas mínimas no corta la tubería en ningún punto, evitándose los problemas de entrada de aire y de separación de columna.

Por otra parte, se observa que la envolvente de cargas máximas disminuyó considerablemente respecto del lugar que ocuparía si no se instalaran dispositivos de control (ver figura 4.4.3.1.1).

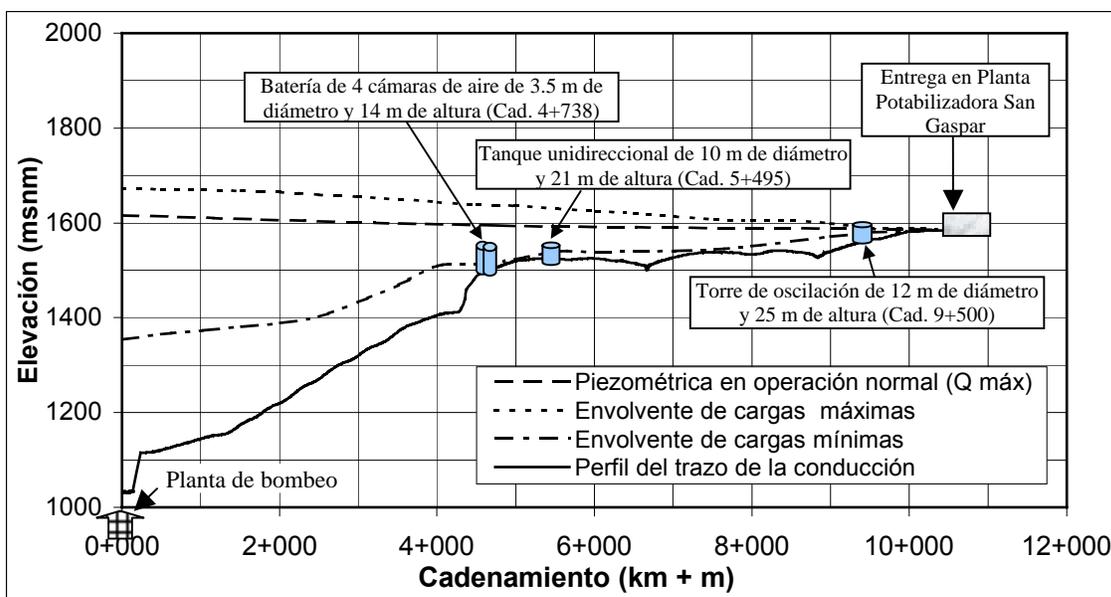


Figura 4.4.3.2.1 Envoltorios de cargas extremas provocadas por el transitorio con dispositivos para su control. Alternativa 2a Cortina y Camino.

Las características geométricas y la variación de los niveles del agua en cada una de las estructuras propuestas para el control del transitorio hidráulico se muestran en las siguientes figuras:

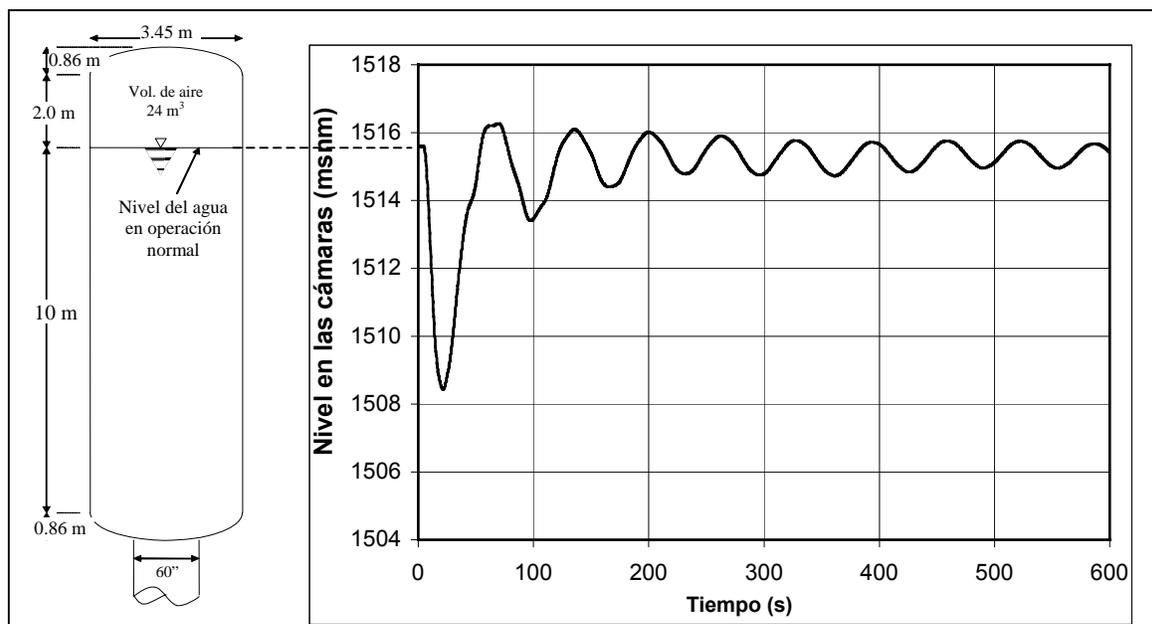


Figura 4.4.3.2.2 Efectos del transitorio hidráulico en las cámaras de aire. Alternativa 2a Cortina y camino.

Como puede verse en la figuras 4.4.3.2.2, ...3 y ...4, ninguna de las estructuras propuestas se vaciarían durante el transitorio. Y en el caso particular de las cámaras de aire, ya que el nivel del agua superaría sólo unos cuantos centímetros su cota en operación normal, sólo se presentaría una ligera compresión del aire.

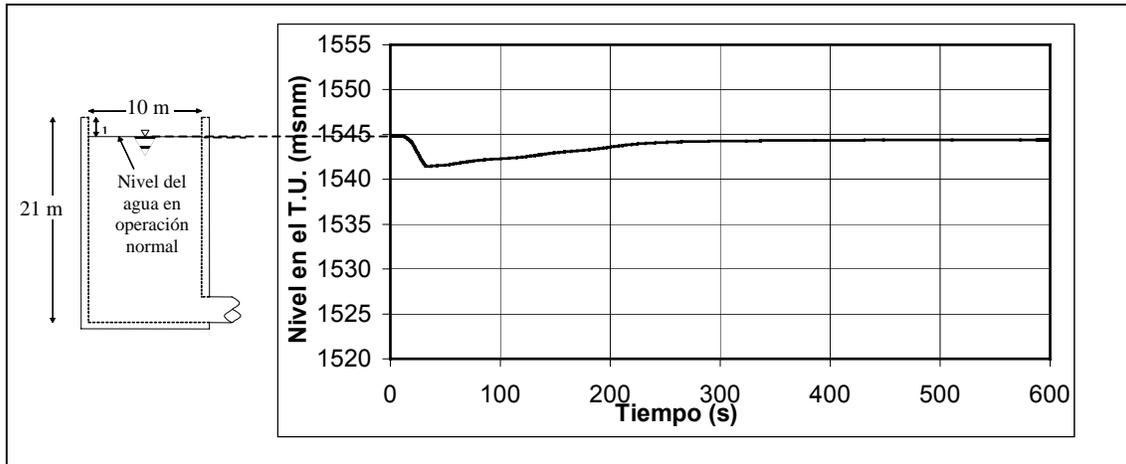


Figura 4.3.3.2.3 Efectos del transitorio hidráulico en el tanque unidireccional. Alternativa 2a. Cortina y Camino.

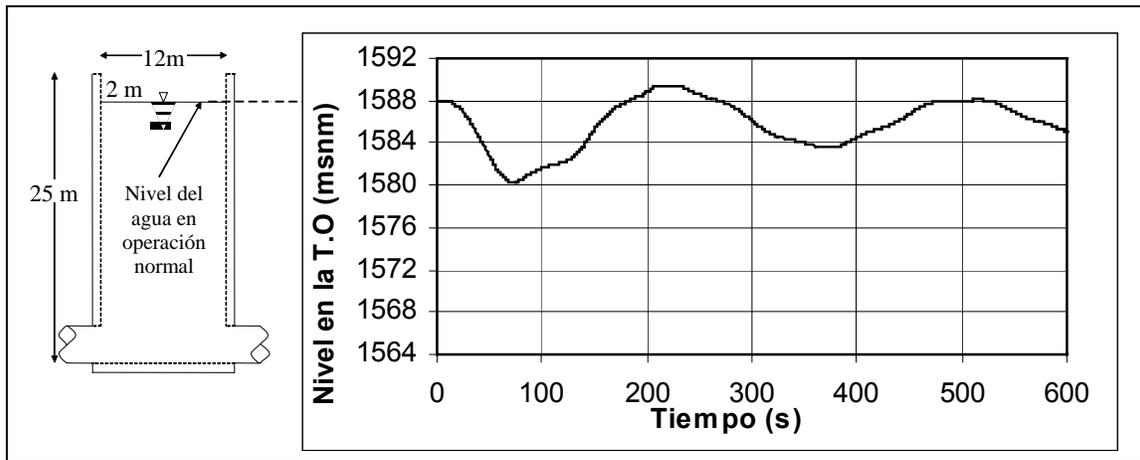


Figura 4.3.3.2.4 Efectos del transitorio hidráulico en la torre de oscilación. Alternativa 2. Cortina y camino

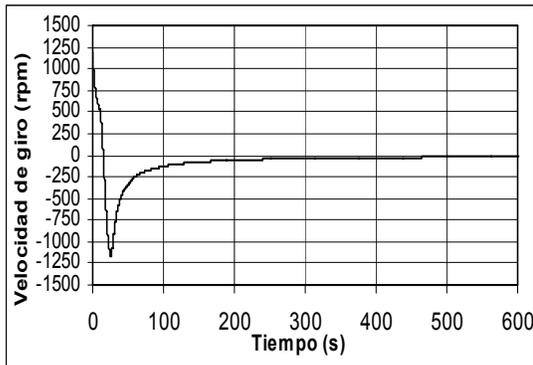


Figura 4.3.3.2.5 Efectos del transitorio hidráulico en la velocidad de giro de las bombas. Alternativa 2.

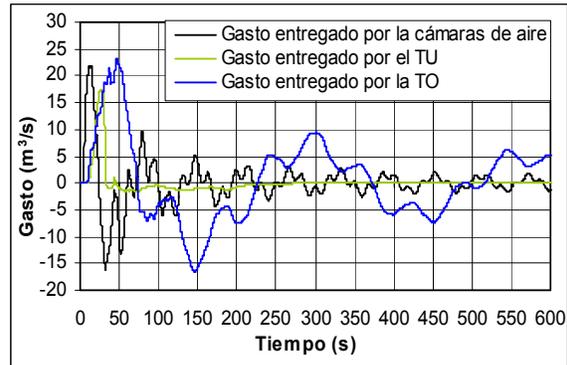


Figura 4.3.3.2.6 Efectos del transitorio hidráulico en el gasto que fluye por las estructuras de control. Alternativa 2.

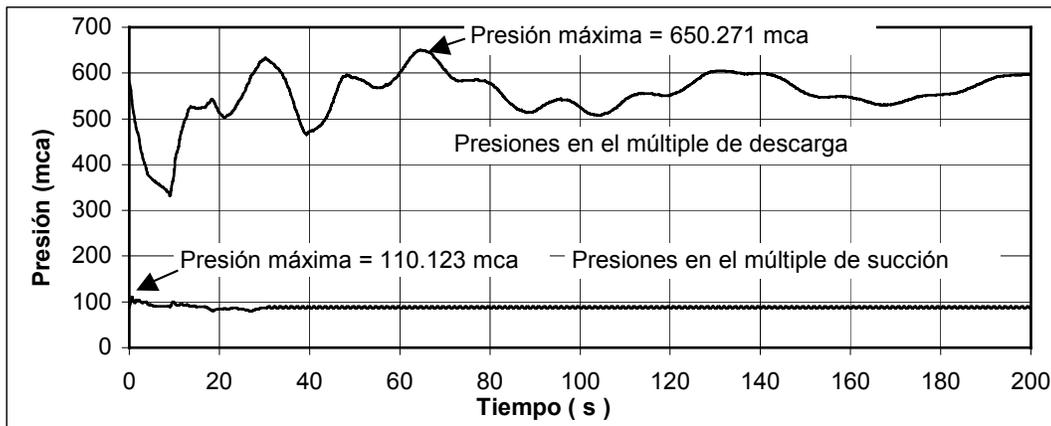


Figura 4.3.3.2.7 Efectos del transitorio hidráulico en las presiones sobre los múltiples de succión y descarga de las bombas. Alternativa 2. Cortina y camino

4.4.4 Determinación del espesor resistente de la tubería

Para la determinación del espesor resistente de la tubería de la alternativa 2, *Cortina y Camino*, se buscó que se cumplieran las mismas condiciones de resistencia que fueron planteadas en la sección 4.3.4, en la cual se calcularon los espesores de la tubería para la alternativa 1, *Barranca y Periférico*. De esta manera, se llegó a los resultados que se presentan en la tabla 4.4.4.1.

Tabla 4.4.4.1 Espesores resistentes para la tubería en acero A-53 grado B para la alternativa 2 *Cortina y Camino*. Los números subrayados corresponden a los valores que rigen el diseño.

Tramo	D (m)	Presión de trabajo máxima en el tramo / tubo		Espesor resistente a falla por sobrepresión				Espesor resistente a depresión por vaciado	
				e teórico.		e comercial		e teórico	e comer.
		(mca)	(kg/cm ²)	(mm)	(pulg)	(pulg)	(mm)	(mm)	(pulg)
Tubería de succión. Del cad. 0-309 al 0+000	3.556	110.12	11.01	15.93	0.627	11/16	17.46	27.354	<u>1 1/4</u>
Tramo en alta presión con 2 líneas paralelas de 72" de diám. c/u. Del cad. 0+000 al 0+400	1.829	325.14	32.51	24.20	0.953	<u>1</u>	25.4	14.068	9/16
Tramo en alta presión con 2 líneas paralelas de 99" de diám. c/u. Del cad. 0+400 al 1+613	2.515	277.23	27.72	28.37	1.117	<u>1 1/4</u>	31.75	19.343	13/16
Tramo de 2 líneas de 99" Del cad. 1+613 al 2+121	2.515	241.91	24.19	24.75	0.975	<u>1</u>	25.40	19.343	13/16
Tramo de 2 líneas de 99" Del cad. 2+121 al 2+641	2.515	216.30	21.63	22.13	0.871	<u>7/8</u>	22.225	19.343	13/16
Tramo de 2 líneas de 99" Del cad. 2+641 al 3+361	2.515	185.50	18.55	18.98	0.747	3/4	19.050	19.343	<u>13/16</u>
Tramo de 2 líneas de 99" Del cad. 3+361 al 4+537	2.515	149.50	14.95	15.30	0.602	5/8	15.875	19.343	<u>13/16</u>
Tramo de una línea de 120". Del cad. 4+537 al 10+635	3.048	146.24	14.62	18.14	0.714	3/4	19.050	23.446	<u>1</u>

5. ANÁLISIS ECONÓMICOS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis económicos que fueron realizados para establecer el referente necesario que permitiera verificar cuál de las alternativas estudiadas se presenta como la mejor. En este análisis se presupuestaron todos los componentes de infraestructura requerida para cada alternativa, analizando las inversiones con una tasa de interés del 8% anual, a un periodo de 15 años, y se sumaron los costos por consumo anual de energía eléctrica.

En el capítulo 3 se efectuaron los análisis hidráulicos a flujo establecido de las dos alternativas de trazo estudiadas. Los resultados de dichos análisis permitieron determinar diversos aspectos físicos particulares de cada opción que deben ser observados al momento de optar por la alternativa que reúna las mayores ventajas tanto técnicas como económicas. En la tabla 5.1 se presentan algunos de estos resultados, entre los cuales, se observa la carga de bombeo que debe superarse, la ubicación de la planta de bombeo que libera de riesgos de cavitación a las bombas por no contar con la suficiente CNPS, y el consumo promedio de energía eléctrica que se requiere para impulsar cada metro cúbico de agua.

Tabla 5.1 Cuadro comparativo de los resultados de los análisis a flujo establecido hechos para las dos alternativas de trazo estudiadas.

	<i>Alternativa 1. Barranca y Periférico</i>		<i>Alternativa 2. Cortina y Camino</i>	
	<i>4+1</i>	<i>5+1</i>	<i>4+1</i>	<i>5+1</i>
<i>Arreglo en paralelo del equipo de bombeo (n + 1)</i>	<i>4+1</i>	<i>5+1</i>	<i>4+1</i>	<i>5+1</i>
<i>Carga de bombeo HB con He media (en m)</i>	<i>528.1644</i>	<i>528.1644</i>	<i>527.6397</i>	<i>527.6397</i>
<i>Cota del terreno natural del sitio de la planta de bombeo (en msnm)</i>	<i>1026.32</i>	<i>1026.32</i>	<i>1032.50</i>	<i>1032.50</i>
<i>Cota a la que debe colocarse el eje de la brida de succión de las bombas (en msnm)</i>	<i>1005</i>	<i>1022</i>	<i>1007</i>	<i>1022</i>
<i>Diferencia de elevaciones entre el terreno natural y el eje de las bombas (en m)</i>	<i>21.32</i>	<i>4.32</i>	<i>25.50</i>	<i>10.50</i>
<i>Consumo promedio de energía eléctrica por cada m³ bombeado (en kW-h / m³)</i>	<i>1.5909</i>	<i>1.6198</i>	<i>1.5905</i>	<i>1.6190</i>

Como puede observarse en la tabla 5.1, tanto en la alternativa 1, *Barranca y Periférico*, como en la alternativa 2, *Cortina y Camino*, cuando el arreglo de los equipos de bombeo se propone en 5+1, la cota a la que debe colocarse el eje de la brida de succión de las bombas en la planta de bombeo es la 1022 msnm. Lo cual implica que en el caso de la alternativa 1, en la que la cota del terreno natural donde se sitúa la planta de bombeo es la 1026.32 msnm, se tenga la necesidad de efectuar excavaciones con una profundidad del orden de los 4.32 m; situación con la cual contrasta significativamente la opción con arreglo 4+1, en la que se tiene la necesidad de colocar la planta de bombeo en la cota 1005, por lo que la profundidad de excavación sería del orden de los 21.32 m, implicando un significativamente mayor costo en los costos de construcción. Y en el caso de la alternativa 2, esta circunstancia se acentúa debido a que la cota del terreno natural donde se sitúa la planta de bombeo es la 1032.5 msnm y la elevación a la que debe colocarse el eje de las bombas en arreglo 4+1 es la 1007 msnm, implicando la necesidad de excavar hasta una profundidad de alrededor de 25.5 m, contra 10.5 m que se necesitaría excavar en el caso de esta misma opción en arreglo 5+1. En suma, para ambas alternativas la opción con cinco equipos de bombeo mas uno de reserva representa la más económica en términos de costos de construcción.

Por otra parte, en ambas alternativas, con arreglos 4+1 se tiene un ligeramente menor consumo de energía eléctrica por metro cúbico de agua bombeada respecto de las opciones con arreglos 5+1. Puede notarse que para la alternativa 1 esta diferencia es de apenas 0.0289 kw-h/m³, mientras que en la

alternativa 2 es de apenas 0.0285 kw-h/m³. Es decir, que en el caso de la opción 1, con el arreglo en 5+1 se tiene apenas un 1.82% de mayor consumo de energía respecto de la opción en 4+1; en tanto que en el caso de la opción 2, con 5+1 el consumo es mayor sólo en 1.79%.

Por lo anteriormente expuesto, y debido a que con un arreglo 5+1 se cuenta con una mayor flexibilidad de operación en el sistema, se seleccionó este arreglo en el equipo de bombeo como el mas viable, por lo cual, se procedió a efectuar para ambas alternativas los análisis económicos que permitieran determinar cuál de ellas ofrece las mayores ventajas.

En las tablas 5.2 y 5.3 se muestran los análisis hechos para determinar los costos anuales por bombeo de las alternativas 1, *Barranca y Periférico*, y 2, *Cortina y Camino*. Para ambos casos, tal como fue señalado en la sección 2.3, se consideró operar las bombas durante 18 h con el fin de evitar el elevado costo de la energía durante las horas pico.

Por otro lado, en las tablas 5.4 y 5.5 se presentan los respectivos resúmenes de los análisis de costos de inversión para infraestructura.

Tabla 5.2 Análisis de costo anual de bombeo de la alternativa 1 Barranca y Periférico. Se consideran 18 h de bombeo para eludir el elevado costo de las horas pico. $Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$

Costos de energía en alta tensión tarifa H - TL (Mar 2005) :		Datos de la Bomba		Datos de los Grupos Motor-Bomba		
Demanda facturable	91.7100 \$ kW	H, mca	528.16	No. de motores	5	
Costo en horario base	0.4938 \$ kW-h	Q, m ³ /s	2.77	Potencia por motor	18,098 Kw	
Costo en horario intermedio	0.5225 \$ kW-h	η	0.88	Consumo	17,178 Kw-h	
Costo en horario punta	1.5431 \$ kW-h	N, rpm	1190	Eficiencia	0.95	

Periodo	No. de Días	No. de Horas al año			Costo kilowatt - hora (\$)			TOTAL \$	Costo por bombeo (\$)
		Base	Intermedio	Punta	Base	Intermedio	Punta		
1 Feb - 5 Abr									
lunes-viernes	44.00	264	528		130.36	275.88	0.00	406.24	34,891,556.42
Sábado	10.00	70	110		34.57	57.48	0.00	92.04	7,905,249.23
domingo y festivo	11.00	190			93.82	0.00	0.00	93.82	8,058,216.38
6 Abr - 31 Jul									
lunes-viernes	82.00	410	1066		202.46	556.99	0.00	759.44	65,227,302.97
Sábado	16.00	96	192		47.40	100.32	0.00	147.72	12,687,838.70
domingo y festivo	18.00	324			159.99	0.00	0.00	159.99	13,741,379.50
1 Ago - 26 Oct									
lunes-viernes	61.00	366	732		180.73	382.47	0.00	563.20	48,372,385.04
Sábado	13.00	91	143		44.94	74.72	0.00	119.65	10,276,824.00
domingo y festivo	13.00	234			115.55	0.00	0.00	115.55	9,924,329.64
27 Oct - 31 Ene									
lunes-viernes	67.00	402	804		198.51	420.09	0.00	618.60	53,130,324.55
Sábado	13.00	104	130		51.36	67.93	0.00	119.28	10,244,779.06
domingo y festivo	17.00	306			151.10	0.00	0.00	151.10	12,977,969.53
Costo anual de energía eléctrica por Bombeo								287,438,155.03	
Costo anual por demanda facturable								0.00	
Total del costo anual de energía eléctrica por Bombeo								287,438,155.03	

Tabla 5.3 Análisis del costo anual de bombeo de la alternativa 2 Cortina y Camino.
Se consideran 18 h de bombeo para eludir el elevado costo de las horas pico. $Q_{dis} = 13.867 \text{ m}^3/\text{s}$

Costos de energía en alta tensión tarifa H - TL (Mar 2005) :		Datos de la Bomba		Datos de los Grupos Motor-Bomba		
Demanda facturable	91.7100 \$ kW	H, mca	527.64	No. de motores	5	
Costo en horario base	0.4938 \$ kW-h	Q, m ³ /s	2.77	Potencia por motor	18,098	Kw
Costo en horario intermedio	0.5225 \$ kW-h	η	0.88	Consumo	17,161	Kw-h
Costo en horario punta	1.5431 \$ kW-h	N, rpm	1190	Eficiencia	0.95	

Periodo	No. de Días	No. de Horas			Costo kilowatt - hora (\$)			TOTAL \$	Costo por bombeo \$
		Base	Intermedio	Punta	Base	Intermedio	Punta		
1 Feb - 5 Abr									
lunes-viernes	44.00	264	528		130.36	275.88	0.00	406.24	34,857,203.94
Sábado	10.00	70	110		34.57	57.48	0.00	92.04	7,897,466.12
domingo y festivo	11.00	190			93.82	0.00	0.00	93.82	8,050,282.66
6 Abr - 31 Jul									
lunes-viernes	82.00	410	1066		202.46	556.99	0.00	759.44	65,163,083.42
Sábado	16.00	96	192		47.40	100.32	0.00	147.72	12,675,346.89
domingo y festivo	18.00	324			159.99	0.00	0.00	159.99	13,727,850.43
1 Ago - 26 Oct									
lunes-viernes	61.00	366	732		180.73	382.47	0.00	563.20	48,324,760.00
Sábado	13.00	91	143		44.94	74.72	0.00	119.65	10,266,705.95
domingo y festivo	13.00	234			115.55	0.00	0.00	115.55	9,914,558.64
27 Oct - 31 Ene									
lunes-viernes	67.00	402	804		198.51	420.09	0.00	618.60	53,078,015.08
Sábado	13.00	104	130		51.36	67.93	0.00	119.28	10,234,692.56
domingo y festivo	17.00	306			151.10	0.00	0.00	151.10	12,965,192.07
Costo anual de energía eléctrica por Bombeo								287,155,157.75	
Costo anual por demanda facturable								0.00	
Total del costo anual de energía eléctrica por Bombeo								287,155,157.75	

En las dos tablas anteriores puede observarse una diferencia muy pequeña entre los totales del costo anual de energía eléctrica requerida para el bombeo en el acueducto. En tal diferencia la alternativa *1 Barranca y Periférico* resulta más costosa en \$ 282,997.28, lo cual implica una relación de sólo 0.1 % entre ambos casos.

Las tablas 5.4 y 5.5 puede observarse ya una significativa diferencia de costos entre las dos alternativas de trazo estudiadas, ya que mientras para la 1 el costo total de inversión en infraestructura es de \$ 1,765,314,363, para la alternativa 2 este monto asciende a los \$ 2,220,885,020. Lo anterior implica una importante diferencia de \$ 455,570,657, por lo cual, la alternativa 1 se presenta ya con una clara ventaja.

Finalmente, en la tabla 5.6 se presenta el resumen del análisis económico de las alternativas estudiadas para el acueducto Arcediano-Guadalajara. En ella se añade el costo anual de mantenimiento, el cargo anual de amortización de infraestructura y se calcula un valor indicativo del costo por metro cúbico bombeado durante los primeros 15 años de operación.

Tabla 5.4 Resumen del análisis de costos de inversión de la alternativa 1 Barraca y Periférico.

Nº	CONCEPTO	Unidad	Cant.	P.U.	Importe
1	PLANTA DE BOMBEO				\$ 875,242,891.96
1.1	EQUIPO DE BOMBEO				\$ 546,744,870.96
1.1.1	Bomba 2.77 m3/s X 528.16 m	pieza	6	\$ 26,299,000.00	\$ 157,794,000.00
1.1.2	Motor eléctrico 18098 KW	pieza	6	\$ 30,000,000.00	\$ 180,000,000.00
1.1.3	Accesorios	juego	6	\$ 2,467,676.67	\$ 14,806,060.00
1.1.4	Múltiples de succión y descarga	pieza	2	\$ 27,510,332.90	\$ 55,020,665.80
1.1.5	Sistema de enfriamiento	pieza	6	\$ 2,500,000.00	\$ 15,000,000.00
1.1.6	Valvulas de Seccionamiento	pieza	12	\$ 800,000.00	\$ 9,600,000.00
1.1.7	valvulas de Control	pieza	6	\$ 3,000,000.00	\$ 18,000,000.00
1.1.8	Juntas Mecanicas	pieza	12	\$ 400,000.00	\$ 4,800,000.00
1.1.9	Medidores de flujo	pieza	6	\$ 100,000.00	\$ 600,000.00
1.1.10	Instalacion	lote	1	\$ 68,343,108.87	\$ 68,343,108.87
1.1.11	Pruebas y puesta en servicio	lote	1	\$ 22,781,036.29	\$ 22,781,036.29
1.2	EDIFICIO DE PLANTA DE BOMBEO				\$ 29,215,000.00
1.2.1	Edificio	Cas Maq	1	\$ 26,715,000.00	\$ 26,715,000.00
1.2.2	Grúa viajera	pieza	1	\$ 2,500,000.00	\$ 2,500,000.00
1.3	CENTRO DE CONTROL DE MOTORES				\$ 118,000,000.00
1.3.1	Tableros de fuerza	pieza	1	\$ 40,000,000.00	\$ 40,000,000.00
1.3.2	Tableros de mando local	pieza	6	\$ 7,000,000.00	\$ 42,000,000.00
1.3.3	Arrancadores	pieza	6	\$ 6,000,000.00	\$ 36,000,000.00
1.4	SUBESTACIÓN ELÉCTRIC	Lote	1		\$ 95,000,000.00
1.5	LÍNEA DE TRANSMISIÓN	Lote	1		\$ 86,283,021.00
2	LÍNEA DE CONDUCCIÓN, PROTECCIÓN Y ACCESORIOS				\$ 591,477,893.62
2.1	TUBERÍA DE SUCCIÓN				\$ 24,836,147.59
2.1.1	Tubería de succión. Acero 140" de diámetro y 1 1/4" de espesor	m	300	\$ 82,787.16	\$ 24,836,147.59
2.2	TUNEL A ALTA PRESIÓN				\$ 51,561,567.07
2.2.1	Excavacion	m ³	14,147	\$ 1,000.00	\$ 14,146,651.11
2.2.2	fabricacion colado y curado de concreto	m ³	6,794	\$ 2,107.00	\$ 14,315,094.96
2.2.3	suministro y colocacion de acero de refuerzo	kg	1,358,813	\$ 17.00	\$ 23,099,821.00
2.3	Tubería de acero de 120" de diámetro y 1 1/4" de espesor	m	165	\$ 71,065.08	\$ 11,725,738.71
2.4	TRAMO A BAJA PRESIÓN				\$ 552,200,253.32
2.4.1	Tubería de acero de 120" de diámetro y 1" de espesor	m	9,733	\$ 56,734.85	\$ 552,200,253.32
2.5	PROTECCIÓN CATÓDICA	m	10,198	\$ 200.00	\$ 2,039,600.00
2.6	ACCESORIOS				\$ 676,154.00
2.5.1	Válculas VAEA	pieza	22	\$ 23,882.00	\$ 525,404.00
2.5.2	Desfogues	pieza	9	\$ 16,750.00	\$ 150,750.00
3	DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE TRANS.				\$ 81,000,000.00
3.1.1	Camaras de Aire	estructura	4	\$ 14,000,000.00	\$ 56,000,000.00
3.1.2	Tanque unidireccional	estructura	1	\$ 13,000,000.00	\$ 13,000,000.00
3.1.2	Torre de Oscilacion	estructura	1	\$ 12,000,000.00	\$ 12,000,000.00
4	CAMINOS,DERECHOS DE VIA Y AFECTACIONES				\$ 8,279,702.41
5	TANQUE DE REGULACION				\$ 116,887,538.04
5.1	Tanque de concreto de 225,000 m3	Estructura	1		\$ 116,887,538.04
6	ATRAQUES				\$ 21,555,292.50
6.1	fabricacion colado y curado de concre	m3	7875	\$ 1,437.53	\$ 11,320,548.75
6.2	suministro y colocacion de acero de re	kg	669375	\$ 15.29	\$ 10,234,743.75
7	OBRA DE TOMA	Estructura	1	\$ 19,309,477.07	\$ 19,309,477.07
	INVERSIÓN TOTAL				\$ 1,765,314,363

Tabla 5.5 Resumen del análisis de costos de inversión de la alternativa 1. Cortina y Camino.

Nº	CONCEPTO	Unidad	Cant.	P.U.	Importe
1	PLANTA DE BOMBEO				\$ 875,242,891.96
1.1	EQUIPO DE BOMBEO				\$ 546,744,870.96
1.1.1	Bomba 2.77 m3/s X 528.16 m	pieza	6	\$ 26,299,000.00	\$ 157,794,000.00
1.1.2	Motor eléctrico 18098 KW	pieza	6	\$ 30,000,000.00	\$ 180,000,000.00
1.1.3	Accesorios	juego	6	\$ 2,467,676.67	\$ 14,806,060.00
1.1.4	Múltiples de succión y descarga	pieza	2	\$ 27,510,332.90	\$ 55,020,665.80
1.1.5	Sistema de enfriamiento	pieza	6	\$ 2,500,000.00	\$ 15,000,000.00
1.1.6	Valvulas de Seccionamiento	pieza	12	\$ 800,000.00	\$ 9,600,000.00
1.1.7	valvulas de Control	pieza	6	\$ 3,000,000.00	\$ 18,000,000.00
1.1.8	Juntas Mecanicas	pieza	12	\$ 400,000.00	\$ 4,800,000.00
1.1.9	Medidores de flujo	pieza	6	\$ 100,000.00	\$ 600,000.00
1.1.10	Instalacion	lote	1	\$ 68,343,108.87	\$ 68,343,108.87
1.1.11	Pruebas y puesta en servicio	lote	1	\$ 22,781,036.29	\$ 22,781,036.29
1.2	EDIFICIO DE PLANTA DE BOMBEO				\$ 29,215,000.00
1.2.1	Edificio	Cas Maq	1	\$ 26,715,000.00	\$ 26,715,000.00
1.2.2	Grúa viajera	pieza	1	\$ 2,500,000.00	\$ 2,500,000.00
1.3	CENTRO DE CONTROL DE MOTORES				\$ 118,000,000.00
1.3.1	Tableros de fuerza	pieza	1	\$ 40,000,000.00	\$ 40,000,000.00
1.3.2	Tableros de mando local	pieza	6	\$ 7,000,000.00	\$ 42,000,000.00
1.3.3	Arrancadores	pieza	6	\$ 6,000,000.00	\$ 36,000,000.00
1.4	SUBESTACIÓN ELÉCTRIC	Lote	1		\$ 95,000,000.00
1.5	LÍNEA DE TRANSMISIÓN	Lote	1		\$ 86,283,021.00
2	LÍNEAS DE CONDUCCIÓN, PROTECCIÓN Y ACCESORIOS				\$ 800,469,728.95
2.1	TUBERÍA DE SUCCIÓN				\$ 25,581,232.02
2.1.1	Tubería de succión. Acero 140" de diámetro y 1 1/4" de espesor	m	309	\$ 82,787.16	\$ 25,581,232.02
2.2	TRAMO A ALTA PRESIÓN				\$ 426,022,753.77
2.2.1	2 Tuberías de acero de 72" de diámetro:				
	1"	m	800	\$ 34,148.11	\$ 27,318,488.00
2.2.2	2 Tuberías de acero de 99" de diámetro:				
	1 1/4"	m	2,426	\$ 58,692.06	\$ 142,386,937.56
	1"	m	1,016	\$ 46,953.65	\$ 47,704,908.40
	7/8"	m	1,040	\$ 41,084.45	\$ 42,727,828.00
	13/16"	m	3,792	\$ 43,745.94	\$ 165,884,591.81
2.3	TRAMO A BAJA PRESIÓN				\$ 345,969,089.15
2.3.1	Tubería de acero de 120" de diámetro y 1" de espesor	m	6,098	\$ 56,734.85	\$ 345,969,089.15
2.5	PROTECCIÓN CATÓDICA	m	10,935	\$ 200.00	\$ 2,187,000.00
2.6	ACCESORIOS				\$ 709,654.00
2.5.1	Válculas VAEA	pieza	22	\$ 23,882.00	\$ 525,404.00
2.5.2	Desfogues	pieza	11	\$ 16,750.00	\$ 184,250.00
3	DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE TRANSITORIOS				\$ 81,000,000.00
3.1.1	Camaras de Aire	estructura	4	\$ 14,000,000.00	\$ 56,000,000.00
3.1.2	Tanque unidireccional	estructura	1	\$ 13,000,000.00	\$ 13,000,000.00
3.1.2	Torre de Oscilacion	estructura	1	\$ 12,000,000.00	\$ 12,000,000.00
4	CAMINOS,DERECHOS DE VIA Y AFECTACIONES				\$ 276,242,681.74
5	TANQUE DE REGULACION				\$ 116,887,538.04
5.1	Tanque de concreto de 225,000 m3	Estructura	1		\$ 116,887,538.04
6	ATRAQUES				\$ 51,732,702.00
6.1	fabricacion colado y curado de concre	m3	18900	\$ 1,437.53	\$ 27,169,317.00
6.2	suministro y colocacion de acero de re	kg	1606500	\$ 15.29	\$ 24,563,385.00
7	OBRA DE TOMA	estructura	1	\$ 19,309,477.07	\$ 19,309,477.07
	INVERSIÓN TOTAL				\$ 2,220,885,020

Como valor del costo anual de mantenimiento se consideró el 5% del costo de los grupos motor-bomba, y para el cálculo del cargo anual de amortización de infraestructura se empleo la expresión siguiente:

$$CAAI = ITI * AA \quad (5.1)$$

donde:

- CAAI es el cargo anual de amortización de infraestructura
- ITI es el costo de la inversión total en infraestructura (ver tablas 5.4 y 5.5)
- AA es la amortización anual, que a su vez se calculó con la fórmula financiera:

$$AA = i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (5.2)$$

donde:

- i es la tasa de interés anual considerada en 8%
- n es el número de años de la amortización que fue considerado (15 años).

Tabla 5.6 Resumen del análisis económico de las alternativas 1, Barranca y Periférico, y 2, Cortina y Camino, para el Acueducto Arcediano-Guadalajara.

	Alternativa 1. Barranca y Periférico	Alternativa 2. Cortina y Camino
Planta de bombeo (\$)	\$ 875,242,892	\$ 875,242,892
Línea de conducción (\$)	\$ 591,477,894	\$ 800,469,729
Dispositivos para el control de transitorios. (\$)	\$ 81,000,000	\$ 81,000,000
Caminos, rampas, derechos y afectaciones. (\$)	\$ 8,279,702	\$ 276,242,682
Atraques (\$)	\$ 21,555,293	\$ 51,732,702
Túnel y/u obra de toma. (\$)	\$ 70,871,044	\$ 19,309,477
Tanque de regulación (\$)	\$ 116,887,538	\$ 116,887,538
COSTO TOTAL DE INVERSIÓN (\$)	\$ 1,765,314,363	\$ 2,220,885,020
Costo anual de mantenimiento (\$)	\$ 24,771,560	\$ 24,771,560
Costo anual de bombeo (\$)	\$ 287,438,155	\$ 287,155,158
Cargo anual de amortización de infraestructura (\$)	\$ 206,240,874	\$ 259,464,986
COSTO TOTAL ANUAL (\$)	\$ 518,450,589	\$ 571,391,704
COSTO POR m³ BOMBEADO	\$ 1.58	\$ 1.74

Como puede verse en la tabla anterior, la alternativa 1, *Barranca y Periférico*, resulta ser la más económica al permitir conducir cada m³ de agua hasta la planta potabilizadora San Gaspar a un costo de \$1.58, contra \$1.74 de la alternativa 2, *Cortina y Camino*. Lo anterior implica una franca ventaja económica

de la alternativa 1, permitiendo establecer a dicha opción como la que reúne las mejores condiciones para el diseño hidráulico del acueducto Arcediano – Guadalajara.

6. CONCLUSIONES

Con base en los trabajos y análisis presentados a lo largo de los capítulos que integran este *Estudio de alternativas para el diseño hidráulico del acueducto Arcediano-Guadalajara*, ha sido posible llegar a las siguientes conclusiones:

- Todas las alternativas planteadas y estudiadas en este trabajo se presentan como opciones hidráulicamente factibles, por lo que la determinación de la mejor de ellas se presenta como un problema económico.
- El arreglo del equipo de bombeo que mejor satisfizo las condiciones de consumo de energía eléctrica y los problemas de cavitación para la planta de bombeo es el 5+1 en paralelo, es decir, cinco equipos de bombeo más uno de reserva.
- Bombear con una sola planta de bombeo en el sistema implica una importante simplificación en el mantenimiento y la operación del acueducto, sin embargo, las presiones de trabajo en el múltiple de descarga resultan muy altas, por lo que para éste sitio se requiere de tuberías con espesores muy grandes.
- Del análisis en flujo estacionario se observa que la variación de los niveles de la presa no afecta la operación de las bombas seleccionadas, ya que en cualquier caso la CNPS requerida es proporcionada por el nivel de la presa.

- Debido a la amplia diferencia que existe en las tarifas que tiene la CFE para la venta de la energía eléctrica según el horario en que ésta sea consumida (horario base \$0.4938 kW-h, horario intermedio \$0.5225 kW-h y horario pico \$1.5431 kW-h), efectuar el bombeo del volumen que se requiere durante 18 h al día permite evitar consumir energía durante las horas pico, lográndose con esto un importante ahorro en el costo de bombeo.
- Al bombear durante 18 h/día se deberá tener un perfecto control en el horario de los arranques y paros de los grupos motor-bomba, ya que cualquier operación fuera de los tiempos establecidos aumentaría los costos por consumo de energía eléctrica, en particular si dicho exceso ocurriera en periodos punta.
- De los análisis económicos, la alternativa 1, *Barranca y Periférico*, ha resultado la más interesante y puede ser seleccionada como la que ofrece mayores ventajas, ya que al tiempo que es totalmente factible hidráulicamente, con ella es posible conducir el agua hasta la Planta Potabilizadora San Gaspar al menor costo: \$1.58 por cada m³; contra 1.74 \$/m³ que ofrece la alternativa 2. *Cortina y Camino*.
- Para la alternativa seleccionada: 1, *Barranca y Periférico*, con la instalación de una batería de 4 cámaras de aire 3.45 m de diámetro y 13.42 m de altura en el cadenamamiento 1+300, un tanque unidireccional de 12 m de diámetro y 24 m de altura en el cadenamamiento 3+400, y una torre de oscilación de 7 m de diámetro y 15 m de altura en el cadenamamiento 10+000; se evitan los problemas que pueden ser causados ante la eventual presentación de un fenómeno transitorio hidráulico.

BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, F., Fundamentos de hidrología de superficie. Editorial Limusa, undécima edición, México, 2003.

Carmona, L., Sistema de simulación de transitorios hidráulicos en tuberías a presión. Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, 199 .

César, E., Abastecimiento de agua potable, V.1, F.I., UNAM, México, 1994.

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Análisis de factibilidad para el abastecimiento de agua a la Zona Conurbada de Guadalajara. Jalisco, 2002.

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Estudio hidrológico y disponibilidad de agua superficial en la cuenca del río Verde. Jalisco, 2002.

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Estudios y proyectos de topografía y geología de boquilla y vaso de los sitios Arcediano y Loma Larga. Jalisco, 2002.

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Evaluación técnica-económica de los sitios Arcediano y Loma Larga en los municipios de Guadalajara y Tepatitlán de Morelos, Jalisco. Jalisco, Diciembre de 2002.

Comisión Federal de Electricidad, Adecuación del estudio hidrológico. Estudio hecho para la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Noviembre de 2003.

Comisión Federal de Electricidad, Anteproyecto para Arcediano. Análisis preliminar para determinar el tipo de presa. Estudio hecho para la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de Jalisco, Noviembre de 2003.

Comisión Federal de Electricidad. Manual de diseño de obras civiles. Hidrotecnia, Hidráulica. México, 1982.

Comisión Nacional del Agua, Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, V.1 Planeación. México, 2001.

Comisión Nacional del Agua, Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, V.2 Proyectos de agua potable, alcantarillado, potabilización y tratamiento. México, 2001.

Chaudhry, H., Applied hydraulics transients. Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1979.

Chicurel, R., León, J., López, R., Rodal, E., Sánchez, A., Diseño, selección y aplicación de equipos de bombeo. F.I. UNAM, México 2002.

Gardea, H., Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo. Trillas, 1a. Edición. México, 1992.

Guarga Fierro, R., Sánchez Bribiesca, J. L., Carmona Paredes, R., Aguilar Moreno, L., Diseño y operación hidráulicos de conductos de agua a presión. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1985.

Guarga, R., Abreu, J., Izquierdo, J., Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Universidad de Coimbra, Universidad de la república oriental de Uruguay, Universidad de Valencia. 1a. Edición, España, 1995.

Karassik, J., Carter, R., Bombas centrífugas. Selección, operación y mantenimiento. C.E.C.S.A., 1980.

Mobayed, N., Análisis de cámaras de aire como dispositivos de protección en tuberías a presión. Tesis de maestría, DEPI, UNAM. México, 1986.

Mott, R., Applied Fluid Mechanics. Prentice Hall Career & Technologies, 4a. Edición, New Jersey, 1996.

Ramos, S., Recuperación de la capacidad de conducción en tuberías a presión. Tesis de maestría, DEPI, UNAM, 2002.

Sánchez, A., Análisis teórico - experimental de las presiones causadas por separación de columna. Tesis de maestría, DEPI, UNAM. México, 1997.

Sotelo, G., Hidráulica General V.1. Limusa, México, 2002.

Streeter, V., Wylie, E., Mecánica de fluidos. Mc Graw Hill, 9a. Edición, 1999.