



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

152

“ Estudio para el abastecimiento futuro de agua potable de Ciudad Victoria, Tamaulipas ”

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A:

ABELARDO PENICHE TIZNADO

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

		Pág.
1.	INTRODUCCION	1
1.1	<u>Antecedentes</u>	2
1.2	<u>Objetivos</u>	3
1.3	<u>Area de Estudio</u>	4
1.4	<u>Recabación de Información</u>	6
2.	SISTEMA ACTUAL	8
2.1	<u>Fuentes</u>	8
2.2	<u>Captación</u>	8
2.3	<u>Conducción</u>	11
2.4	<u>Regularización</u>	11
2.5	<u>Distribución</u>	13
2.6	<u>Demandas Actuales</u>	14
3.	ANALISIS DE LAS DEMANDAS Y OFERTAS FUTURAS	15
3.1	<u>Demandas</u>	15
3.1.1	Area urbana	15
3.1.2	Población futura	15
3.2	<u>Ofertas</u>	16
3.2.1	Posibilidades	16
3.2.2	Sistema Sur	18
3.2.3	Sistema Norte	19
3.2.4	Acueducto Vicente Guerrero	20
3.3	<u>Comparación entre la oferta y la demanda</u>	21
4.	ALTERNATIVAS DE ABASTECIMIENTO	25
4.1	<u>Análisis Preliminar</u>	25
4.2	<u>Alternativas de Conducción Propuestas</u>	27
4.3	<u>Costos y Selección de Alternativas</u>	29
4.4	<u>Anteproyecto Preliminar de la Obra de Toma, Conducción, Caminos y Plantas de Rebombeo</u>	35
4.5	<u>Estudio del Sitio de Entrega</u>	39

5.	ANTEPROYECTO DE LAS OBRAS	48
5.1	<u>Trabajos de Campo</u>	48
5.2	<u>Conducción</u>	49
5.3	<u>Caminos</u>	55
5.4	<u>Obra de Toma</u>	58
5.4.1	Anteproyecto funcional	60
5.4.2	Anteproyecto estructural	62
5.4.3	Anteproyecto mecánico	65
5.4.4	Anteproyecto eléctrico	68
5.5	<u>Plantas de Rebombeo</u>	70
5.5.1	Anteproyecto funcional	71
5.5.2	Anteproyecto arquitectónico	73
5.5.3	Anteproyecto estructural	74
5.5.4	Anteproyecto mecánico	77
5.5.5	Anteproyecto eléctrico	79
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	86

El abastecimiento de agua potable es un problema que actualmente se presenta en varias ciudades del país como son las Areas Metropolitanas de las Ciudades de México, Guadalajara, Monterrey y Tijuana, las Capitales de los Estados, los Puertos Industriales, y otros centros de población, motivado por incrementos fuertes de la población (interno y migración), aunado a un crecimiento en su desarrollo industrial.

La consecuencia a lo anterior es el aumento en los caudales requeridos para surtir las demandas de agua potable tanto domésticas como industriales y las fuentes para abastecerlos son cada vez mas lejanas.

Ciudad Victoria ha venido sufriendo año con año escasez de agua en la época de estiaje, pero el problema se ha agravado por el aumento de la población y el sistema de distribución ha sido ampliado a las nuevas colonias sin contar con agua suficiente lo que provoca un mal servicio.

Ciudad Victoria es cabecera del Municipio del mismo nombre y Capital del Estado de Tamaulipas, es actualmente una población de tamaño medio, su crecimiento histórico desde 1950 ha sido 5% anual aproximadamente y se estima que este se mantendrá durante el decenio 1980-1990, puesto que Ciudad Victoria se encuentra entre los centros de población prioritarios definidos en el Plan Nacional de Desarrollo Urbano (PNDU), además su ubicación geográfica la hace punto de enlace entre dos zonas prioritarias (PNDU) que son Tampico-Ciudad Madero y Monterrey por lo que se puede esperar un corredor industrial entre dichas zonas.

La Comisión del Plan Nacional Hidráulico en el estudio "Alternativas de Abastecimiento de Agua a Ciudad Victoria, Tamps." planteó como mejor posi-

bilidad la de aprovechar los volúmenes almacenados en la Presa Vicente Guerrero, "Las Adjuntas", construida sobre el Río Soto La Marina.

El presente trabajo se enfocó en el análisis de las alternativas y en el anteproyecto preliminar del acueducto que conducirá el agua de la Presa Vicente Guerrero a la población de Ciudad Victoria.

1.1 Antecedentes

El abastecimiento de agua potable a Ciudad Victoria en la actualidad se realiza de un aprovechamiento subterráneo, éste caudal es obtenido de tres manantiales y una galería filtrante localizados al SW de la ciudad en una zona denominada "La Peñita", en las márgenes del Río San Marcos; para complementar la demanda durante el estiaje se cuenta con pozos en la ciudad y zonas aledañas. Debido al crecimiento de la población, que para 1980 se estimó 140 000 habitantes, los cuales requieren de un gasto medio de 486 lps (si se toma una dotación de 300 lts/hab/día), y que en épocas de estiaje el caudal de las fuentes se reduce a 314 lps, se han presentado grandes volúmenes faltantes en el suministro de agua.

Por lo anterior tanto la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos - como la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, han realizado estudios y proyectos para aumentar la captación de acuíferos subterráneos.

LA SARH conectará próximamente la Línea Sur, la cual consta de dos pozos con caudal de 50 lps; además, ésta misma Secretaría, al norte del municipio de Victoria y en el de Gomez realiza aforos en tres pozos que aportarán aproximadamente 200 lps, y realiza estudios en otros dieciséis de los que se estima obtener un total de 300 lps.

Por su parte la SAHOP realiza un proyecto paralelo en la zona norte con on ce pozos estimando obtener 150 lps.

Con la incorporación de éstas fuentes al sistema se podrá cubrir la deman- da, a corto plazo, en el suministro a la ciudad, sin embargo la captación de éstos aprovechamientos se hace desviándolos de otros usos tan importan- tes como al que se destinan, siendo por ejemplo el riego agrícola además que la ubicación de estos pozos es cada vez más lejana.

La Presa Vicente Guerrero, construida con objeto de regular las avenidas del Río Soto La Marina y de aprovechar estos volúmenes en la zona de riego del mismo nombre además de destinar 5 m³/s para el abastecimiento de agua a la Ciudad de Monterrey, ha venido presentando volúmenes excedentes debi- do que las láminas de riego de proyecto han resultado mayores a las lámi-- nas reales, por lo que estos volúmenes se pueden usar para el abastecimiento de agua a Victoria.

1.2 Objetivos

Los objetivos del presente estudio, como para toda obra civil, son que el acueducto tenga un funcionamiento adecuado al menor costo posible.

Para cumplir con ello será necesario proponer varias soluciones técnicas para el suministro de agua en bloque a Victoria, definiendo esquemáticamente los componentes de cada una de las alternativas de solución propuestas.

Se analizarán todas las alternativas para conocer su funcionamiento y obtener los costos de construcción y operación, seleccionando así la mejor al- ternativa.

Para la alternativa seleccionada se realizarán los estudios básicos (Topo-

grafía y Geotécnia) y el anteproyecto preliminar de las obras que la forman.

1.3 Area de Estudio

El área de estudio comprende a Ciudad Victoria, el vaso de la Presa Vicente Guerrero y la zona que queda limitada por estas últimas, por donde se localizarán las alternativas de conducción.

Ciudad Victoria es cabecera municipal y capital del Estado de Tamaulipas, sus coordenadas geográficas son 23° 44' de latitud norte y 99° 07' de longitud oeste, su altitud media con respecto al nivel del mar es de 326 m.

El municipio de Victoria se localiza en la porción Sudoccidental de la región central del estado, limita al Norte con el municipio de Güemez, al Sur con el de Llera de Canales, al Oriente con los municipios de Villa de Casas, Llera de Canales y Güemez y al Poniente con el municipio de Jaumave. Ciudad Victoria se localiza en el Valle Fluvial del Río San Marcos, afluente del Río Corona y éste a su vez del Soto La Marina de la vertiente del Golfo de México.

Los servicios educativos con que cuenta Ciudad Victoria son escuelas primarias, secundarias, preparatorias, escuelas técnicas y la Universidad del Estado.

Los servicios urbanos con que cuenta son: agua potable, alcantarillado, alumbrado, calles pavimentadas, banquetas, parques y jardines, en su mayoría estos servicios se encuentran en el centro de la ciudad, cuenta con instalaciones médicas de las principales instituciones de asistencia del país.

En cuanto a vías de comunicación, básicamente la red de caminos que inter-

comunican a Ciudad Victoria son las carreteras federales y estatales a Monterrey, Reynosa, Matamoros, Tampico, Soto La Marina y San Luis Potosí. Rutas ferroviarias Monterrey-Tampico. Cuenta con aeropuerto y con comunicación telefónica, telegráfica y oficina postal.

El clima del municipio de Victoria es semicálido, subhúmedo y semiárido, - la temperatura máxima promedio es de 29.70° C y la mínima de 17.8° C, presenta un régimen de lluvias moderadas en el verano y principios de otoño - siendo la precipitación media anual de 760.4 mm con variaciones mensuales que van de 0 a 50 mm de enero a abril y de 50 a 260 mm de mayo a septiembre, los vientos predominantes son de sureste a noreste.

La topografía de la zona de estudio no es uniforme, siendo las partes occidental y suroccidental elevadas y montañosas, hacia el oriente se presenta un plano inclinado cuyo nivel con respecto al mar no es muy elevado.

El área tiene en su mayor parte cultivos de temporal y pastizales aunque - hay pequeños núcleos de riego. Solo existen pequeñas poblaciones siendo las más importantes: Villa de Casas sobre el camino a Soto La Marina, Güemez en el camino a Matamoros y Nuevo Padilla en las cercanías del vaso de la Presa.

La Presa Vicente Guerrero construida por la Secretaría de Recursos Hidráulicos tienen por objeto aprovechar los escurrimientos del Río Soto La Marina en el riego de 42 000 ha de terrenos del Valle de Jiménez, en la margen derecha de dicha corriente y también para el control de las avenidas de la misma, además se tiene un estudio para complementar el abastecimiento de la ciudad de Monterrey tomando 5 m³/seg para este fin.

La cuenca de la presa tiene una extensión de 14 363 km² ubicados principalmente en el Estado de Tamaulipas y hacia el NW una pequeña zona en Nuevo León; el escurrimiento medio anual en la cuenca es de $982 \times 10^6 \text{ m}^3$.

La Presa Vicente Guerrero se localiza aproximadamente a 54 km al noreste de Ciudad Victoria, en la boquilla denominada "Las Adjuntas", consta de una cortina de tierra y materiales graduados de 455 m de longitud y 63 m de altura desde la cimentación, la corona esta a la elevación 148.00 m y el NAME en la 144.04 m disponiendo de un bordo libre de 3.96 m; la capacidad al NAME es de $5 498 \times 10^6 \text{ m}^3$, la elevación del NAMO es de 140.44 m con una capacidad de 3 911 x 10⁶ m³, siendo la capacidad de superalmacenamiento 1 587 x 10⁶ m³, capacidad util 3 839 x 10⁶ m³ y capacidad muerta 72 x 10⁶ m³.

La obra de excedencias consiste de un vertedor de cresta recta ligado a la cortina, provisto de 5 compuertas radiales de 8.00 x 11.60 m con umbral a la elevación 131.00 m controladas desde un puente de operación que sirve de comunicación con la ladera izquierda del río. Para la avenida de diseño se encontró un gasto máximo de pico de 22 000 m³/s, descargando un caudal regularizado de 3 100 m³/s.

La presa tiene dos obras de toma, ambas ubicadas en la margen izquierda, una toma alta y la otra baja que fué la obra de desvío durante la construcción.

1.4 Recabación de Información

La información necesaria para la elaboración de este trabajo (planos, estudios e información relativa a la zona de estudio) fué obtenida tanto en -

oficinas gubernamentales de la Ciudad de México como en Ciudad Victoria.

La información más importante en que se apoyo el presente trabajo fué:

Cartas topográficas editadas por DETENAL, cartas Geológicas del Estado de Tamaulipas (UNAM), planos generales y levantamiento topográfico del vaso - "Las Adjuntas", informe de "Alternativas de Abastecimiento a Ciudad Victoria" (SARH), "Informe de Agua Potable de Ciudad Victoria" (SAHOP), Plano - de Ciudad Victoria escala 1:10 000, Infraestructura actual: red de distribución, No. de tomas domiciliarias, hidrantes y administración del servicio.

Se realizó un recorrido en la zona de estudio visitándose los diferentes si tios posibles de localización de la obra de toma en el Vaso de la Presa y - las diferentes alternativas de trazo.

En Ciudad Victoria se visitaron las obras que forman parte del sistema de - abastecimiento actual estas son las obras de captación, conducción, regula- ción y distribución.

2. SISTEMA ACTUAL

En el presente capítulo se hace una descripción de las fuentes de abastecimiento y de las obras que forman el sistema de agua potable actual de la ciudad.

2.1 Fuentes

La fuente tradicional y más importante la constituyen los manantiales que afloran en la zona denominada "La Peñita" ubicada a 4 km al sureste de la ciudad, a la salida del Río San Marcos del cañón del Novillo, además se cuenta con una galería filtrante bajo dicha corriente.

Para complementar la demanda de la población durante el estiaje, se cuenta con varios pozos perforados dentro del área de la ciudad los que se ponen en operación según va siendo necesario.

El caudal que se obtiene de dichas fuentes en el estiaje es de 314 lps, -- siendo 222 lps provenientes de "La Peñita" y el resto de los pozos.

2.2 Captación

Las captaciones en operación ubicadas en la zona de "La Peñita" son las siguientes:

Manantial "La Boya"

Emerge de una caverna en la margen izquierda del Río San Marcos, en mantos de roca caliza fracturada, cuenta con una tanquilla que evita se mezclen las aguas turbias del río con las claras, propias del manantial, las cuales se conducen a una caja colectora por medio de una tubería de fierro fundido de 350 mm (14"), disponiéndose en ella de una válvula de secciona-

miento de igual diámetro.

Manantial "San Marcos"

Se localiza en la margen derecha del Río San Marcos, siendo captado con una presa baja de mampostería con una losa de concreto que cubre el afloramiento, cuenta con cercado para su protección. Su aportación es comparado con los demás, la de mayor caudal.

Manantial "El Alamo"

Aflora en un derrame secundario en la margen derecha del río San Marcos, para su protección cuenta con una caja de concreto armado. La conducción del manantial a la caja colectora es a través de una tubería de fierro fundido de 250 mm (10") de diámetro con una válvula de seccionamiento de igual diámetro. Esta captación ha sido ampliada, construyendose una conducción de las mismas características que la anterior.

Las tres captaciones anteriores funcionan a gravedad.

Galería Filtrante. Está construida bajo el lecho del Río San Marcos donde se colocó longitudinalmente al mismo, es una tubería de concreto ranurado que descarga a un cárcamo de donde se bombea hacia la caja colectora.

En la época de estiaje, conforme según se vaya requiriendo, se ponen en operación los pozos perforados en la zona urbana, dichos pozos son los siguientes:

"Las Comas No. 1"

Se localiza en la margen izquierda del Río San Marcos a 125 m aguas arriba del puente de la carretera a Tula, opera aproximadamente unos 60 días al año.

"Hogar del Niño"

Se localiza dentro de las instalaciones del mismo nombre, en la elevación 356 m. Este equipo opera 60 días al año, su caudal se inyecta directamente a la red.

"Las Adelitas No. 1"

Se encuentra en la zona noroeste de la ciudad en el predio conocido como Huerta Las Adelitas, opera aproximadamente 60 días al año, se inyecta directamente a la red por medio de una tubería de 200 mm (8") de diámetro.

"7 de Noviembre"

Localizado en el predio ejidal 7 de Noviembre con elevación 339 m opera 40 días anuales, su gasto es inyectado a la red.

"Cañón del Novillo"

Se localiza dentro del cañón del mismo nombre, su aportación es la más importante.

"Arce"

Localizado entre las calles Oaxaca y Zacatecas a la salida de la ciudad por la carretera a Monterrey.

Como se menciona anteriormente, en la época de estiaje la zona de "La Peñita" tiene una capacidad firme de 222 lps, proporcionando durante por lo menos 7 meses del año un caudal superior a 500 lps. (según COAPA)

Es de notoria importancia señalar el mal estado en que se encuentran la mayoría de las obras de captación aquí descritas, aunque se cuenta con obras de protección y control.

2.3 Conducción

Existe un acueducto antiguo de concreto sobre base de mampostería, con diámetro regular entre 75 y 85 cm. Se inicia en una caja colectora a la cual llegan las tuberías provenientes de la galería filtrante y de la caja colectora de los manantiales en la zona de captación "La Peñita" y termina en el tanque de regularización de la Zona Alta. Tiene una longitud aproximada de 2000 m y en el largo de toda ella presenta varias fracturas, lo que ocasiona pérdidas del agua.

Paralelo a este acueducto se ha construido otro de asbesto-cemento clase A-5 de 500 mm (20") de diámetro, con el fin de sustituir al anterior y que se pondrá en funcionamiento próximamente.

Se cuenta con una línea que conduce las aguas del pozo "Las Comas No. 1" al tanque de la zona alta, está formado por tubería de asbesto-cemento clase A-5 de 200 mm (8") de diámetro con una longitud de 688 m.

Los tanques de la zona alta y baja se encuentran interconectados por una conducción de asbesto-cemento clase A-7 de 400 mm (16") de diámetro y una longitud de 1760 m.

2.4 Regularización

Existe en el sistema una capacidad de regularización de 5000 m³, la cual se distribuye de la siguiente manera:

Tanque de la Zona Alta	2000 m ³
Tanque de la Zona Baja	3000 m ³

El primero localizado en la colonia Tamatán, construido hace 40 años, cuyo

desplante se localiza en la cota 383.66 msnm, abastece la parte alta de la Ciudad. El segundo a un costado del club particular Cofrades en la colonia del Maestro, construido en 1975, su desplante se localiza en la cota 355 msnm, éste abastece la parte baja de la población. Ambos superficiales construidos de mampostería de piedra, con losas de piso y techo de concreto reforzado.

Por los proyectos a corto plazo para el abastecimiento de agua a la ciudad se hace necesario la ampliación de la regularización en el sistema construyéndose los siguientes tanques:

Ampliación del tanque de la Zona Alta	2000 m ³
Tanque de la nueva Zona Baja	3000 m ³
Tanque Luis Echeverría	500 m ³

El segundo localizado en el fraccionamiento de los trabajadores de la Junta Local de Caminos, dará servicio a la parte más baja de la ciudad. Tanque superficial de concreto reforzado en su totalidad con cota de desplante en la 335 msnm.

El tanque Luis Echeverría se encuentra en la colonia del mismo nombre su nivel de desplante se localiza en la cota 450 msnm, su construcción es de mampostería de piedra con losas de piso y techo de concreto reforzado.

Estos tanques suman una capacidad de 5 500 m³ que entrarán en funcionamiento en un futuro inmediato, contando así el sistema con una capacidad de regularización de 10 500 m³.

Las aguas provenientes de "La Peñita" y el pozo "Las Comas No. 1" son de buena calidad, únicamente requieren de cloración la cual se efectúa en el tanque de la Zona Alta.

El sistema de distribución opera por zonas, actualmente son dos (Zona Alta y Zona Baja). En la parte más antigua de la ciudad, la red es de fierro fundido, siendo la ampliación de esta de asbesto-cemento y una pequeña parte de P.V.C. Los circuitos principales de la red, están formados por tuberías desde 350 mm (14") hasta tuberías de 150 mm (6") de diámetro. Las tuberías de relleno son en su gran mayoría de 75 mm (3") de diámetro habiendo un pequeño porcentaje de 100 mm (4").

El estado en que se encuentra la red se puede catalogar de la siguiente manera, 35% de la red se encuentra en mal estado, 15% de la tubería es semi-nueva y nueva el 50%. En cuanto a las válvulas tan solo el 30% se encuentra en buen estado.

Se observa un incorrecto funcionamiento de la red, dado que consiste en ampliaciones partiendo del centro de la ciudad hacia las partes nuevas.

Dado el marcado desnivel topográfico que se presenta entre las Zonas Alta y Baja de la ciudad, debido a la expansión del área urbana hacia la Zona Baja, se pretende seccionar en tres zonas Alta, Media y Baja.

En la actualidad Ciudad Victoria cuenta con 16108 tomas domiciliarias, todas con medidor, además existen 5 hidrantes públicos.

Aceptando la información proporcionada por COAPA el 60% de la población se abastece por medio del sistema con una dotación de 350 lts/hab/día y el 40% restante se abastece por otros medios con una dotación estimada de 50 lts/hab/día. Para comprobarse se procesó la información relativa a los volúmenes de producción y facturados para los años 1979 y 1980 y considerando que el sistema tiene una eficiencia del 75% se determinó que la dotación suministrada fué del orden de 280 lts/hab/día.

Con estos datos es posible obtener el gasto medio diario demandado por la población para el año 1981.

$$De \quad Q_m = (Población \times Dotación) / 86\,400 \text{ (lts/seg)}$$

$$Q_m = \frac{0.6 \times 155\,000 \times 350}{86\,400} + \frac{0.4 \times 155\,000 \times 50}{86\,400}$$

$$Q_m = 376.7 + 35.9$$

$$Q_m = 412.6 \text{ lts/seg}$$

o bien con la dotación obtenida de 280 lts/hab/día el gasto es de:

$$Q_m = 301.4 + 35.9$$

$$Q_m = 337.3 \text{ lts/seg.}$$

El área urbana actual, básicamente, está delimitada por el libramiento carretero para el tránsito pesado, aunque existen algunos fraccionamientos y colonias fuera de él, principalmente en el Oeste y Norte de la ciudad. Actualmente se tiene un área urbana de 3 065 ha. Considerando dicha área y la población para el año de 1981, se tiene una densidad de población media de 50 hab/ha.

3. ANALISIS DE LAS DEMANDAS Y OFERTAS FUTURAS

El análisis para las demandas y ofertas futuras se hará para un horizonte de 30 años (1980-2010).

3.1 Demandas

Para la obtención de los gastos demandados se consideraron las siguientes dotaciones y características.

Dotación Urbana. La dotación urbana se fijó en 300 lts/hab/día para la población que cuenta con el servicio de la red de distribución y de ----- 50 lts/hab/día para aquella fracción que se abastezca por otros medios, además se estableció que el porcentaje de la población que cuenta con el servicio se incrementará del 60% a un máximo del 95% en 10 años.

Dotación industrial. De la información recopilada se tiene conocimiento que se está realizando un estudio para la creación de un Parque Industrial, en cuya primera etapa se considera dotar de la infraestructura necesaria un área de 15 hectáreas, destinadas al desarrollo de la pequeña y mediana industria. La dotación se fijó en 2 lts/seg/ha , además el incremento del área industrial a 105 hectáreas en 20 años.

3.1.1 Area Urbana Futura

La tendencia de crecimiento del Area Urbana de Ciudad Victoria tendrá su mayor porcentaje hacia las partes bajas, esto es, hacia el Norte y Noreste, entre la vía de ferrocarril a Monterrey y la carretera a Matamoros.

3.1.2 Población Futura

En la información recopilada se obtuvieron predicciones de población para -

Victoria las cuales fueron obtenidas por los métodos aritmético, geométrico, tendencia histórica, porcentaje uniforme de crecimiento e interés compuesto y por los criterios del Plan Nacional Hidráulico y del Plan Nacional de Desarrollo Urbano, definiéndose estas últimas predicciones como la baja y la alta respectivamente para este estudio.

Teniéndose con lo anterior todas las variables para conocer gastos medios - anuales demandados los cuales se muestran en la tabla 3.1 para las dos predicciones de población.

3.2 Ofertas

Como primer punto dentro de las ofertas se hará mención de las alternativas de abastecimiento de agua a Ciudad Victoria, posteriormente se describirán las fuentes seleccionadas para cubrir las demandas.

3.2.1 Posibilidades

Dentro de las opciones que fueron indentificadas se tienen dos presas construidas: Pedro J. Mendez y Vicente Guerrero, además dos presas de proyecto: Progreso y Juan Capitán, por último se localizó un vaso en la cuenca del Río Guayalejo, situado sobre el Río Chihue.

A continuación se presentan las características de cada una de las alternativas.

Presa Pedro J. Mendez

Esta presa se localiza en la parte alta del río San Juan, en el municipio de Hidalgo a unos 8 km de la población de Puerto de Valles, la capacidad de la presa es de 35 Mm³, su finalidad es para riego, del análisis hidrológico se encontro que se puede derivar 1 m³/seg con fines de abastecimiento, con las

afectaciones a los usuarios de esta presa cuya zona de riego se encuentra en plena expansión y los problemas de tipo social generados al adoptar esta alternativa, serían muy importantes.

Presa Vicente Guerrero

Localizada a 54 km al Noreste de Ciudad Victoria, entre sus objetivos se encuentran también el del riego, su almacenamiento al NAMO es de 3911 Mm³. En su operación se han presentado excedentes por lo que es factible derivar 2 m³/seg con fines de abastecimiento de agua. Como inconvenientes que puede presentar esta alternativa consisten en la alta carga de bombeo a vencer, así como el tratamiento que deba de proporcionársele al agua para su consumo.

Presa El Progreso

El sitio del proyecto el Progreso se encuentra localizado en la parte alta del Río Purificación, sobre el arroyo El Alamo. En este sitio la presa tendría 26 Mm³ de capacidad y un desnivel de 150 m por abajo de Victoria. Este proyecto contempla el doble propósito de aprovechamiento del agua para uso agrícola y doméstico. Del funcionamiento de vaso se obtuvo que se podría obtenerse un caudal de 0.6 m³/seg distando de Ciudad Victoria 50 km.

Presa Juan Capitán

Este vaso está localizado sobre el arroyo Juan Capitán al Sur de Ciudad Victoria y cerca de la carretera que une esta ciudad con Ciudad Mante, aproximadamente a 12 km de la primera, su capacidad sería de 17 Mm³, de los datos que se generaron se encontró con poca confiabilidad que se puede obtener 260 lps para el abastecimiento de agua.

Este proyecto presenta inconvenientes en lo relacionado con la geología del vaso.

Presa El Chihue.

Se identificó un vaso sobre el Río Chihue, una de los afluentes más importantes del Río Guayalejo. El vaso se localiza cerca de la carretera de Ciudad Victoria-Tula con una capacidad de 300 Mm³, se puede derivar 1 m³/seg para Ciudad Victoria.

El principal inconveniente de esta alternativa es que se tiene que cruzar el parteaguas de los ríos Soto La Marina y Guayalejo, con lo que se incrementa en forma considerable la carga de bombeo, a pesar que la distancia entre el vaso y Ciudad Victoria es solo de 38 km.

Del análisis de las conducciones de los proyectos a Ciudad Victoria así como de los costos de las mismas la mejor alternativa resultó tomar el agua de la Presa Vicente Guerrero.

3.2.2 Sistema Sur

Es un aprovechamiento desarrollado por la SARH para aumentar el caudal de abastecimiento a Ciudad Victoria, se localiza al sureste de la ciudad dentro de la Quinta Santa Cecilia. El proyecto original contemplaba una batería de 4 pozos pero se encontró problemas de contaminación en 2 de ellos por lo que el caudal obtenido del sistema es tan solo de 50 lps repartidos en:

Pozo	Gasto Aforado
Santa Cecilia 1	20 lps
Tirón Parejo	30 lps

Estos pozos se encuentran ya contruidos y equipados, descargan a un tanque de rebombeo en donde se inicia la conducción ya instalada que corre paralelo al camino de Ciudad Victoria-Tampico y se conecta directamente a la red.

3.2.3 Sistema Norte

Este segundo proyecto de la SARH tiene su área de estudio en el norte de la ciudad en los municipios de Victoria y Güemez, es al igual que el Sistema Sur un aprovechamiento de tipo subterráneo que consiste de 16 pozos de los que 3 se encuentran construidos y aforados, los demás se encuentran en estudios; y son:

Pozo	Gasto Aforado
San Cayetano No. 1	52.18 lps
Refugio No. 2	35.37 lps
Tierra Nueva No. 3	108.00 lps
Caballeros Nos. 1, 2, 3 y 4	
San José de las Flores Nos. 1 y 2	
Conafrut No. 1	
El Progreso No. 1	
Miraflores Nos. 1 y 2	
Acatlán Nos. 1, 2 y 3	

El gasto que se estima se producirá es de 300 lps. La conducción de este sistema se llevará paralela al camino Ciudad Victoria-Monterrey teniendo una longitud aproximada de 23 km, existiendo un desnivel de 170 m.

Las aportaciones de los sistemas La Peñita, Norte y Sur tan solo cubren las demandas de Victoria a corto plazo, necesitándose para el mediano y largo plazo de una o varias fuentes para cubrir el incremento de la demanda siendo ésta la de la Presa Vicente Guerrero.

Como ya se comentó anteriormente, la mejor alternativa de abastecimiento para Ciudad Victoria por su menor costo y mayor caudal disponible fué la de la Presa Vicente Guerrero.

Para aprovechar el agua almacenada en la Presa Vicente Guerrero serán necesarias obras de captación, conducción, regulación y tratamiento, las que se describirán en el capítulo siguiente, con las que la aportación de este sistema ($2 \text{ m}^3/\text{s}$) se entregarán para su distribución.

Para conocer los niveles que se espera tener en el vaso se realizó una simulación de su funcionamiento basado en la ecuación de continuidad expresada de la siguiente manera:

$$VA_{i+1} = VA_i + VEN_{i+1} - VE_{i+1} - VD_{i+1} - VAP_{i+1}$$

donde:	VA_{i+1}	Volumen almacenado en el mes en estudio
	VA_i	Volumen almacenado en el mes anterior
	VEN_{i+1}	Volumen de entrada en el mes (escurrimiento - volumen derivado aguas arriba de la presa)
	VE_{i+1}	Volumen de evaporación neta en el mes en estudio (evaporación-lluvia)
	VD_{i+1}	Volumen derramado en el mes en estudio
	VAP_{i+1}	Volumen aprovechado en el mes en estudio (riego + agua notable)

Los datos empleados en la simulación fueron:

Hidrométricos. Los volúmenes de entrada al vaso fueron obtenidos de las estaciones La Sonadora y El Barretal por un período de 33 años, realizándose la simulación entre los años 1981 a 2013.

Climatológicos. Se localizaron las estaciones climatológicas con influencia en la zona determinada por polígonos de Thiessen, siendo La Sonadora, Paso de Molina, Padilla y Corona, calculándose evaporaciones y precipitaciones mensuales medias.

Datos del vaso. Curva elevaciones-áreas-capacidades y las elevaciones correspondientes a NAME, NAMO, los niveles mínimos en los cuales es posible tomar agua para riego o para abastecimiento de agua potable y el NAMIN.

Se formó un programa de computadora para resolver la ecuación de continuidad antes mencionada, para cada mes del período de análisis, tomándose como elevación inicial la registrada en diciembre de 1980.

En las diferentes simulaciones se hicieron variar las áreas de riego, también el año de la extracción de la demanda de agua potable para Victoria además de considerar la extracción para la Ciudad de Monterrey. Como se encontraron años con déficit de riego, se hizo variar la lámina de riego hasta poder satisfacer todas las demandas. Los niveles mínimos en el embalse que se presentan con láminas de 0.95 y 0.90 m son respectivamente de 122.0 y 124.1 msnm.

3.3 Comparación entre la oferta y la demanda

Para conocer los gastos demandados se tomaron 2 predicciones de población consideradas como alta y baja, con los resultados que se mostraron en la -

tabla 3.1.

Para la disponibilidad de agua potable se tomó el caudal mínimo en época de estiaje el cual es de 314 lps, la aportación del Sistema Sur (50 lps); el estudio del Sistema Norte (300 lps) y el aprovechamiento de las aguas del vaso de la Presa Vicente Guerrero, motivo de este estudio, el cual se tomó de 1.67 m³/s, considerando dos etapas con la mitad del gasto en cada una.

En la figura 3.1 se graficaron los gastos demandados por las dos predicciones y para cubrir la demanda a partir de integrar el gasto del Sistema Sur (Santa Cecilia) al sistema actual se marcaron dos opciones, en la primera se toma en cuenta la aportación del Sistema Norte y para la segunda no.

De esta comparación entre la oferta y la demanda se concluye que la primera parte del acueducto, considerando el Sistema Norte, deberá empezar a operar en 1985 y sin ella en 1983.

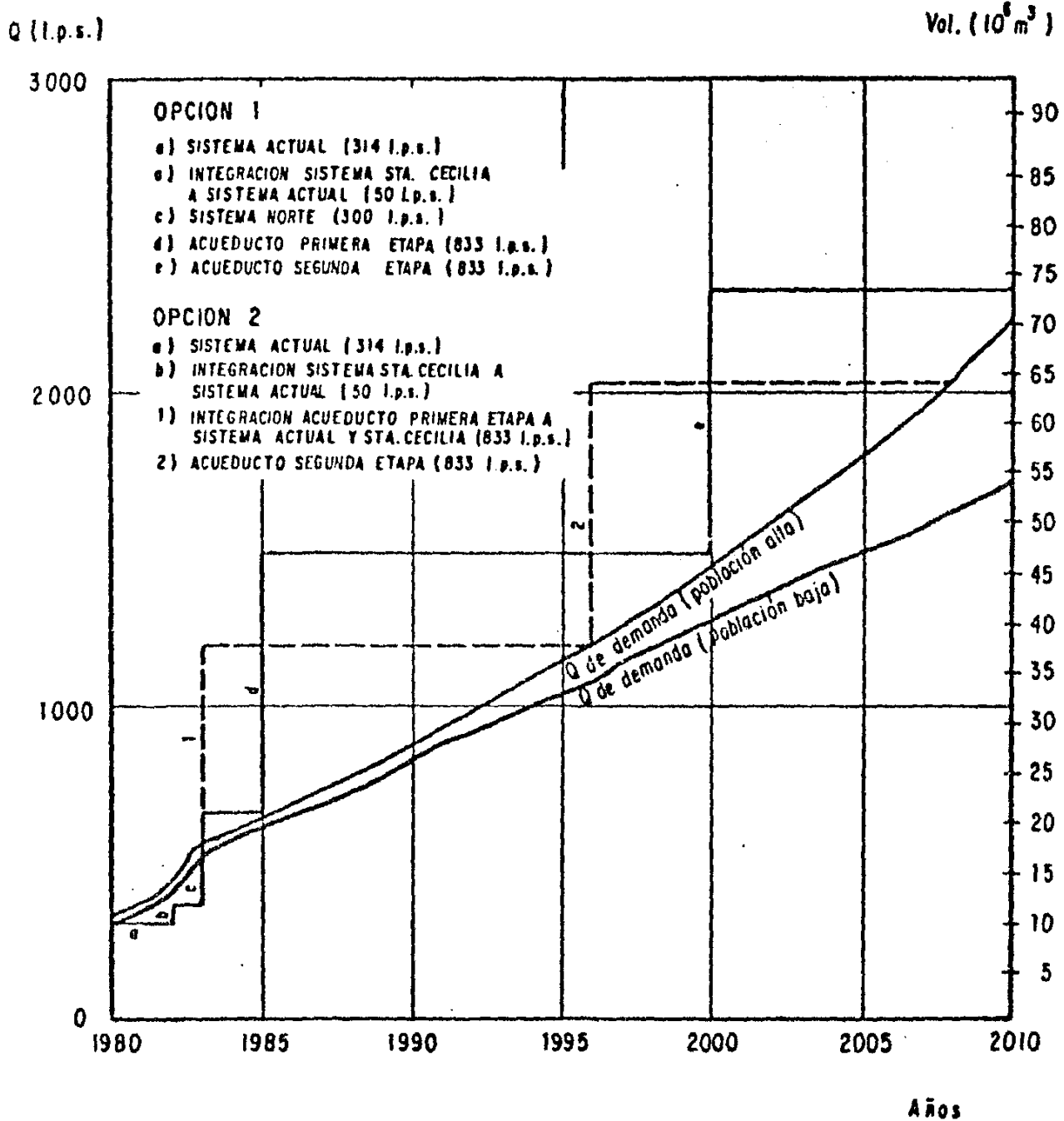


FIG. 3.1 GASTOS DEMANDADOS Y DISPONIBLES PARA LAS PREDICCIONES ALTA Y BAJA

TABLA No. 3.1
GASTOS DE DEMANDA

Año	Población Alta (hab)	% Población servida (red)	% Población servida (otros medios)	Q. Urbana (l.p.s.)		Area Industrial (ha)	Q. Industrial (l.p.s.)	Q. Abastecimiento (l.p.s.)
				Red Municipal	Otros Medios			
1980	140 000	0.60	0.40	292	32	0	0	324
1985	187 000	0.90	0.10	584	11	30	60	655
1990	237 000	0.95	0.05	782	7	45	90	879
1995	300 000	0.95	0.05	990	9	75	150	1 149
2000	379 000	0.95	0.05	1 250	11	105	210	1 471
2005	479 000	0.95	0.05	1 580	14	105	210	1 804
2010	606 000	0.95	0.05	1 999	18	105	210	2 227
	Población Baja (hab)							
1980	140 000	0.60	0.40	292	32	0	0	324
1985	180 000	0.90	0.10	563	10	30	60	633
1990	220 000	0.95	0.05	726	6	45	90	822
1995	268 000	0.95	0.05	884	8	75	150	1 042
2000	328 000	0.95	0.05	1 062	9	105	210	1 281
2005	385 000	0.95	0.05	1 270	11	105	210	1 491
2010	450 000	0.95	0.05	1 484	13	105	210	1 707

4. ALTERNATIVAS DE ABASTECIMIENTO

Las estructuras que formarán el acueducto que conducirá el aprovechamiento de agua de la Presa Vicente Guerrero a Ciudad Victoria son la obra de toma en el vaso, un conducto que lleve el agua desde la captación hasta el sitio de distribución con una o más plantas de bombeo, una planta potabilizadora y tanques de regularización.

Para cada una de estas estructuras y sus auxiliares se hizo un análisis de su factibilidad técnica y económica que permitiese condiciones satisfactorias para manejar un gasto de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.1 Análisis Preliminar

Para seleccionar los sitios factibles donde localizar la obra de toma, se tomó en consideración la variación del nivel del agua en el embalse que en el análisis del funcionamiento se encontró, siendo entre las cotas 122.0 y 140.44 msnm. En un plano topográfico del vaso antes de su llenado se localizaron sitios donde se presentase el nivel mínimo cercano a tierra firme, encontrándose en las corrientes formadoras del Río Soto La Marina.

Fueron seleccionados 5 sitios denominándose alternativas A-I, A-II, A-III, B-I y B-II. Las variantes A se localizan al Sureste del vaso, las alternativas A-I y A-II se encuentran en las cercanías de la población de Villa de Casas, en el antiguo cauce del Arroyo Grande, el sitio de la alternativa A-III se localizó cercano a la cortina de la presa. El sitio de toma de la alternativa B-I se localizó en el antiguo cauce del Río Corona al Poniente del vaso, por último el sitio B-II se localizó en el Norte del vaso también cercano a la cortina de la presa.

Se definieron los trazos posibles de la conducción desde los diferentes sitios de toma hasta Ciudad Victoria. Los trazos A se proyectaron con un tramo común que corre paralelo al camino Victoria-Soto La Marina. Los B al igual que los A tuvieron un tramo común y se llevaron paralelos al camino Matamoros-Victoria. En la figura 4.1 se puede apreciar los sitios de la obra de toma de dichas alternativas.

Para definir el mejor sitio para localizar la toma se analizaron las longitudes primeramente de la obra de toma, esto es entre las cotas 125 y 145 msnm y después de la conducción hasta Victoria.

Los valores obtenidos fueron los siguientes:

ALTERNATIVA	LONGITUD OBRA DE TOMA (m)	CONDUCCION (km)
A - I	930	54.4
A - II	375	56.1
A - III	860	62.8
B - I	510	53.8
B - II	340	80.5

De el análisis de los valores anteriores se eliminaron las alternativas B-II, A-I y A-III, el razonamiento para ello fué lo siguiente: la alternativa B-II aunque es la menor de ellas en longitud de obra de toma su conducción es del orden de 25 km más que las otras, para las alternativas A-I y A-III son las de mayor longitud en obra de toma y la conducción es del orden de las dos restantes.

Lo que se concluye es que las alternativas A-II y B-I seran las más factibles para la ubicación de la obra de toma.

Desde el punto de vista geológico, estos dos sitios elegidos parecen reunir condiciones de resistencia y estabilidad para el emplazamiento de las estructuras de captación.

En el sitio A-II se presentan una porción alterada de las lutitas Méndez, - con una cubierta delgada de material elástico.

En el sitio B-I afloran rocas arcillosas de la Formación Méndez, cubiertas por un paquete granular de espesor variable que corresponde al Conglomerado Reynosa, el cual se presenta suelto en su parte superior y hacia su base se presenta bien cementado.

4.2 Alternativas de Conducción Propuestas

Para los sitios elegidos se definieron mejor los trazos anteriores y se propusieron otros. En el sitio de la obra de toma A-II se plantearon 2 variantes, la primera que siguió el trazo ya definido denominándose ahora como A-1 y una segunda cuyo trazo se acerca al Cerro El Melón con objeto de apoyar una tubería de alivio de presión y de ahí directamente hasta Victoria - denominándose A-2.

Desde el sitio de toma B-I, fueron propuestos 4 trazos: el primero siguiendo el mismo trazo anterior denominándose ahora B-1, el segundo se propuso lo más directo hacia Victoria conociéndose como alternativa B-2, la alternativa B-3 al igual que la A-2 y con el mismo propósito se acercó al cerro El Melón y por último la alternativa B-4 se dirigió hacia el Rancho San Ramón con objeto de aprovechar el camino existente entre el Rancho y la carretera Victoria-Soto La Marina y de ahí hacia Victoria. Los trazos en planta para cada una de las alternativas mencionadas se muestra en la figura 4.1, y la longitud del recorrido para cada una de ellas se enlista a continua-

ción:

ALTERNATIVAS	LONGITUD DE CONDUCCION (KM)
A - 1	56.0
A - 2	56.1
B - 1	53.6
B - 2	44.0
B - 3	45.4
B - 4	48.7

4.3 Costos y Selección de Alternativas

Para conocer para cada una de las alternativas cual sería su mejor opción en cuanto al diámetro de la conducción y el número de plantas de bombeo se procedió a calcular el funcionamiento hidráulico de las alternativas. En primer termino se determinó para diferentes diámetros y un gasto de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, la pérdida de energía total por kilómetro de conducción, empleando para ello la fórmula de Manning, con un coeficiente $n = 0.010$ y considerando las pérdidas locales como el 5% de las de fricción. Los resultados fueron:

DIAMETRO		VELOCIDAD	PERDIDA
(")	(m)	(m/s)	(m/km)
24	0.61	3.42	15.07
30	0.76	2.20	4.55
36	0.91	1.54	1.79
42	1.07	1.11	0.75
48	1.22	0.86	0.38
54	1.37	0.68	0.20
60	1.52	0.55	0.12

De acuerdo a las velocidades permisibles en conducciones de este tipo y por tratarse de bombeo se aceptaron los diámetros de 36, 42 y 48 pulgadas, como los más apropiados para este caso.

Para el número de plantas de bombeo, teniendo en cuenta el desnivel topográfico que es de 220 m, se pensó en dos o tres plantas. En la figura 4.2 se muestran los gradientes hidráulicos para una de las alternativas considerando los tres diámetros propuestos y tres plantas de bombeo. En todas las alternativas se vió la posibilidad de emplear tubería de asbesto-cemento en sus clases A-5, A-7, A-10 y A-14; y tubería de acero en caso de sobrepasar la resistencia del asbesto-cemento.

Se vió la conveniencia que las plantas de bombeo tuvieran la misma potencia requerida cada una de ellas y las de rebombeo una carga disponible de 15 m, esto para las alternativas A-1, B-1, B-2 y B-4. Para las alternativas A-2 y B-3 se hicieron las mismas consideraciones, tan solo que la segunda planta se ubicó al pié del cerro El Melón. Para estas últimas alternativas con diámetro de 36" se presentaban cotas piezométricas por arriba de la cota máxima del cerro por lo que para el tramo de conducción posterior a la segunda planta se consideró solamente los diámetros 42 y 48 pulgadas.

Como puede deducirse tienen 36 variantes diferentes para las cuales se definieron en base a los gradientes hidráulicos los materiales y resistencia de la conducción, calculándose la potencia de las plantas de bombeo. Con objeto de conocer la mejor opción de cada alternativa se elaboró un programa de computadora que en base al costo de la conducción y plantas de bombeo, el cargo anual de operación y mantenimiento, el cargo anual de amortización y el costo anual de bombeo, se obtiene la mejor opción; en la tabla 4.1 se presenta el resumen de todas las variantes.

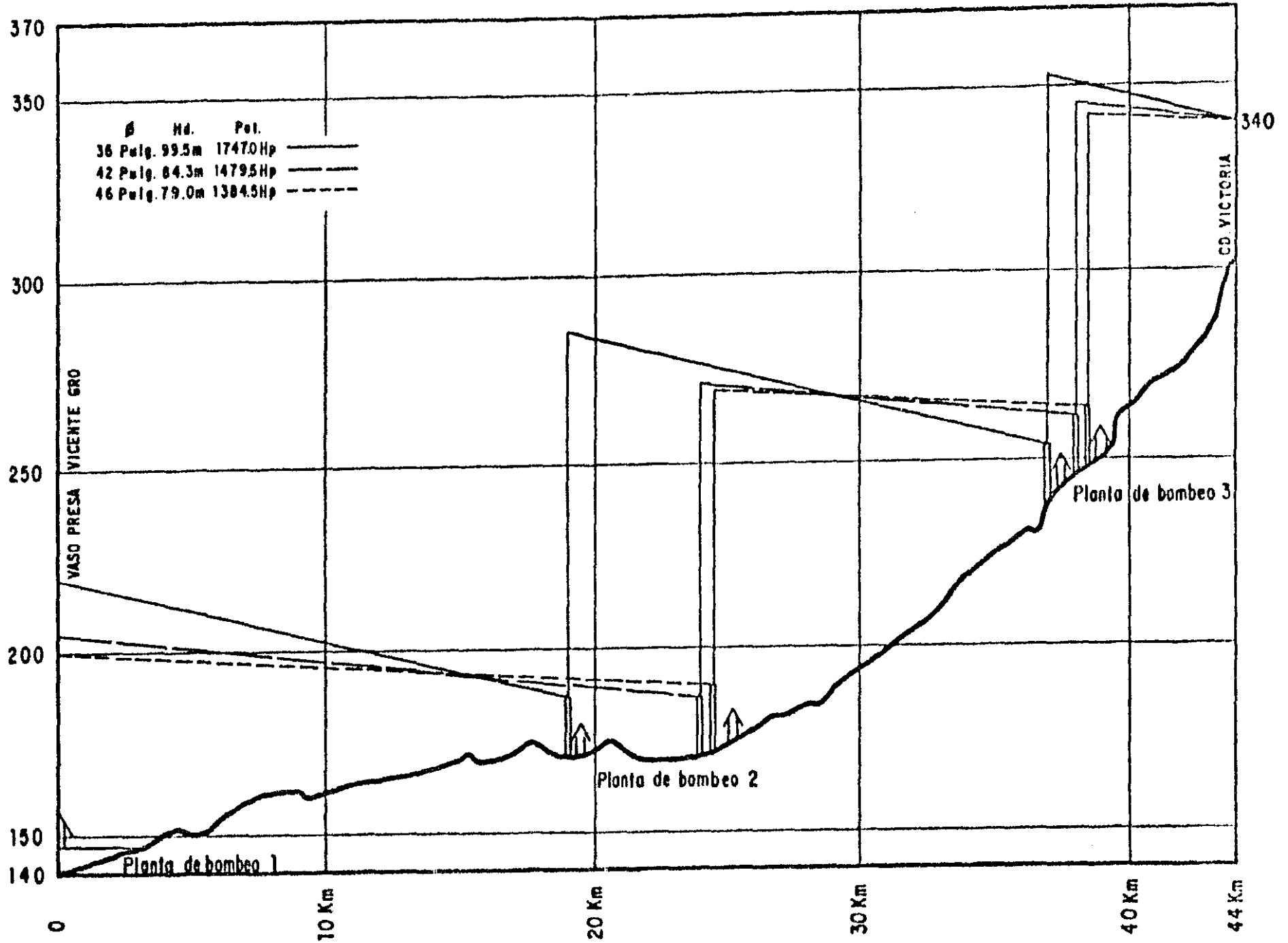


Fig. 4.2 Análisis hidráulico de una alternativa con tres plantas de bombeo.

Las estructuras comunes a las seis alternativas que son la obra de toma, - las plantas de bombeo, la planta potabilizadora y los tanques de regularización se describen a continuación así como el costo de las mismas.

Obra de Toma

Para la obra de toma se propone una estructura formada por una torre circular de concreto armado, con tres entradas de agua a diferentes niveles, en la parte superior de la torre irá una caseta donde se instalarán equipos de bombeo de tipo vertical. Será necesaria la construcción de un canal de acceso para que el agua entre hacia la torre. Como acceso a la torre y para su construcción será necesaria la construcción de un terraplén el cual en parte será retirado posteriormente y sustituido por un puente de concreto armado.

Para cada alternativa se obtuvo el costo de la obra civil para 2 m³/s y de lo electromecánico para 1 m³/s y fueron los siguientes:

Alternativa	Costo en millones de pesos		
	Obra civil	Electromecánica	Total
A - 1	42.70	35.62	78.32
A - 2	42.70	37.10	79.80
B - 1	44.20	35.13	79.33
B - 2	44.20	34.19	78.39
B - 3	44.20	39.40	83.60
B - 4	44.20	34.43	78.63

Plantas de rebombeo

Para las plantas de rebombeo se propuso la construcción de una casa de máquinas donde se instalarán los equipos electromecánicos y tableros de control, para protección de los mismos, además de un espacio para reparación de los equipos y se contará con una grúa viajera para facilitar el montaje y desmontaje de los equipos.

Se contará con una torre de sumergencia de unos 15 m de altura aproximadamente, cabe aclarar que se previó el espacio necesario para otra casa de máquinas y torre de sumergencia para la 2a. etapa de acueducto, en el centro del predio se instalará la subestación eléctrica. En los costos evaluados para las plantas de bombeo solo se consideró la obra civil y electromecánica para 1 m³/s dichos costos fueron:

Alternativa	Costo en millones de pesos		
	Obra civil	Electromecánica	Total
A - 1	66.00	67.54	133.54
A - 2	66.00	66.12	132.12
B - 1	66.00	67.34	133.34
B - 2	66.00	65.44	131.44
B - 3	66.00	60.38	126.38
B - 4	66.00	69.18	135.18

Planta de tratamiento

A grandes rasgos la planta estará formada por las siguientes partes: desinfección inicial, adicionador y mezclador de coagulantes, floculador, tanque sedimentador, planta de bombeo de lodos, filtros, desinfección y cloración final.

El costo global considerado para la planta fué de 200 millones de pesos.

Tanque de regularización

Para el gasto de 1 m³/s se calculó un volumen de 15 300 m³; considerando un costo índice de \$ 3000/m³ importa la cantidad de 45.90 millones de pesos. El o los tanques se colocaran junto a la planta de tratamiento para abastecer principalmente las partes bajas de la ciudad.

Se integraron los costos de cada alternativa y se presentan en la tabla 4.2.

El costo de conducción se formó a partir de los costos de adquisición, instalación y colocación, transporte, piezas especiales y válvulas.

El costo de los caminos de construcción se definió en base a la longitud del acueducto y los de acceso con respecto a los existentes.

Para afectaciones e indemnizaciones se tomó un ancho de 25 m para alojar la tubería y los caminos y el espacio para otra tubería semejante para la 2a. etapa del acueducto.

Se observa que de la más económica a la más cara resultaron ser: B-2, B-4, B-3, B-1, A-1 y A-2.

En la selección de la alternativa de conducción se tomó en cuenta la localización de la futura zona industrial que se ubicará al SE de Victoria en terrenos donde cruzan la vía ferrea y el camino a Tampico, además el Gobierno del Estado pretende el desarrollo de la zona ubicada entre la ciudad y el aeropuerto, esto es los terrenos aledaños al camino Victoria-Sotu La Marina por lo que las alternativas B-1 y B-2 que llegan a la ciudad por el camino a Matamoros y por la dificultad que implicaría mandar el agua a dicha zona se descartaron dichas alternativas. Otra de las consideraciones que el Gobierno del Estado solicitó, fué de evitar al máximo las afectaciones de los terrenos ubicados entre la ciudad y el vaso de la presa porque es una zona que cuenta con aprovechamientos de riego y temporal por lo que la alternativa B-3 que tiene en parte su trazo común a la B-2 y cruza dicha zona también se descartó. La alternativa B-4 fué descartada en parte por la razón anterior y por otra parte la longitud del canal de acceso a la obra de toma

(estructura que en el siguiente subcapítulo se describirá) en el sitio B-I es aproximadamente el doble que en el sitio A-II. La alternativa A-2 también en su trazo se tienen afectaciones y su costo es mayor a la alternativa A-1 por lo que concluyendo la alternativa A-1 resultó más atractiva que las restantes aunque no fué la más económica.

4.4. Anteproyecto Preliminar de la Obra de Toma, Conducción, Caminos y Plantas de Rebombeo

Estos anteproyectos tienen por objeto definir dimensiones generales de las obras y seleccionar su tipo y funcionamiento, pero principalmente el programar los trabajos de campo necesarios.

Obra de Toma

Las estructuras de la obra de toma propuestas anteriormente se revisaron manteniéndose unas y cambiándose otras. El canal de acceso de sección trapezoidal se propone de 8.0 m de base con taludes de 0.75:1, el terraplén de acceso con ancho de corona de 6.0 m y taludes de 2:1, el puente se propone de un solo carril de ancho de calzada de 3.5 m, para la torre se mantiene la propuesta anteriormente pero también se estudió emplear la torre y equipos de bombeo horizontales para los cuales será necesario realizar una excavación en tierra firme hasta el nivel mínimo que fué de 123 msnm, en dicho nivel se instalarán los equipos los cuales serán alimentados por un conducto a presión que se inicia en la base de la torre.

Lo más recomendable entre las 2 opciones es utilizar equipo de bombeo de tipo vertical ya que la instalación del equipo horizontal incrementa mucho el costo de la obra de toma, además de tener dicho equipo en peligro de inunda

ción.

Para la construcción de las torres (1 para cada etapa) se propone trabajar en seco, ayudándose para ello del terraplén, como si fuera una lumbrera vertical a la que se le colocará un muro recto y vertical donde irán las compuertas, para dar entrada al agua se demolerá la parte frontal del cilindro que se propone de unos 10.0 m de diámetro, además de retirar parte del terraplén el que se sustituirá por un puente.

El equipo de bombeo se instalará en la parte superior de la torre al nivel 148.0 msnm, las características de las bombas serán; 4 equipos de bombeo tipo vertical para un gasto de 350 lps para una carga promedio de 115.0 m, con motor eléctrico vertical de 800 H. P., 4160 V, 4 polos, 60 cps.

La subestación eléctrica se proyectó al inicio del terraplén por necesitar de un área grande y darle seguridad.

Conducción

Para la conducción se hizo el anteproyecto preliminar geométrico e hidráulico. Para el geométrico se determinaron los puntos de inflexión horizontales en base a la información de DETENAL encontrándose sus coordenadas y las cotas de terreno del trazo, con lo que se dibujó el perfil en el cual se marcaron los puntos de inflexión vertical tratando de minimizar excavaciones. Cabe aclarar que se propusieron 2 sitios de entrega en Ciudad Victoria, al primero se fijó en el entronque del libramiento carretero y el camino Victoria-Soto La Marina aproximadamente a la cota 335 msnm y el otro al Sur de la Colonia Manuel A. Ravizé en la cota 370 msnm.

La alternativa A-1 se denominó para la continuación del estudio como alter-

nativa Mimbres.

Para los dos sitios de entrega y con la ayuda de un programa de computadora y con los datos obtenidos se calcularon los cadenamientos del trazo; las longitudes reales de tuberías, el rumbo y deflexión de los tramos, las pendientes y deflexiones verticales.

El análisis hidráulico sirvió para determinar la resistencia de la tubería y la ubicación de las plantas de bombeo. Como se propusieron 2 sitios de entrega en Ciudad Victoria, en relación al sistema de abastecimiento, se hizo el análisis hidráulico para los dos sitios. En el subcapítulo 4.5 se presenta el estudio de los dos puntos de entrega.

Para el trazo Mimbres con entrega en Entronque se tienen los siguientes datos:

La longitud de la conducción resultó de 58187 m, ocasiona una pérdida por fricción de 104.15 m, incrementados a la carga estática se tiene una carga de bombeo total de 326.15 m divididos entre las tres plantas corresponde a cada planta una carga de 108.72 m, considerando para los equipos una eficiencia del 75% la potencia por planta resulta ser de 1907.37 H. P.

Para el sitio de entrega Ravizé los datos son:

La longitud de 62250 m ocasiona 111.43 m de pérdida, la carga estática de 257.00 m y de carga total 368.43 m, la carga por planta resulta ser de 122.81 m y la potencia para 75% de eficiencia es 2154.55 H. P.

Camino

Para la construcción y operación del Acueducto Vicente Guerrero Ciudad Vic-

toria serán necesarios caminos de los que se definieron tres modalidades a saber: camino de construcción que permite la movilización de vehículos y maquinaria durante el proceso constructivo de dicho Acueducto y proyectándose paralelo a la conducción; camino de operación son los caminos existentes que servirán para el mantenimiento y operación del Acueducto una vez construido, este es el caso del camino Victoria-Soto La Marina; y un tercero denominado camino de construcción y operación que tendrá la función conjunta de los dos anteriores.

Se proyectó un camino de construcción y operación de longitud de 17.1 km - que parte de la obra de toma hasta el poblado de Villa de Casas donde une con el camino Victoria-Soto La Marina, donde paralelo a éste se tendrá solamente camino de construcción.

Plantas de Rebombeo

Para las plantas de rebombeo se hizo una revisión de la estructura propuesta anteriormente, además de un estudio comparativo entre utilizar equipos de bombeo horizontal o equipos de tipo vertical, para estos últimos se hicieron las modificaciones necesarias al anteproyecto de la casa de máquinas y estructuras auxiliares, como es la desaparición de la torre de sumergencia - cambiándose por un cárcamo el cual se instalará dentro del edificio, con dimensiones aproximadas de 12.0 x 6.5 m y profundidad de unos 8.0 m. En el edificio se tendrán los equipos, una zona para los tableros de control, un área para el mantenimiento y reparación de equipos que se auxiliará de una grúa viajera. Las dimensiones aproximadas que ocupará el edificio son de 17.5 x 17.0 m, resuelto con marcos de concreto reforzado en dos direcciones, con losas del mismo material y muros perimetrales de block hueco o de

tabique de barro recocido.

Para la instalación del equipo horizontal las dimensiones del edificio aumentan a 26.5 x 13.0 m, con el mismo tipo de estructuración, la torre de su emergencia será cilíndrica, de concreto, de usos 8.0 m de altura y 4.0 m de diámetro.

Se optó por utilizar equipo de tipo horizontal, algunas consideraciones para esta selección son:

- a) La instalación de las bombas horizontales es más sencilla que las verticales, por lo que se tiene un ahorro en el costo de mantenimiento.
- b). El costo inicial de los equipos verticales es mayor que los ho rizontales, además el equipo horizontal tiene mayor eficiencia lo que reditúa en un ahorro en el costo de operación.

Este equipo electromecánico tendrá las siguientes características: 4 bombas horizontales para un gasto de 350 lps, para una carga en promedio de - 115.0 m, con motor eléctrico horizontal de 800 H.P., 4.16 KV, 4 polos, - 60 cps.

4.5 Estudio del Sitio de Entrega

Se contó con un plano escala 1:10 000 con planimetría y curvas de nivel a cada 10 m, proporcionado por SAHOP del Gobierno del Estado. El organismo operador limita las zonas de servicio entre las cotas 435 a 340 m Zona Alta, 340 a 320 m Zona Media y 320 a 260 m la Zona Baja.

Según esta delimitación de la Zona Alta se abastece de La Peñita y pozos -

por 281 l/s, para la Zona Media se consideró abastecida por el Sistema Sur y pozos por 60 l/s y la Zona Baja que la alimentará el Sistema Norte y - otros pozos que operan en la ciudad con 395 l/s, teniéndose de esta manera un abastecimiento de 736 l/s con un déficit de 1925 l/s que cubrirá el Acueducto Vicente Guerrero con 2 m³/s en sus dos etapas.

Para el análisis de los sitios de entrega y la ubicación de nuevos tanques o ampliaciones de los actuales se siguió el procedimiento siguiente: se calculó con la dotación propuesta en 3.1 de este estudio el gasto medio (doméstico+industrial) y de este se valuó una dotación media por habitantes. Para determinar la capacidad de los tanques se siguió la expresión propuesta en las normas de la SRH, a partir de la fórmula para calcular el gasto máximo diario se despejó el área para determinar el área de servicio de los - tanques actuales, lo anterior se expresa como:

$$Q_m = 2\ 226.5 \text{ l/s}$$

$$D_m = \frac{2\ 226.5 \times 86\ 400}{606\ 000} = 317.4 \text{ lts/hab/dfa}$$

$$Dens = \frac{606\ 000}{6\ 223.7} = 97.37 \text{ hab/ha}$$

$$\text{Capacidad del tanque (m}^3\text{)} = 14.58 \times Q_{md}$$

$$\text{Area (ha)} = \frac{\text{Cap} \times 86\ 400}{D_m \times Dens \times 1.2 \times 14.58}$$

Las áreas de servicio de los tanques existentes se delimitaron en el plano de la ciudad, cercanas al tanque y considerando una carga mínima de 15 m y 50 m como máxima, detectándose con ello las zonas faltantes de regularización proponiéndose ampliar la capacidad de los tanques actuales para abastecerlas o por la lejanía con estos se propusieron nuevos.

En la alternativa Entronque se propusieron cinco nuevos tanques uno para la Zona Alta, denominado Juárez, otro en la Zona Media denominado Industrial y tres más de la Zona Baja denominados Tránsito, Arcos y Entronque. este último servirá también como almacenamiento de aguas claras de la potabilizadora. En este caso se necesitaran de bombeos para completar los gastos que necesitan algunos tanques siendo 5 en total los bombeos y son: Entronque a Cofrades y a Industrial, de Cofrades a Tamatan y a Juárez y por último de Tamatan a Luis Echeverría; los tanques Arcos y Tránsito alimentados a gravedad desde Entronque.

En la alternativa Ravizé también fueron cinco los tanques propuestos, en este caso se alimentará por gravedad los tanques Arcos, Tránsito, Cofrades y el Normal (ubicado en el mismo sitio que el Entronque de la alternativa anterior), desaparece al Industrial y se modifican las áreas de Juárez y Tamatán y aparece el denominado Ravizé de la planta potabilizadora. En este caso los rebombeos se presentan de Cofrades a Tamatán, de Cofrades a Juárez y Tamatán a Luis Echeverría.

Las tablas 4.3 y 4.4 presentan para cada uno de los tanques de cota de desplante, el área servida, y los valores de gastos y capacidades actuales, requeridas y faltantes, en los sitios Entronque y Ravizé respectivamente.

La elección del mejor de los sitios propuestos se hizo en función al costo anual de bombeo, calculándose éste para el acueducto y los rebombeos en la ciudad para completar lo requerido por los tanques y se encontró que el acueducto con entrega en Ravizé tiene un incremento de 30.9 millones de pesos sobre el sitio Entronque y que para este último los costos por los rebombeos son 12.2 millones superior a Ravizé, por lo que en conjunto para el si

tio Ravizé se tienen 18.7 millones más que en Entronque resultando esta mejor opción.

Los tanques de regularización se modularon a tanques tipo de 500, 2 250 y 3 000 m³ de capacidad y fueron estos en total: un tanque de 500 m³, tres de 2 250 m³ y 7 de 3 000 m³. Se programó la entrada de operación de los tanques en función a la curva de ofertas y demandas (fig. 3.1), considerando la opción 1 marcada en la figura y que el acueducto operará una bomba con la tercera parte del gasto por etapa, incrementándose una a una hasta completar los 2 m³/s.

La ubicación de la planta potabilizadora será en el sitio de entrega donde se localiza el tanque Entronque que además de regularización se empleará como tanque de aguas claras de la planta. Con la información recopilada se obtuvo los resultados del análisis físico-químico realizado en una muestra del agua de la presa, dato que es muy vago ya que se requiere conocer la variación durante el año, por lo menos una muestra mensual, de la concentración de sustancias o elementos que afecten la salud de los usuarios. En esta muestra se encontraron 3 parámetros fuera de normas (SSA) y que son turbiedad, dureza total y el nitrógeno de nitritos, aunque están entre los valores que recomienda la OMS. Un aspecto importante es el relativo al análisis bacteriológico, no realizado en la ocasión, pero que por tratarse de agua superficial seguramente necesitará de desinfección.

El método predominante para la desinfección es la cloración y en este caso para tratar 1 m³/s serán necesarias 0.43 toneladas de gas cloro al día (5 ppm), proponiéndose el empleo de 2 equipos cloradores cada uno con dos cilindros de 908 kg y recomendándose se tenga una dotación de gas cloro para -

un mes o sea 12.9 ton en 15 cilindros. Este proceso reducirá el contenido de nitrógeno de nitritos ya que es un producto de la descomposición de materia orgánica.

La dureza, que pudiera contribuir a la formación de cálculos en las personas que consuman esta agua, es más notoria por su acción con el jabón al no producir éste espuma y por depósitos de carbonatos en tuberías, para eliminarla se deberá aplicar el proceso de ablandamiento por precipitación química aplicando cal-carbonato de sodio mediante un proceso bifurcado dado el caudal a tratar.

La turbiedad, que es una consideración de tipo estético, se requiere, para bajar su concentración, de filtración lenta para la que se estimó en base a un gasto medio de $6 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ un área de filtración para el gasto de proyecto de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ de $26\,586 \text{ m}^2$ por lo que el área de la planta de tratamiento será de unas 3.5 ha, estimando un costo de 116 millones de pesos.

TABLA 4.1

ALTERNATIVA Y OPCION	NUMERO DE PLANTAS	DIAMETRO (M)	COSTO DE CONDUCCION MILES \$	COSTO ANUAL DE BOMBEO MILES \$	
A-1	1	2	0.91	698,345.60	151,005.98
	2	2	1.07	885,213.92	180,415.83
	3	2	1.22	1,067,521.38	211,869.11
	4	3	0.91	688,552.35	149,235.91
	5	3	1.07	775,447.09	160,526.08
	6	3	1.22	900,862.48	181,670.52
A-2	1	2	1.07	802,823.11	165,495.32
	2	2	1.22	935,956.16	188,033.85
	3	3	0.91	699,354.07	151,206.14
	4	3	1.07	763,147.26	158,306.06
	5	3	1.22	945,340.60	171,614.31
	6	3	0.91-1.07	783,188.25	164,219.45
B-1	1	2	0.91	695,666.92	150,198.34
	2	2	1.07	853,358.96	174,513.06
	3	2	1.22	1,026,627.86	204,393.89
	4	3	0.91	663,385.95	144,349.03
	5	3	1.07	744,743.75	154,831.99
	6	3	1.22	856,022.65	173,480.22
B-2	1	2	0.91	582,394.19	128,353.79
	2	2	1.07	682,923.07	143,074.83
	3	2	1.22	806,171.74	164,166.35
	4	3	0.91	580,115.00	127,940.81
	5	3	1.07	624,273.40	132,447.51
	6	3	1.22	708,170.29	146,408.48
B-3	1	2	1.07	770,341.21	158,995.56
	2	2	1.22	994,418.05	198,313.59
	3	3	0.91	645,258.92	139,875.53
	4	3	1.07	771,157.21	159,134.71
	5	3	1.22	956,820.86	191,500.98
	6	2	0.91-1.07	738,599.84	154,550.49
B-4	1	2	0.91	609,798.66	133,856.05
	2	2	1.07	727,144.97	151,329.75
	3	2	1.22	865,380.21	174,984.94
	4	3	0.91	605,116.04	133,007.56
	5	3	1.07	681,100.86	142,986.30
	6	3	1.22	775,177.77	158,640.21

TABLA 4.2

INTEGRACION DE COSTOS
(Millones de Pesos)

Concepto	A-1	A-2	B-1	B-2	B-3	B-4
Obra de Toma	78.3	79.8	79.3	78.4	83.6	78.7
Conducción	533.3	544.0	508.4	427.9	492.9	462.1
Camino de Acceso y Construcción	84.0	84.2	80.4	66.0	68.1	71.0
Planta de Rebombeo	133.6	132.1	133.3	131.4	126.4	132.1
Planta Potabilizadora	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
Tanques de Regularización	45.9	45.9	45.9	45.9	45.9	45.9
Estructuras para Fenómenos Transitorios	6.0	5.9	6.0	6.0	5.4	4.0
Cruzamientos	4.0	4.0	3.0	2.0	4.0	4.0
Afectaciones e Indemnizaciones	5.6	8.7	6.4	7.8	7.9	7.1
Línea de Energía Eléctrica	24.6	24.7	23.6	19.4	20.0	21.1
Equipo y Herramienta para Operación y Mantenimiento	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
Sub-total	1130.3	1144.3	1101.3	999.8	1069.2	1041.0
Administración e Ingeniería (7%)	79.1	80.1	77.1	70.0	74.8	72.9
Sub-total	1209.4	1224.4	1178.4	1069.8	1144.0	1113.9
Imprevistos Técnicos (15%)	181.4	183.7	176.8	160.5	171.6	167.1
Total	1390.8	1408.1	1355.2	1230.3	1315.6	1281.0
Costo Anual de Operación y Mantenimiento y Amortización	263.8	266.9	257.5	236.7	252.0	276.2
Consumo Anual de Energía Eléctrica	24.5	24.5	24.1	22.8	23.0	23.2

Tabla No. 4.3

TANQUES DE REGULARIZACION
SITIO ENTRONQUE

TANQUES		E	N	COTA DE DESPLANTE m. s. n. m.	AREA ha	GASTOS			CAPACIDADES		
						REQUERIDO l.p.s.	ACTUAL l.p.s.	FALTANTE l.p.s.	REQUERIDA m ³	ACTUAL m ³	FALTANTE m ³
I	LUIS ECHEVERRIA	X		450.0	133.1	56.91	34.29	22.62	830.0	500	330.0
II	JUAREZ		X	415.0	718.9	307.41	0	307.41	4482.0	0	4482.0
III	TAMATAN	X		383.6	641.6	274.35	274.35	0	4000.0	4000	0
IV	COFRADES	X		355.0	503.2	215.17	9.74	205.43	3137.2	3000	137.2
V	INDUSTRIAL		X	355.0	337.0	144.1	0	144.1	2101.0	0	2101.0
VI	JUNTA LOCAL DE CAMINOS	X		335.0	923.74	395.0	35	360	5759.1	3000	2759.1
VII	ENTRONQUE		X	330.0	916.96	392.1	0	392.1	5716.8	0	5716.8
VIII	TRANSITO		X	305.0	972.3	415.76	0	415.76	6061.8	0	6061.8
IX	ARCOS		X	295.0	1057.6	452.24	0	452.24	6593.6	0	6593.6

E = Existente

N = Nuevo

Tabla No. 4.4

TANQUES DE REGULARIZACION

SITIO RAVIZE

TANQUES		E	N	COTA DE DESPLANTE m.s.n.m.	A R E A ha	G A S T O S			C A P A C I D A D E S		
						REQUERIDO l.p.s.	ACTUAL l.p.s.	FALTANTE l.p.s.	REQUERIDA m ³	ACTUAL m ³	FALTANTE m ³
I	LUIS ECHEVERRIA	X		450.0	133.1	56.91	34.29	22.62	830.0	500	300
II	JUAREZ		X	415.0	365.4	156.25	0	156.25	2278.1	0	2278.1
III	TAMATAN	X		383.6	725.3	310.14	224.09	86.05	4521.9	4000	521.9
IV	COFRADES	X		355.0	485.3	207.52	0	207.52	3025.6	3000	25.6
V	RAVIZE		X	360.0	752.4	321.73	0	321.73	4690.9	0	4690.9
VI	JUNTA LOCAL DE CAMINOS	X		335.0	923.74	395.0	35.0	360.0	5759.1	3000	2759.1
VII	NORMAL		X	330.0	789.26	337.51	0	337.51	4920.9	0	4920.9
VIII	TRANSITO		X	305.0	972.3	415.76	0	415.76	6061.8	0	6061.8
IX	ARCOS		X	295.0	1057.6	452.24	0	452.24	6593.6	0	6593.6

E = Existente

N = Nuevo

5. ANTEPROYECTO DE LAS OBRAS

Solo se realizaron los anteproyectos correspondientes a la conducción y caminos, a la obra de toma y planta de rebombeo; ya que C.O.A.P.A., organismo que se encarga de operar el sistema de agua potable revisará los anteproyectos preliminares de la ubicación de tanques y de la planta potabilizadora.

5.1 Trabajos de Campo

Los trabajos de campo efectuados fueron: levantamiento topográfico de la poligonal abierta de apoyo para el trazo de la conducción; dicha poligonal de 56,681.85 m, se ligó a las coordenadas de la presa para su control planimétrico; se hizo además la nivelación de la poligonal a cada 20 m y secciones transversales en esos puntos. Para el control del trazo se realizaron orientaciones astronómicas de 7 lados de la poligonal, además de monumentar todos los vértices y referenciarlos. Se hicieron levantamientos de detalle en los sitios donde se ubicarán las estructuras de la obra de toma, plantas de rebombeo y planta potabilizadora.

Los otros trabajos de campo fueron la exploración geotécnica a lo largo de la conducción, para lo cual por medio de pozos a cielo abierto localizados a cada kilómetro de la conducción se hizo la clasificación, según el método de clasificación SUCS de campo, de los diferentes tipos de suelo, encontrándose el predominio de arcillas, producto de la alteración de las lutitas de la Formación Méndez existente en la zona y en menor proporción se encontró conglomerados de la Formación Reynosa y roca de la Formación San Felipe. En los sitios de la obra de toma, plantas de rebombeo y planta potabilizadora se hicieron sondeos por medio de pozos a cielo abierto y sondeos profundos rotatorios de los que se obtuvieron muestras a las que se les hizo dife-

rentes pruebas en el laboratorio, con el fin de conocer la naturaleza, características y propiedades del subsuelo; dichas pruebas entre otras fueron: - contenido natural de agua, peso volumétrico, densidad de sólidos, límites de Atterberg, compresión y resistencia al corte.

Los resultados de las pruebas se comentan en la descripción de los anteproyectos correspondientes.

El otro trabajo realizado fué la localización de 10 bancos posibles de material para agregados de concreto y 10 bancos de material para el revestimiento de caminos. Una vez localizados se referenciaron al kilometraje de la poligonal, y posteriormente se hicieron exploraciones por medio de pozos a cielo abierto tomándose muestras alteradas las cuales se sometieron a diversas pruebas en el laboratorio para determinar el empleo del material. - Para cada banco se cuantificaron los volúmenes de despilme, aprovechable y desperdicio; también se indicó el método de extracción, para los de revestimiento, la necesidad de agua para su utilización y para los de agregados de concreto se recomendó el tipo de cemento a emplear. Los resultados de las pruebas determinaron que en tres de los bancos estudiados para agregados de concreto se encontró alto contenido de limos y arcillas por lo que es más factible su empleo para revestimiento o formación de terraplenes.

5.2 Conducción

En base a la información topográfica se efectuaron los anteproyectos geométrico, hidráulico y de resistencia de tubería, de los cuales se obtiene el antepresupuesto correspondiente al concepto de conducción.

Anteproyecto Geométrico. Se consideraron 3 tramos de la conducción para su

diseño, el primero entre la obra de toma y la planta de rebombear 1, el segundo entre las dos plantas de rebombear y el tercero entre la planta de rebombear 2 y el sitio de entrega.

Se realizó el trazo del eje de la conducción, definiéndose los puntos de inflexión de los tramos referenciándolos a las coordenadas de la presa. Con ayuda de un programa de computadora alimentado con las coordenadas de los puntos y las cotas de los mismos, se calculó la longitud de cada tramo y la acumulación de éstas, además el rumbo de los tramos y la deflexión entre ellos. Las deflexiones de los tramos fueron resueltas de tal forma de emplear codos comerciales y ajustando con la deflexión propia permitida por la tubería. En la tabla 5.1 se presenta como ejemplo los resultados del programa antes mencionado para el tramo II de la conducción.

Con el trazo en planta ya definido, se obtuvo el perfil del terreno natural y siguiendo la recomendación de las normas para zanjas de tuberías de agua potable de 0.91 m (36") se asestó como profundidad media 2.20 m la que, siguiendo la pendiente natural del terreno, sirvió para localizar los puntos de inflexión vertical de la tubería de conducción. Con el auxilio de un programa de computadora, del que la tabla 5.2 presenta los resultados del tramo II, se calculó la longitud real de los tramos, su pendiente y la deflexión entre ellos.

Anteproyecto Hidráulico. En el tema 4.3 se hizo el cálculo del diámetro económico que resultó ser de 0.914 m (36"). Para calcular el gradiente hidráulico se aplicó la fórmula de Manning como:

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2$$

en donde si la velocidad y el radio hidráulico se expresan en función del diámetro de la tubería se tiene:

$$h_f = \frac{10,2936}{d^{16/3}} Q^2 n^2 L$$

Se propuso tubería de asbesto-cemento en sus diferentes clases y tuberías de acero en caso de sobrepasar la resistencia del asbesto, los coeficientes de rugosidad empleados fueron: $n = 0.010$ para asbesto-cemento y $n = 0.011$ para acero, considerándolo recubierto. Para tomar en cuenta las pérdidas menores o locales se calcularon como el 2% de las de fricción. Valuando la pérdida de carga para una longitud de conducción de un kilómetro para el asbesto-cemento y el acero se tiene respectivamente.

$$h_f = 0.00166 \times 1.02 \times 1\,000 = 1.692 \text{ m/km}$$

$$h_f = 0.00207 \times 1.02 \times 1\,000 = 2.048 \text{ m/km}$$

La longitud de conducción de 56 075 m produce una pérdida de carga de 94.88 m, que adicionada al desnivel topográfico (cota 125 msnm en la toma y 355 msnm en Cd. Victoria) de la carga dinámica de bombeo de 324.88 m. Para tener la misma potencia en las estaciones de bombeo, la carga dinámica se dividió entre tres quedando de 108.29 m, con lo que se fijó la posición de las plantas en el trazo de la conducción y se consideró una carga de 10 m en la torre de sumergencia. La primera estación se localizó en cadenamiento 27 + 325 y la segunda en el cadenamiento 44 + 722.

El nivel en el vaso fué modificado posteriormente a 132,00 msnm que es un valor medio en la variación del nivel del agua en la presa por lo que la carga dinámica será 101.29 en la estación de bombeo en la obra de toma.

El cálculo del gradiente hidráulico se presenta a continuación:

Elevación del agua en el vaso de la presa	132.00 m
Energía adicionada al flujo	101.29 m
Elevación de la energía en la obra de toma	233.29 m
Energía + 20% del golpe de ariete (34.64 m)	267.93 m

TRAMO	LONGITUD (km)	MATERIAL	PERDIDA (m)	ELEV. GRADIENTE (m)	ELEV. G. A. (m)
I.1	0.200	Acero	0.41	232.88	267.52
I.2	4.425	AC-A14	7.48	225.40	260.04
I.3	3.020	AC-A10	5.10	220.30	254.94
I.4	1.860	AC-A14	3.14	217.16	251.80
I.5	12.840	AC-A10	21.70	195.46	230.10
I.6	4.980	AC-A7	8.42	187.04	221.68

Elevación del nivel del agua en la torre PB No. 1	187.04 m
Energía adicionada al flujo	108.29 m
Elevación de la energía en PB No. 1	295.33 m
Energía + 20% del golpe de ariete (34.19 m)	329.97 m

TRAMO	LONGITUD (km)	MATERIAL	PERDIDA (m)	ELEV. GRADIENTE (m)	ELEV. G. A. (m)
II.1	3.180	Acero	6.52	288.81	323.00
II.2	5.000	AC-A14	8.45	280.36	314.55
II.3	5.500	AC-A10	9.29	271.07	305.26
II.4	3.717	AC-A7	6.28	264.79	298.98

Elevación del nivel del agua en la torre PB No. 2	264.79 msnm
Energía adicionada al flujo	108.29 m
Elevación de la energía en PB No. 2	373.08 msnm
Energía + 20% del golpe de ariete (34.60 m)	407.68 msnm

TRAMO	LONGITUD (km)	MATERIAL	PERDIDA (m)	ELEV. GRADIENTE	ELEV. G. A.
III.1	1.963	Acero	4.02	369.06	403.66
III.2	4.860	AC-A14	8.21	360.85	395.45
III.3	3.200	AC-A10	5.41	355.44	390.04
III.4	1.530	AC-A7	2.59	352.85	387.45

Para determinar la resistencia de las tuberías se hizo un primer cálculo - del golpe de ariete tomando los datos relativos a una tubería AC-A7, además de considerar una válvula contra golpe de ariete, se aplicó la fórmula:

$$h = \frac{0.2 \times 145 \ v}{\sqrt{1 + \frac{E_a \ d}{E_t \ e}}} = \frac{0.2 \times 145 \times 1.52}{\sqrt{1 + \frac{20\ 700}{330\ 000} \times \frac{0.914}{0.068}}} = 32.5 \text{ m}$$

donde

- h sobrepresión por golpe de ariete, en m
- v velocidad media antes de ocurrir el disturbio, en m/s
- Ea, Et módulos de elasticidad del agua y del tubo respectivamente, en kg/cm²
- d, e diámetro y espesor de las paredes del conducto, en m

Se determinó el gradiente de carga máxima con lo que se fijaron la resistencia y material de la tubería, con lo cual se revizó la sobrepresión de golpe de ariete para tuberías de característica variable aplicando la expresión propuesta por Allievi con valores medios de la velocidad y celeridad, las expresiones aplicadas fueron:

$$h = \frac{a_m v_m}{g}$$

$$v_m = \frac{\sum L_i V_i}{L}$$

$$a_m = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}}$$

$$a_i = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{Ea}{Et} \frac{d}{e}}}$$

donde

h	sobrepresión por golpe de ariete, en m
v _m	velocidad media o equivalente, en m/s
a _m	celeridad media o efectiva, en m/s
a _i	celeridad de cada tramo, en m/s
L	longitud total de la tubería, en m
L _i	longitud de cada tramo, en m
g	aceleración de la gravedad, en m/s ²

Los valores obtenidos, para los tres tramos de conducción, de velocidad media, celeridad media, sobrepresión por golpe de ariete y el 20% de la misma se enlistan a continuación:

	VELOCIDAD MEDIA m/s	CELERIDAD MEDIA m/s	SOBREPRESION G. A. m	20% G. A. m
Tramo I	1.572	1080.78	173.18	34.64
Tramo II	1.573	1066.41	170.97	34.19
Tramo III	1.573	1079.12	173.00	34.60

Con estos valores del 20% del golpe de ariete y la carga normal de operación que debe resistir la tubería se revizó la resistencia anteriormente propuesta la que resultó satisfactoria.

Se localizaron en toda la conducción válvulas de aire, en los sitios altos o en pendientes largas a no mas de 1.5km de distancia, y válvulas de -
desague en los puntos bajos para el drenaje del acueducto. Las de aire,
del tipo combinado de expulsión y admisión, se colocan con el fin de evi-
tar bolsas de aire que reducen el área hidráulica del conducto, teniéndose
por lo tanto mayor eficiencia en el acueducto.

El estudio de Geotécnia estableció que para efectos de excavación se pue-
de considerar la arcilla como material tipo I, al conglomerado en estado
suelto y la porción alterada de las lutitas como material II y la lutita
sana y la porción cementada del conglomerado como material tipo III.

Antepresupuesto. Se calcularon las cantidades de obra de la conducción -
como son excavaciones, rellenos, etc, y se obtuvo las cantidades de los -
materiales a emplear. Con precios unitarios del segundo semestre de 1982
se obtuvo el antepresupuesto de la conducción que importó la cantidad de
1,124 millones de pesos.

5.3 Caminos

Conjuntamente con el anteproyecto de la conducción se realizó el de los -
caminos haciéndose el anteproyecto geométrico y de drenaje. Entre la -
obra de toma y el poblado de Villa de Casas se proyectó un camino de cons-
trucción y operación y entre esta última población y Cd. Victoria se pro-
yecto un camino de construcción ya que el existente se empleará como cami-
no de operación.

Todo el camino se proyectó paralelo a la conducción, se trazaron los pun-
tos de inflexión del eje del camino, del que se obtuvo un perfil donde se

hizo el proyecto de rasantes, buscando minimizar cortes y terraplenes y tratar de igualar sus volúmenes. Se siguió la pendiente natural de terreno lo más posible.

Se calcularon la longitud de los tramos y las deflexiones entre estos diseñándose posteriormente las curvas horizontales según las especificaciones de la antigua SOP.

Para el anteproyecto de drenaje se hizo un análisis de lluvias que consistió en obtener las curvas de intensidad-duración-período de retorno a partir de los registros de los pluviógrafos con influencia en la zona (Padilla y Corona) haciendo un ajuste de correlación múltiple obteniendo una ecuación del tipo:

$$i = A d^B T^C$$

donde A, B, C son parámetros, d la duración de la lluvia, i su intensidad y T su período de retorno.

Para emplear los valores que se obtienen de los pluviógrafos que es de tipo puntual se analizaron los datos de los pluviómetros en la zona haciendo una ordenación en serie de máximos anuales de las alturas de lluvia y encontrándose el período de retorno asociado, para relacionar estos valores se aplicó la ecuación propuesta por Chow que es del tipo logarítmica, para después encontrar la lluvia media en la zona por el método de Polígonos de Thiessen tanto de los pluviómetros como de los pluviógrafos calculadas para 24 hrs y período de retorno de 5 años con objeto de encontrar un factor de ajuste como la lluvia media de los pluviómetros entre la lluvia de los pluviógrafos.

Después de procesar los datos resultó la ecuación para la cuenca:

$$i = 409.505 d^{-0.6486} T^{0.4976}$$

Para valuar el gasto para el diseño de las alcantarillas se aplicó el método de la Fórmula Racional seleccionándose el período de retorno de cinco años, la expresión es:

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

donde

- Q gasto máximo, en m³/s
- C coeficiente de escurrimiento
- i intensidad de lluvia, en mm/hrs
- A área de la cuenca, en ha.

El coeficiente empleado fue de 0.15 y la duración empleada para calcular la intensidad se calculó como el tiempo de concentración, a través de:

$$t_c = 2t_r = 2 \left(0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.64} \right)$$

donde

- t_c tiempo de concentración, en hrs
- t_r tiempo de retraso, en hrs
- L longitud del cauce, en m
- s pendiente del cauce, en porcentaje

En las cartas de DETENAL se limitaron las áreas de las cuencas y se obtuvo las características de longitud y pendiente, identificando 59 cruces con el camino.

En la tabla 5.3 se presentan los datos para el cálculo del gasto para los principales cruces con los caminos, como son el área de aportación, la longitud y pendiente del cauce y los resultados considerando un período de retorno de 5 años, del tiempo de concentración, intensidad de lluvia y gasto.

Antepresupuesto de los caminos. Para los caminos se cuantificó el volumen de obra como son: área de despalme, volúmenes de corte y terraplén, colocación, tendido y compactado del material y obras de drenaje. Con los precios unitarios vigentes en el 2º semestre de 1982 se calculó el antepresupuesto que importó la cantidad de 17.5 millones de pesos.

5.4 Obra de Toma

Los resultados de los sondeos exploratorios en el sitio de la obra de toma muestran que el subsuelo hasta la profundidad sondeada consta de 2 horizontes principales, el primero de ellos corresponde a un conglomerado de espesor medio de 2 metros, subyaciendo a éste se encuentra una capa de arcilla de unos 0.70 m de espesor; el segundo horizonte consiste en una roca sedimentaria del tipo lutita la cual los primeros 5 metros presenta fracturas y a partir de los 7 metros se encuentra la lutita en estado muy sano.

Al conocer estos resultados se planteó la dificultad de la excavación en agua de la lutita para el canal de acceso, por lo que se estudiaron nuevas alternativas para la obra de toma, mismas que a continuación se des--

criben:

Alternativa 1.

Torre y canal de acceso. Esta es la alternativa originalmente propuesta, de la que se cálculo 70,000 m³ de excavación en agua y 27,600 m³ de terraplén, para tener una comparación.

Alternativa 2.

Plataforma y chalán. Para la instalación del equipo de bombeo se pensó en una plataforma instalada en el vaso construida a base de tubería y comunicada con tierra a través de un chalán, teniendose el acueducto y el cableado eléctrico apoyados en el lecho del vaso, se cubicaron 20,000 m³ de terraplén para la carga y descarga del chalán, y 400 m de tubería y cableado subacuático.

Alternativa 3.

Plataforma, pedraplén y puente flotante. Para esta alternativa se consideró ubicada la plataforma a 200 m vaso adentro y para unirla con tierra se propone la construcción de un pedraplén y un puente flotante que siga los niveles del agua en la presa, se tendrán 200 m de conducción y cableado subacuático, 110 m de puente flotante, 6500 m³ de excavación en agua y 20 000 m³ de terraplén.

Alternativa 4.

Plataforma, pedraplén y puente fijo. Para esta alternativa se consideró acercarlo más posible el pedraplén a la plataforma y el último tramo cubrirlo con un puente fijo de unos 50 m de largo, con el mismo volumen de

excavación en agua, y 100 000 m³ de pedraplén, con la conducción y cableado superficial.

Alternativa 5.

Plataforma y puente fijo. Para unir la plataforma en el vaso con tierra firme se propone un puente de 190 m de longitud, siendo la conducción y cableado apoyados bajo el puente.

Alternativa 6.

Obra de toma en la boquilla. Se considero ubicar la toma en la boquilla de la presa, para esta alternativa se valoraron 18 km de conducción solamente.

Se calcularon las cantidades de obra principales y sus costos para cada alternativa que se resumen en la tabla 5.4 en la que se aprecia que la más cara es la alternativa 6 y solamente se valuó la conducción. Resultando la alternativa 4 la que se eligió, aunque no es la más económica presenta mayor seguridad en su operación y mantenimiento que las otras.

5.4.1 Anteproyecto funcional

El anteproyecto funcional de la obra de toma contempla la distribución de las estructuras principales y complementarias de manera que su construcción, operación y mantenimiento resulten lo más económico posible.

Las estructuras principales son la plataforma donde se localiza la obra de toma y planta de bombeo, el pedraplén y el puente para el acceso a la plataforma.

Para ubicar las estructuras de la subestación y caseta de vigilancia se proyectó un terraplén a la elevación 148.00 m (corona de la cortina) y que sir

ve de acceso al pedraplén y comunica con el camino de operación,

Las estructuras anteriores se retiraron de la orilla del vaso por precaución a que el oleaje puede dañarlas y que el área que ocupan es extensa.

El pedraplén que comunica con la plataforma, se llevó desde la orilla del vaso hasta un punto tal que el derrame del talud no llege al pie de la plataforma,

La plataforma se ubicó de manera de abarcar la variación de niveles durante el transcurso del año, estando localizada en su desplante a la elevación 125.0. En la plataforma se encuentra la obra de toma y la planta de bombeo. La obra de toma es una estructura de planta rectangular de 12.0 m de largo por 3.5 m de ancho y 11.0 m de alto, provista de seis orificios rectangulares controlados por compuertas, colocados a diferentes elevaciones y en la base se encuentran otros dos, esta distribución de los orificios es - para tener control en la captación ya que la calidad del agua es mejor la - que se encuentra cercana a la superficie.

En la parte superior de la plataforma se encuentra la planta de bombeo con equipos tipo vertical, localizándose en la elevación 148.40 m los motores eléctricos y tableros de control, en el nivel inferior a la elevación - 145.55 m se encuentran el cabezal de descarga, fontanería y el múltiple de descarga. La conducción que se inicia al final del múltiple de descarga se apoyará en las trabes del puente y al llegar al terraplen se ubicará arriba de la rasante del filtro quedando protegida por el enrocamiento.

El puente de 45.0 m de claro que une la plataforma con el pedraplén de acceso será de un sólo carril de 3.5 m ya que únicamente transitaran camiones

que transporten los equipos de bombeo durante su instalación, mantenimiento y reparación.

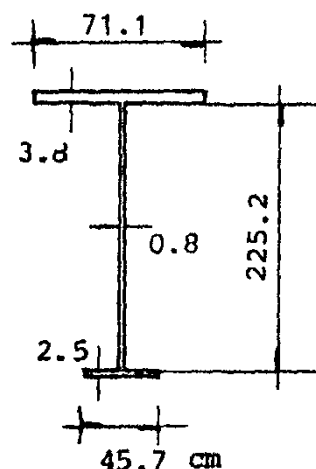
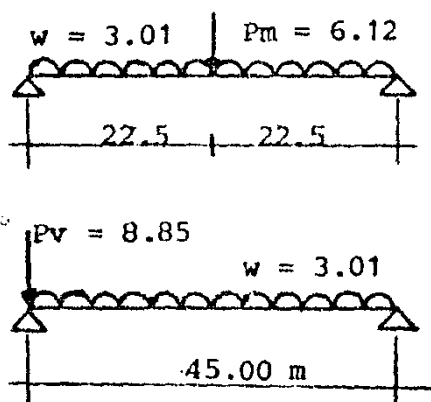
El pedraplén de sección trapezoidal de 6.70 m de corona y taludes 2:1 en sus caras exteriores, cuenta con un revestimiento en la corona para el tránsito de vehículos, interiormente esta formado por una coraza de roca, un filtro y un núcleo de material de relleno. (ver plano 1).

Se cuantificaron los conceptos de trabajo de la plataforma del pedraplén y del puente de acceso los que con precios vigentes en el 2º semestre de 1982 se tiene el antepresupuesto de 110,64 millones de pesos.

5.4,2 Anteproyecto estructural

El anteproyecto estructural de la obra de toma comprendió el puente, la torre y la estructura de la planta de bombeo.

El diseño del puente fué una adaptación de un proyecto de puente carretero de SAHOP, de 45,0 m de claro solucionando la superficie de rodamiento a base de concreto reforzado y la superestructura a base de 2 travesaños de acero presforzado de la cual se presenta el diseño,



Datos

Claro entre apoyos = 45.00 m

Carga móvil: H15-S12

$W = 0.714 \text{ T/m}$

$P_v = 8.85 \text{ T}$

$P_m = 6.12 \text{ T}$

$W_{pp} = 0.47 \text{ T/m}$

$W_{pt} = 0.78 \text{ T/m}$

$W_{pp} \text{ losa} = 0.15 \times 2.4 \times 2.55 = 0.92 \text{ T/m}$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.1} = \frac{15.24}{45 + 38.1} = 0.183$$

$$W_t = 0.47 + 0.78 + 0.92 + 0.714 (1+0.183) = 3.01$$

$$M = \frac{P_l}{4} + \frac{w_l^2}{8} = \frac{6.12 \times 45}{4} \times (1.183) + \frac{3.01 \times 45^2}{8} = 81.45 + 761.91 = 843.36 \text{ Tm}$$

$$M_u = 1.4 \times 843.36 = 1180.70 \text{ Tm}$$

$$V = \frac{w_l}{2} + P = \frac{3.01 \times 45}{2} + 8.85 (1.183) = 67.73 + 10.47 = 78.20 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4 v = 109.48 \text{ T}$$

Revisión por esfuerzos admisibles:

Cortante en el alma $f_v \text{ perm} = 0.4 f_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{109.48 \times 10^3}{225.2 \times 0.8} = 607.68 \text{ kg/cm}^2 < f \text{ perm}$$

Flexión $f_b \text{ perm} = 0.6 \quad f_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$

$$f_b = \frac{My}{I} = \frac{904.29 \times 10^5 \times 115.8}{5 \ 257 \ 932.5} = 2 \ 600.36 \times f_b \text{ perm}$$

Como el esfuerzo actuante es mayor al permisible, se colocaran cables de presfuerzo para no aumentar la sección de la trabe, asimismo debido a la disminución del momento del centro a los apoyos se propone la reducción del patín superior de la trabe de 28" a 26" y posteriormente 20".

Para la torre se tomó como modelo las plataformas marinas de explotación, adaptando la estructuración para que sea un buen soporte a la obra de toma y planta de bombeo. La estructuración se formó a base de 10 columnas tubulares de acero estructural A-36 de 0.91 cm de diámetro contraventeadas con tubería de 0.46 cm de diámetro.

Las acciones consideradas para el diseño fueron:

Cargas muertas debidas a peso propio y peso de equipos

Cargas vivas debidas a equipo móvil (grúa viajera y vehículos)

Cargas accidentales, sismo y viento

Cargas de ambiente; oleaje y cambios de temperatura

Se hizo el diseño según el criterio de esfuerzos admisibles que consiste en determinar los esfuerzos actuantes en las secciones y comparar contra los valores de los esfuerzos admisibles.

En base a los resultados de exploración del subsuelo en el sitio de la obra de toma, se propone para la torre que para su cimentación se emplee pilotes preexcavados y colados "in situ" para los que se determinó, en base a una sección circular de 50 cm de diámetro, la capacidad de carga en 130 tonela-

das considerando la penetración del pilote de por lo menos 5 m dentro de la lutita.

La estructura de la planta de bombeo sirve de protección a la grúa viajera y el equipo se solucionó a base de 4 marcos en perfiles de acero del que se presenta a continuación la determinación del tamaño de la viga.

Del análisis del marco se obtiene:

$$M = 15.70 \text{ ton. m}$$

$$Mu = 15.70 \times 1.4 = 21.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{acero } f_y = 2530 \text{ (A-36)}$$

$$F_b = 0.6 f_y = 1518.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{f_b} = \frac{21.98 \times 10^5}{1518.0} = 1447.96 \text{ cm}^3$$

del Manual AHMSA se propone IPR 18" x 8 3/4" x 95.4 kg/m

$$S = 1917 \text{ cm}^3$$

5.4.3. Anteproyecto Mecánico

En la obra de toma del acueducto Vicente Guerrero se consideró el empleo de equipo de bombeo de tipo centrífuga vertical ya que por tratarse de agua de un embalse y estar localizado fuera de la boquilla se pretende ubicar la obra de toma dentro del vaso para poder cubrir los diferentes niveles del agua.

Los principales datos necesarios para determinar el equipo de bombeo son el gasto y la carga total de bombeo la cual se determinó anteriormente y

vale 101.29 m, el gasto que es de 1 m³/s, se manejará con 4 bombas conectadas en paralelo, cada una de 350 lps (operandose 3 y 1 de reserva), este número de unidades se determinó en base a la variación de la demanda.

Para la selección de las bombas se recopiló información de 3 marcas de equipo comercial siendo estas dimensiones, materiales, rangos de presión y temperatura, curvas características, etc., con los datos de: gasto - Q = 350 lps = 5550 gpm y carga total H = 101.29 m = 332 ft y con las curvas características se determinó la eficiencia de cada una de las marcas, calculándose la potencia requerida por la bomba a partir de la ecuación.

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \quad (\text{H.P.})$$

donde:

γ peso volumétrico del líquido = 1000 kg/m³

η eficiencia de la bomba

Los resultados de la selección del equipo, la eficiencia y potencia requerida por la bomba se presenta a continuación:

MARCA	TAMAÑO	EFICIENCIA	POTENCIA (H.P.)
Byron-Jackson	20 KXH 1	86.0 %	542.40
Worthington	20 H 500	82.0 %	568.86
Sulzer	BK 420/036	81.9 %	569.56

El diámetro de la columna de succión se determina de acuerdo a que el gas-

to no circule a una velocidad mayor a 3.0 m/s (velocidad recomendada por los fabricantes) por lo que se puede emplear el diámetro de 41 cm.

La carga neta de succión positiva disponible (CNSP o NPSH) se determina de;

$$\text{NPSH disp} = \frac{P_a}{\gamma} + H_s - H_f - \frac{H_v}{\gamma}$$

P_a = presión atmosférica del lugar = 0.972 kg/cm²

H_s = carga de succión = 1.50 m

H_f = pérdida de carga por fricción en la succión = 0.50 m

H_v = presión de vapor del líquido a bombear = 0.0359 kg/cm²

γ = peso volumétrico del líquido = 1000 kg/cm³

$$\text{NPSH} = 9.72 + 1.5 - 0.50 - 0.36 = 10.36 \text{ m}$$

De las curvas características de operación de los equipos se obtuvo el NPSH req. siendo:

Byron-Jackson 6.10 m < NPSH disp.

Worthington 7.20 m < NPSH disp.

De acuerdo a los resultados obtenidos de la potencia, se propone el empleo de un motor de 600 HP de las siguientes características: tipo vertical de inducción, con rotor, jaula de ardilla, para 1 800 rpm, trifásico a 4 160 volts/60 cps, para trabajo a la intemperie.

Las válvulas a emplear en la estación de bombeo de la obra de toma como protección al equipo y tuberías son: por la presencia de aire en la columna de la bomba en su operación, para eliminarlo se empleará una válvula de

aire que de acuerdo a recomendaciones de los fabricantes para el gasto de 350 lps, la válvula será de 15 cm (6"). Para proteger el equipo en el caso de que el flujo se invierta por alguna causa se propone el empleo de una válvula Check que es un elemento que permite el flujo en una sola dirección, además se propone una válvula de alivio de presión para proteger la instalación contra los cambios bruscos de presión, cuando arranca o para la bomba, permitiendo el escape del líquido que en este caso descarga hacia el vaso. Para el caso en que se requiere aislar algún equipo serán necesarias válvulas de seccionamiento tipo compuerta.

Se contabilizaron los equipos bomba-motor, tuberías, válvulas y demás accesorios realizándose el antepresupuesto del anteproyecto mecánico que con precios vigentes en el 2º semestre de 1982 importó la cantidad de 47.46 millones de pesos.

5.4.4 Anteproyecto Eléctrico

Se selecciono un voltaje de 13.2 KV para el lado primario de la subestación de la obra de toma en base a que es uno de los disponibles, además la economía en operar el equipo a 13.2 KV que a 115 KV (el otro disponible) ya que por ejemplo no se encuentran comercialmente transformadores con relación 115/4.16 KV y se hacen sobrepedido lo que aumenta el costo.

El voltaje del lado secundario de 4.16 KV lo determina la tensión para alimentar los motores de las bombas teniéndose además cargas auxiliares a 220-110 V.

Para la distribución de cargas a la obra de toma se propone el empleo de 4 transformadores siendo 2 de potencia para alimentar cada uno a los moto-

res de una etapa, y 2 para servicios como es el alumbrado de las instalaciones o el motor de una grúa viajera. Se formaron 19 circuitos para la distribución de la energía eléctrica. Los transformadores a emplear se proponen para los de potencia de 3000 KVA con relación de transformación - 13.2/4.16 KV y para los de servicio uno de 25 KVA con relación 13.2 KV/ - 220-110 V y el otro de 30 KVA y relación 4.16 KV/220-110 V.

En operación normal de la planta cada uno de los transformadores de potencia alimentará los motores de su correspondiente etapa (3) pudiendo en caso de falla o mantenimiento del otro suministrar energía a 4 motores que equivale a operar el 67% de la capacidad de bombeo de la planta.

Para protección del sistema eléctrico en condiciones anormales de operación como son la sobrecorriente y el sobrevoltaje se instalarán los dispositivos necesarios para alargar la vida de la instalación como son interruptores - fusibles, apartarrayo y una red de tierras para protección de los trabajadores.

Para el anteproyecto eléctrico se determinaron los conductos de los 19 circuitos de distribución y como ejemplo se presenta la determinación del alimentador del lado secundario de los transformadores de potencia, siendo la corriente nominal:

$$I = \frac{\text{KVA}}{\sqrt{3} \times \text{KV}} = \frac{3\ 000}{\sqrt{3} \times 4.16} = 416.36 \text{ Amp}$$

La corriente nominal de los 4 motores con un 85% de factor de potencia y para una eficiencia del 93%:

$$I = \frac{4 \times 600 \times 0.746}{\sqrt{3} \times 4.16 \times 0.85 \times 0.93} =$$

$$I = 314.32 \text{ Amp.}$$

con un factor de servicio de 1.15 de los motores

$$I = 314.32 \times 1.15$$

$$I = 361.5 \text{ Amp}$$

Con las correcciones por agrupamiento en un tubo = 1 y por temperatura = 0.97.

$$I = \frac{361.5}{1 \times 0.97} = 372.7 \text{ Amp}$$

Por lo que seleccionando el conductor:

Conductor: XLP 400 MCM para 5KV

Capacidad: 480 Amp a 90°C

Ducto: tubería de 101 mm de fierro galvanizado cedula 40.

El antepresupuesto eléctrico importó la cantidad de 21.41 millones de pesos con precios del 2º semestre de 1982 considerando en este el 23% por concepto de ingeniería, administración e imprevistos.

5.5 Plantas de Rebombéo

Las plantas de rebombéo quedaron ubicadas en los cadenamientos de la conducción 27 + 325 y 44 + 722 para las plantas 1 y 2 respectivamente, cada niamientos que se localizan en el tramo en que la poligonal se encuentra paralela al camino Victoria-Soto la Marina. Esta localización de las plantas de rebombéo se hizo en función a que en ellas se presentase la misma carga de bombeo para contar con el mismo tipo del equipo electromecánico ya que de ello se puede presentar economía, en la operación del acueducto. A continuación se presentan los anteproyectos funcional, de equipos mecánicos, eléctricos, arquitectónicos y estructural de una de las plantas, aclarán-

dose que el diseño de la otra es prácticamente igual, presentándose solo algunas diferencias principalmente surgidas por el estudio de mecánica de suelos.

5.5.1 Anteproyecto funcional

Los elementos de que se compone la planta quedan sujetos a la ubicación de la alimentación y de la descarga y en este caso en las dos plantas de alimentación y descarga son en el mismo sentido, esto es, en una dirección de Oriente o Poniente por lo que, en un predio de 70 m con frente al camino - Victoria Soto La Marina y de 75 de fondo se alojaron los elementos de la planta en la dirección del flujo. La conducción que llega por el lado - Oriente descarga su caudal a la torre de sumergencia de donde parte la tubería de alimentación de la que se derivan ramales para alimentar las bombas que son de tipo horizontal; las tuberías de descarga de las bombas se van uniendo y aumentando su diámetro para formar el múltiple de descarga - hasta llegar al diámetro de la conducción, el cual sale del predio por su lado Poniente. Cada planta de rebombeo tiene previsto el espacio para las instalaciones necesarias para operar las dos etapas del proyecto.

Las instalaciones con que cuenta la planta de bombeo y su distribución son: caseta de vigilancia, se localiza a un lado del acceso, en el lado Oriente del predio y cuenta con oficina, recámara, cocina y baño, todo para la vigilancia durante las 24 hrs. al día; el centro del predio lo ocupa el patio de maniobras, que es común a las dos etapas, y el estacionamiento; la casa de máquinas, que esta ligada a las tuberías de entrada y salida, se localizó siguiendo el flujo continuo sin interferencias, la casa de máquinas se diseñó en dos niveles, en el inferior se localizan los equipos bomba-motor, tuberías de entrada, salida y válvulas, además de un módulo para

ejecutar reparaciones y mantenimiento, en el segundo se localizan los table ros de control; la subestación eléctrica, común a las dos etapas se localiza en la parte media del lado Poniente del predio entre las dos casas de má quinas. En el plano 2 muestra lo descrito anteriormente.

La diferencia entre las plantas de rebombeo 1 y 2, como se mencionó anteriormente surgió por los resultados del estudio de mecánica de suelos en los dos sitios y estos son: Planta de rebombeo 1. Se presentó superficialmente una capa de arcilla negra de alta plasticidad y consistencia media a dura y de alta contracción, su espesor varía de 1.0 a 2.0 m; bajo esta capa y hasta - los 10.0 m se encuentra una capa de arcilla con algunos nódulos de cal y - fragmentos de grava, dicha arcilla es de consistencia media a dura y plasticidad media, con un espesor de 3.0 m, subyace a la arcilla una capa de arena con gravas y boleos, esta capa descansa sobre un manto de lutita la que primeramente se presenta fisurada y alterada y que con la profundidad presenta menos fisuras hasta ser una roca sana.

Planta de rebombeo 2. En esta zona se presenta un manto de roca caliza con boleos, el cual aflora a la superficie y su espesor varia de 2.0 a 3.0 m.- bajo esta capa se encuentra una arcilla de color amarillo de plasticidad y consistencia media,

Con la información de las diferentes ensayos de laboratorio que fijan las - características del subsuelo en los dos sitios se determinó el tipo de cimentación a emplear y la capacidad de carga a usar en el diseño y estas - fueron: para la planta No. 1 se recomienda utilizar zapatas corridas desplantadas a 1.50 m de profundidad, siendo la capacidad de carga para el diseño de 12 ton/m² determinada por la teoría de Skempton; en la planta - No. 2 se recomienda usar también zapatas corridas desplantadas 0.10 m den-

tro de la roca utilizando en este caso una capacidad de carga de 24 ton/m². La cimentación de la torre de sumergencia en el caso de la planta No. 1 se recomienda se haga en el 2º horizonte de arcilla a los 2.0 m de profundidad y en la planta No. 2 se haga desplantada a 10 cm dentro de la roca. La diferencia entonces entre las plantas de rebombeo es que para la planta No. 1 se requireremover 1.75 m en promedio de material para desplantar las estructuras y para la planta No. 2 sera tan solo una limpia del terreno. Por lo mismo, en la planta No. 1 se diseñó un dren perimetral para captar el escurrimiento pluvial y evitar que invada la planta, así mismo conectar a este dren perimetral el drenaje interno de la planta. En el caso de la planta No. 2 no fué necesario el drenaje perimetral ya que el terreno circundante a la planta es senciblemente plano.

5.5,2 Anteproyecto Arquitectónico

El edificio de la casa de máquinas es netamente de tipo industrial, ya que en él se alberga a los equipos de bombeo, motores eléctricos y los tableros de control de la operación de las bombas y la alimentación eléctrica, por lo cual el diseño arquitectónico de un edificio de tales características deben considerarse las siguientes particularidades.

- a) materiales de larga duración
- b) iluminación natural
- c) ventilación profusa, excepto en la zona de tableros ya que podría afectar su funcionamiento
- d) una estructura que permita el fácil montaje de los equipos - así como de su reparación y mantenimiento.

TABLA No. 5.1

ANTEPROYECTO: ACUEDUCTO V. GUERRERO-CD. VICTORIA

TRAZO DE LA POLIGONAL DE TUBERIA: EN PLANTA
ALTERNATIVA A
TRAMO II

PUNTO	NORTE	COORDENADAS ESTE	ALTITUD	LONGITUD PLANTA	L. PLANTA ACUMULADA	LONGITUD REAL	LONG. REAL ACUMULADA
-3	-224198.46	35399.97	177.44				
-2	-224208.63	35389.49	177.52	14.61	-25.39	14.61	14.61
-1	-224287.37	35388.34	177.56	78.75	53.36	78.75	93.36
0	-224297.23	35378.20	177.32	14.14	67.50	14.14	107.50
1	-224232.25	36913.43	196.87	4465.24	4532.74	4465.29	4572.79
2	-224178.74	27013.49	220.21	3900.31	8433.05	3900.38	8473.16
3	-224121.95	24162.93	228.17	2851.13	11284.18	2851.14	11324.30
4	-224124.60	23713.05	228.54	449.89	11734.06	449.89	11774.19
5	-224098.18	22113.84	235.86	1599.43	13333.49	1599.44	13373.61
6	-224103.74	21863.86	236.44	250.04	13583.53	250.04	13623.68
7	-224073.40	19915.18	244.95	1948.92	15532.45	1948.93	15572.61
8	-224044.12	18209.88	255.85	1705.55	17238.00	1705.59	17278.20
9	-224033.95	18200.05	255.87	14.14	17252.14	14.14	17292.34
10	-223950.46	18201.32	255.68	73.50	17325.64	73.50	17365.84
11	-223950.29	18191.49	255.85	14.14	17339.78	14.14	17379.98
12	-223950.00	18174.28	256.20	17.22	17357.00	17.22	17397.20

LINER	RUMBO	DEFLEXION
-3- -2	S 45.5001 W	
-2- -1	S 0.5002 W	44.5959
-1- 0	S 45.5002 W	45.0000
0- 1	N 89.0958 W	44.5959
1- 2	N 89.1250 W	0.0252
2- 3	N 88.5131 W	0.2119
3- 4	S 89.3945 W	1.2844
4- 5	N 89.0313 W	1.1702
5- 6	S 88.4333 W	2.1314
6- 7	N 89.0639 W	2.0958
7- 8	N 89.0059 W	0.0530
8- 9	N 44.0058 W	45.0001
9- 10	N 0.5901 E	44.5959
10- 11	N 44.0058 W	44.5959
11- 12	N 89.0059 W	45.0001

Para la funcionalidad del edificio se pensó en dos niveles, en el inferior localizar el equipo electromecánico, así como un espacio para reparaciones y mantenimiento de éste, además de localizarse en este nivel la fontanería de entrada y salida y los accesorios para el control de flujo y protección del equipo de bombeo. En el segundo nivel se instalarán los tableros de control adyacente a la zona de equipos.

Los materiales a emplear en el edificio serán: losas de pisos y techos de concreto armado al igual que las columnas y trabes; para los muros se emplearán blocks de cemento debidamente reforzados con dalas y castillos, se utilizará cancelería de aluminio anodizado.

Los múltiples de entrada y salida se localizaron afuera del edificio para tener espacio para ubicar los atraques que necesitan dichos múltiples.

5.5,3 Anteproyecto Estructural

En el anteproyecto estructural de las plantas de bombeo se contemplaran las estructuras de la casa de máquinas y la estructura que dará sumergencia a los equipos de bombeo.

El edificio de la casa de máquinas se estructuró a base de marcos resueltos en concreto reforzado al igual que la losa de cubierta, los muros, que se desligaron de la estructura resueltos a base de blockes de concreto y reforzados con dalas y castillos.

Para el prediseño se consideró un marco transversal como un pórtico simple del cual se presenta la determinación del acero de refuerzo.

Las secciones propuestas para la trabe y columna fueron: trabe 60 x 30 cm,

columna 60 x 30 cm.

Del análisis del marco se obtienen los siguientes valores:

	sin sismo	con sismo	Mu s/sismo	Mu c/sismo
M ₁	7,4	-4.19	10.36	-4,61
M ₂	-13.19	-4.18	-18.47	-4,60
M ₃	19.88	18.62	27.83	20.48
M ₄	-13.19	20.54	-18.47	22.59
M ₅	7,4	18.32	10.36	20.15
V ₁	11.71	9.36	16.39	10.30
V ₅	11.71	13,46	16.39	14.81

Los materiales empleados:

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de la trabe:

Considerando una sección simplemente armada

$$MR = FR bd^2 f''c q (1-0.5 q) \quad p_{max} = 0.75 \frac{4800}{6000 + 4200} \frac{136}{4200}$$

$$q = 1 - \sqrt{1-2Q} \quad p_{max} = 0.011$$

$$Q = \frac{MR}{FR bd^2 f''c} = \frac{27,83 \times 10^5}{0,9 \times 30 \times 55^2 \times 136} = 0,251$$

$$q = 0,294$$

$$\rho = 0.294 \frac{136}{4200} = 0.010 < \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho b d = 0.010 \times 30 \times 55 = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$6 V_s \approx 6 = 17.10 \text{ cm}^2$$

diseño por fuerza cortante

$$V_u = 16.39 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 (0.2 + 30 \rho) b d \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 0.5 \times 30 \times 55 \times \sqrt{160} = 8348.4 \text{ ton}$$

$$V = V_u - V_{cr} = 16390 - 8348.4 = 8041.6 \text{ kg}$$

para estribos del # 3 $a_v = 1.42 \text{ cm}^2$ acero A-36

$$S = \frac{a_v f_y d}{V} = \frac{1.42 \times 2530 \times 55}{8041.6} = 24.57$$

$$S = d/2 = \frac{55}{2} = 27.5$$

$$S = \frac{FR a_v f_y}{3.5 b} = 27.37$$

E # 3 @ 24 cm en la sección de cortante máximo

Diseño de la columna:

$$M_u = 22.59 \text{ Tm} \quad P_u = 14.81 \text{ T} \quad e = 1.525 \quad e/n = 2.542$$

Para el diseño se empleara la fig. 5 de las ayudas de diseño RCDF 76 - (401-I de I)

$$K = \frac{P_u}{FR b h f'_c} = \frac{14.81 \times 10^3}{0.75 \times 60 \times 30 \times 136} = 0.08$$

$$R = \frac{M_u}{FR b h^2 f'_c} = \frac{22.59 \times 10^5}{0.75 \times 30 \times 60^2 \times 136} = 0.21$$

$$q = 0.43 \quad p = q \frac{f'c}{f_y} = 0.43 \times \frac{136}{4200} = 0.014$$

$$A_s = p b h = 0.014 \times 60 \times 30 = 25.2 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ Vs } \# 6 + 4 \text{ Vs } \# 3 = 25.64 \text{ cm}^2$$

La losa de cubierta se diseñó considerándola perimetralmente apoyada, usando los coeficientes que propone el RCDF-76.

La cimentación del edificio de la casa de bombeo se resolvió a base de zapatas corridas con contratraves.

El análisis de la torre de sumergencia se hizo en dos pares, el cilindro vertical y la losa de cimentación. Al análisis del cilindro se hizo suponiéndolo empotrado en su parte baja y sometido a la presión hidrostática, el diseño se hizo por el criterio de esfuerzos admisibles.

Se calcularon las cantidades de obra del anteproyecto estructural y con precios unitarios vigentes en el segundo semestre de 1982 se hizo el antepresupuesto que importo 3.05 millones de pesos.

5.5.4 Anteproyecto Mecánico

En el capítulo 4.3 de este trabajo se determinó que el equipo de bombeo más adecuado para las plantas de rebombeo es el del tipo centrífuga horizontal por las ventajas que presenta.

Este tipo de bomba es la fácil instalación, mantenimiento y reparación. - Cada una de las cuatro contará con su tubería de succión y descarga las - que se conectan a múltiples de entrada y salida lo que facilitará aún más la instalación de las bombas así como la operación de la estación de bombeo,

al igual que en la obra de toma se propusieron 4 equipos de $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$, 3 en operación y uno de reserva.

Los datos para la selección de las bombas son:

Gasto $Q = 0.35 \text{ m}^3/\text{s} = 350.0 \text{ lps} = 5\,550.0 \text{ gpm}$

Carga total $H_p = 108.29 \text{ m} = 355.0 \text{ ft}$

Al determinar la eficiencia de los equipos de las curvas características se calculó la potencia la que resultó ser:

Marca	Tamaño	Eficiencia	Potencia
Byron-Jackson	10 H - TYPE S	87.0 %	573.2
Worthington	10 LNH - 22	82 %	608.2
Sulzer	SM 302 - 500	78.5 %	635.3

Se propone, dado el resultado de los cálculos anteriores, utilizar un motor eléctrico de inducción, para corriente alterna, trifásico y con rotor de jaula de ardilla, para un voltaje de 4 160 volts a 1 800 rpm.

Otro de los aspectos importantes es la carga neta positiva de succión requerida (NPSH) por la bomba y al igual que para la eficiencia los fabricantes presentan curvas NPSH-Q.

Se debe cumplir la condición: $NPSH_{disp} > NPSH_{req}$, tomando el valor más alto (13 m Sulzer); $H_s = 4.14 \text{ m}$; y el más bajo (5.64 Worthington); $H_s = 3.22 \text{ m}$.

Por lo cual para los valores de los niveles en las torres de sumergencia de las Plantas No. 1 y No. 2 se tiene:

$$H_{disp} = 9.72 + 9.98 - 0.5 - 0.359 = 18.78 \text{ m}$$

$$H_{disp} > H_{req}$$

Planta No. 2 $H_s = 8.59 \text{ m}$

$$H_{disp} = 9.72 + 8.59 - 0.5 - 0.359 = 17.45 \text{ m}$$

$$H_{disp} > H_{req}$$

Dentro del anteproyecto mecánico se consideraron las válvulas que para las plantas de bombeo se emplearán: rotuválvulas, válvula de alivio de presión y válvula de seccionamiento en cada una de las bombas.

Se cuantificaron los accesorios del equipo electromecánico como son válvulas, tuberías de entrada y salida, múltiples, medidor de gasto, las bombas y motores y con precios unitarios vigentes con el 2º semestre de 1982 importa la cantidad de 41.7 millones de pesos.

5.5.5 Anteproyecto Eléctrico

Para el diseño del anteproyecto eléctrico de las plantas de bombeo se hicieron las mismas consideraciones para la selección de voltajes de la subestación que en la obra de toma. Para la distribución de cargas de la planta de bombeo se propone el empleo de dos transformadores de potencia de 3 000 KVA para la alimentación a motores; para la distribución de cargas auxiliares se propone un transformador de 75 KVA que es suficiente para alimentar las grúas de las casas de máquinas, alumbrados y demás cargas.

Al igual que en la obra de toma se emplearan dispositivos de protección de

sobrecorriente y sobrevoltaje además de la red de tierras.

En este caso se muestra el cálculo del conductor que alimenta a los motores.

La corriente nominal para un motor a 85% de factor de potencia y una eficiencia del 93% a plena carga se obtiene de la siguiente fórmula:

$$I = \frac{\text{H.P.} \times 0.746}{\sqrt{3} \times \text{KV} \times \text{F.P.} \times \text{Ef.}} = \frac{700 \times 0.746}{\sqrt{3} \times 4.16 \times 0.85 \times 0.98}$$

$$I = 92 \text{ Amp.}$$

Por factor de servicio = 1.15

$$I = 105 \text{ Amp}$$

Por reglamento mas el 25%

$$I = 106 \times 1.25$$

$$I = 132.5 \text{ Amp}$$

Factor de corrección:

Por temperatura a 45° C = 0.95

Por agrupamiento = 0.93

$$I = \frac{132.5}{0.95 \times 0.93} = 150 \text{ Amp}$$

Selección: Cable de energía Vulkanel XLP con aislamiento para 5 KV calibre

110.

Ampacidad 180 Amp = 90°C

Tuberfa: Fierro Galvanizado 63 mm

El anteproyecto por los conceptos del anteproyecto eléctrico de una de las plantas de rebombeo con precios del segundo semestre de 1982 fué de 19.81 millones de pesos.

TABLA 5.2

TRAZO DE LA POLIGONAL DE TUBERIA: EN PERFIL
ALTERNATIVA A
TRAMO II

PI.	CAD	ELEV	DIST PLANTA	DIST REAL	PEND.	DEFLEX.
-1	-0 + 040	177.44				
0	0 + 000	176.44	40.00	40.01	-0.0250	
1	1 + 000	176.73	1000.00	1000.00	+0.0023	+1.3348
2	1 + 300	180.86	300.00	300.01	+0.0071	+0.1632
3	1 + 700	182.50	400.00	400.00	+0.0041	-0.1019
4	2 + 140	179.60	440.00	440.01	-0.0066	-0.3645
5	2 + 240	183.00	100.00	100.05	+0.0340	+2.1930
6	2 + 330	183.00	90.00	90.00	+0.0089	-1.2617
7	2 + 400	177.41	70.00	70.29	-0.0913	-5.4330
8	2 + 950	180.54	550.00	550.01	+0.0057	+5.3231
9	3 + 260	184.48	310.00	310.03	+0.0127	+0.2408
10	3 + 400	185.29	140.00	140.00	+0.0058	-0.2348
11	3 + 700	188.47	300.00	300.02	+0.0106	+0.1633
12	3 + 900	194.05	200.00	200.08	+0.0279	+0.5927
13	4 + 460	194.75	560.00	560.00	+0.0013	-1.3135
14	4 + 800	197.57	340.00	340.01	+0.0083	+0.2413
15	5 + 100	197.84	300.00	300.00	+0.0009	-0.2525
16	6 + 200	201.47	1100.00	1100.01	+0.0033	+0.0815
17	6 + 500	201.32	300.00	300.00	-0.0005	-0.1304
18	7 + 100	206.78	600.00	600.02	+0.0031	+0.3300
19	7 + 300	209.59	200.00	200.02	+0.0140	+0.1651
20	7 + 500	209.90	200.00	200.00	+0.0016	-0.4237
21	7 + 700	211.48	200.00	200.01	+0.0079	+0.2139
22	8 + 000	212.20	300.00	300.00	+0.0024	-0.1054
23	8 + 300	215.80	300.00	300.02	+0.0120	+0.3300
24	8 + 450	218.50	150.00	150.02	+0.0180	+0.2037
25	8 + 560	217.21	110.00	110.01	-0.0117	-1.4211
26	9 + 200	216.38	640.00	640.00	-0.0013	+0.3551
27	9 + 500	217.16	300.00	300.00	+0.0026	+0.1324
28	10 + 100	220.46	600.00	600.01	+0.0055	+0.0958
29	10 + 350	222.71	750.00	750.00	+0.0030	-0.0836
30	11 + 200	225.72	350.00	350.01	+0.0086	+0.1915
31	11 + 400	226.10	200.00	200.00	+0.0019	-0.2302
32	11 + 800	226.90	400.00	400.00	+0.0020	+0.0021
33	12 + 000	228.52	200.00	200.01	+0.0081	+0.2058
34	12 + 700	230.41	700.00	700.00	+0.0027	-0.1834
35	13 + 200	233.86	500.00	500.01	+0.0069	+0.1426
36	13 + 500	234.01	300.00	300.00	+0.0005	-0.2200
37	14 + 100	237.73	600.00	600.01	+0.0062	+0.1936
38	14 + 700	239.83	600.00	600.00	+0.0035	-0.0917
39	15 + 100	242.83	400.00	400.01	+0.0075	+0.1345
40	15 + 500	243.07	400.00	400.00	+0.0005	-0.2343
41	15 + 700	244.67	200.00	200.01	+0.0080	+0.2526
42	16 + 000	245.51	300.00	300.00	+0.0028	-0.1753
43	16 + 600	250.61	600.00	600.02	+0.0085	+0.1906
44	16 + 800	252.39	200.00	200.01	+0.0089	+0.0122
45	17 + 000	253.77	200.00	200.00	+0.0069	-0.0653
46	17 + 347	254.39	347.00	347.00	+0.0010	-0.1735
47	17 + 357	256.20	10.00	10.16	+0.1810	+10.0926

TABLA 5.3

GASTOS EN ALCANTARILLAS DE LOS CAMINOS

A Ha	L m	S %	Tc mic	f mm/hr	Q m ³ /s
54 800.0	59 375.0	1.17	647.80	13.69	104.20
787.5	6 130.0	0.54	193.98	29.92	3.27
658.8	5 010.0	0.83	148.57	35.57	3.25
680.0	6 780.0	0.53	208.15	28.58	2.70
680.0	8 350.0	0.48	245.49	25.68	2.43
237.5	2 520.0	1.45	80.06	53.12	1.75
196.0	2 190.0	1.87	67.46	59.36	1.62
110.0	1 260.0	1.03	57.32	65.97	1.01
160.0	2 460.0	0.62	103.46	44.98	1.00
165.0	2 400.0	0.49	109.81	43.27	0.99
155.0	2 060.0	0.44	103.07	45.09	0.97
135.0	1 870.0	0.41	99.09	46.26	0.87
150.0	2 950.0	0.45	128.77	39.03	0.81
125.0	2 130.0	0.55	98.04	46.58	0.81
132.5	2 650.0	0.49	116.99	41.53	0.76
100.0	1 410.0	0.48	78.64	33.74	0.75
100.0	1 700.0	0.64	80.85	52.78	0.73
117.5	1 720.0	0.28	106.12	44.24	0.72
107.5	2 130.0	0.60	95.35	47.42	0.71
97.5	1 980.0	0.78	85.46	50.92	0.69

TABLA 5.4

COSTO DE ALTERNATIVAS DE LA OBRA DE TOMA

CONCEPTO	COSTO DE ALTERNATIVAS EN MILLONES DE PESOS					
	1	2	3	4	5	6
Excavación en agua	105.0		13.0	13.0	13.0	
Terraplén	16.6	12.0	25.8	12.0	12.0	
Pedraplén				60.0		
Torre	40.5					
Plataforma		23.4	20.7	20.7	20.7	
Equipos de bombeo (1a. Etapa)	44.0	47.0	47.0	47.0	47.0	
Compuertas, mecanismos y grúas	15.0					
Grúa en plataforma		6.0	6.0	6.0		
Tubería de acero submarina		11.1	5.3			
Cableado submarino		6.0	3.0			
Chalán y lancha rápida		10.0				
Puente flotante			8.5			
Tubería de acero				4.8	4.8	
Cableado superficial				1.5	1.5	
Puente fijo				22.0	112.0	
Tubería de conducción						252.0
TOTAL	221.1	115.5	129.3	187.0	211.0	252.0

En la actualidad las grandes concentraciones de población demandan importantes volúmenes de agua para su consumo, los cuales no es posible surtirlos ya de agua subterránea dado que los acuíferos se encuentran sobreexplotados y en peligro de contaminarse. Por eso se han venido estudiando fuentes de agua superficial las cuales se encuentran alejadas de estos centros de población por lo que se requiere de grandes acueductos para transportar los caudales a las zonas de consumo. Como ejemplo se pueden citar los proyectos de los acueductos Linares-Monterrey, Río Colorado-Tijuana, los sistemas Tecolutla, Amacuzac y Cutzamala al Área Metropolitana de la Ciudad de México.

Un caso similar está sucediendo en Ciudad Victoria, capital del Estado de Tamaulipas, por lo que, se realizó el presente trabajo con el objetivo de satisfacer la demanda, en dicha ciudad, a largo plazo.

Ciudad Victoria se abastece de agua subterránea, fuente que resulta insuficiente debido al incremento de la población y en un futuro también al impulso que se pretende dar a la zona.

El análisis de la proyección de la demanda arrojó como resultado que el año 2010 será necesario abastecer un caudal medio anual de 2.23 m³/s.

Con la oferta actual y los proyectos a corto plazo se podrá cubrir tan solo 0.74 m³/s (33%) presentándose déficit de la oferta a partir de 1985.

Entre las posibilidades estudiadas para cubrir el faltante en la oferta se encontró que la más económica y con mayor caudal disponible fué tomar el

agua de la Presa Vicente Guerrero (1.67 m³/s anual).

La finalidad del estudio fue determinar las estructuras necesarias para la mejor y más económica operación del acueducto (a nivel de anteproyecto).

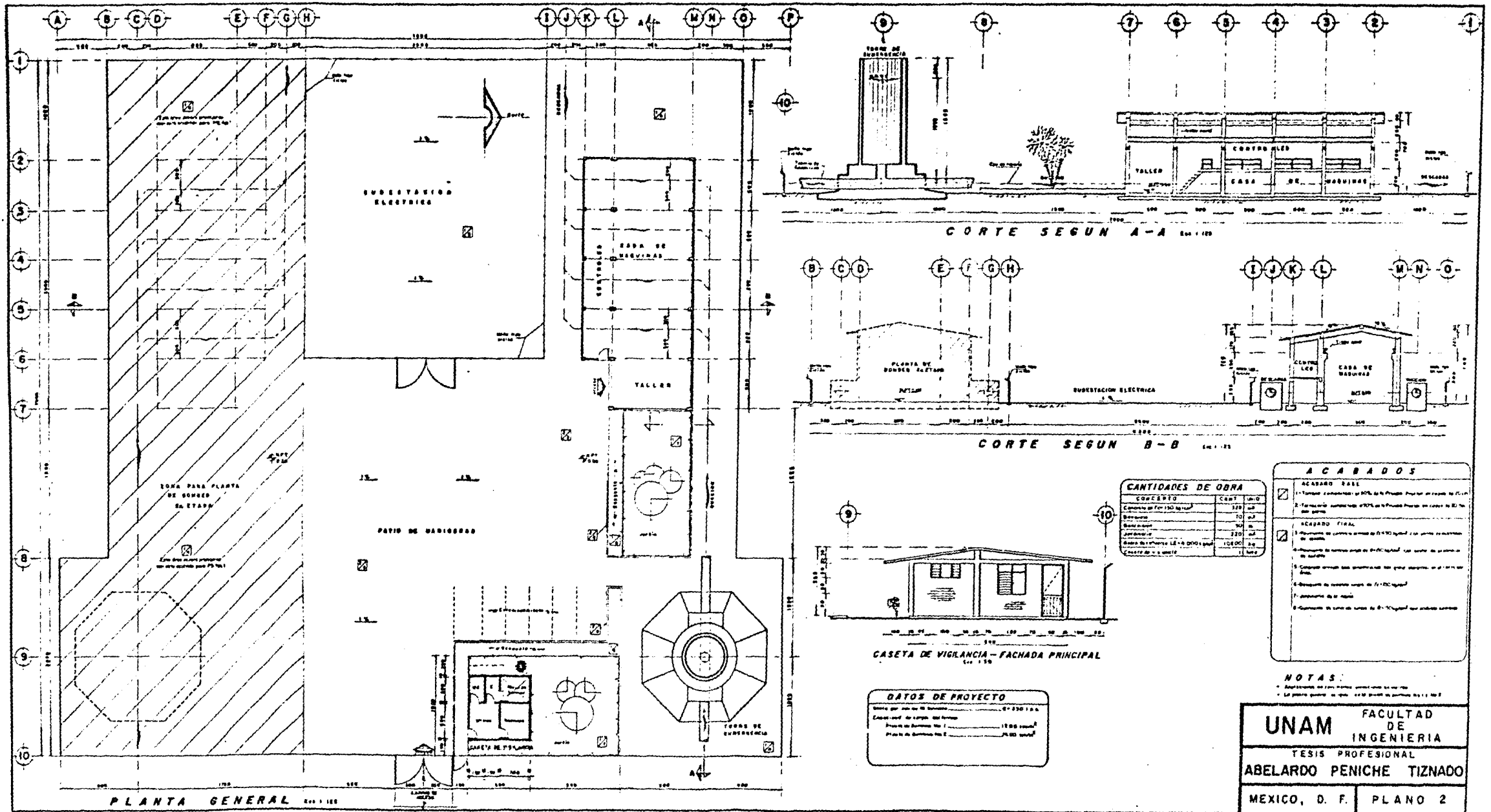
Se analizó la localización de la obra de toma, trazo del acueducto y sitio de entrega en Ciudad Victoria, así como también se obtuvo el diámetro económico del conducto, se plantearon diferentes variantes de la funcionalidad de la obra de toma y plantas de bombeo encontrándose la mejor de ellas.

Se valoraron las cantidades de obra de cada una de las estructuras proyectadas resultando un costo del acueducto de 1 473.75 millones de pesos con precios vigentes en el 2º semestre de 1982.

Es recomendable para la realización del proyecto definitivo tomar, por lo menos durante un año, un muestreo y análisis de calidad del agua del vaso con periodicidad mensual para determinar las variaciones que presenten los parámetros nocivos ya que los datos con que se contó para el anteproyecto preliminar de la planta de tratamiento fué tan solo un muestreo.

También se deberá prevenir que las aguas negras generadas por las poblaciones localizadas en las márgenes de los afluentes al vaso no sean descargadas a éstos sin previo tratamiento, lo mismo se deberá cuidar con las descargas de las industrias.

De mi particular punto de vista creo necesario concientizar a la población de lo que representa el ahorro del agua ya que por ejemplo para el D.F. de la dotación manejada de 360 l/h/d se compone de un 10% o más por concepto de fugas y desperdicios.



PLANTA GENERAL Esc. 1:100

CORTE SEGUN A-A Esc. 1:100

CORTE SEGUN B-B Esc. 1:25

DATOS DE PROYECTO

Área del terreno: 47.330 m² ± 0.00
 Área construida: 1100 m² ± 0.00
 Área de terreno: 20.00 m² ± 0.00

CANTIDADES DE OBRA

CONCRETO	CANT.	UNID.
Columnas de 10x10 cm	120	m ³
Columnas de 15x15 cm	10	m ³
Columnas de 20x20 cm	10	m ³
Columnas de 25x25 cm	10	m ³
Columnas de 30x30 cm	10	m ³
Columnas de 35x35 cm	10	m ³
Columnas de 40x40 cm	10	m ³
Columnas de 45x45 cm	10	m ³
Columnas de 50x50 cm	10	m ³
Columnas de 55x55 cm	10	m ³
Columnas de 60x60 cm	10	m ³
Columnas de 65x65 cm	10	m ³
Columnas de 70x70 cm	10	m ³
Columnas de 75x75 cm	10	m ³
Columnas de 80x80 cm	10	m ³
Columnas de 85x85 cm	10	m ³
Columnas de 90x90 cm	10	m ³
Columnas de 95x95 cm	10	m ³
Columnas de 100x100 cm	10	m ³

ACABADOS

- ACABADO BASE
 - 1. Pintura impermeable de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 2. Fijación de los acabados de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
- ACABADO FINAL
 - 1. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 2. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 3. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 4. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 5. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 6. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 7. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.
 - 8. Pintura de acabado de 20% de Plomo Plomado en agua de 10% de agua.

NOTAS:

- 1. Verificar el tipo de pintura que se va a utilizar.
- 2. La pintura que se va a utilizar debe ser de buena calidad.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
ABELARDO PENICHE TIZNADO
 MEXICO, D. F. PLANO 2

