

870115

6

Dej

# UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

"EL SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE  
DE CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA U.A.G."

## TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

LUIS MANUEL GARCIA PELAYO ROMERO

GUADALAJARA, JAL. 1985



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## I N D I C E

INTRODUCCION	1
<b>CAPITULO 1 ESTUDIO DE DEMANDAS</b>	<b>3</b>
<hr/>	
1.1 SITUACION ACTUAL	3
Utilización del Agua	4
Periodos de Demanda	4
Consumo Domestico, Industrial y de Riego	6
1.2 CRECIMIENTO DE LA DEMANDA	12
Cálculo de la Población Futura	14
1.3 CONCLUSIONES	19
Dotación Especifica por Habitante	19
<b>CAPITULO 2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO</b>	<b>21</b>
<hr/>	
2.1 EVALUACION DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO	21
Pozo Jardín Botánico	23
Pozo Ciego	25
Pozo Patria	25
Pozo Panadero	27
Pozo El Coto	31
2.2 CONCLUSIONES	35
SIAPA	35
Pozos	35
Futuras Fuentes de Abastecimiento	37
<b>CAPITULO 3 ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION</b>	<b>40</b>
<hr/>	
3.1 RED GENERAL	41
Nuevo Equipo Hidroneumático	44
Cálculo del Tanque de Almacenamiento	56
Línea de Alimentación al Tanque	60
Líneas de Conducción de la Red General	65
Tanque Elevado	65

Equipo de Bombeo	66
3.2 RED DE RIEGO	70
Campos Deportivos	70
Areas Verdes	70
3.3 RED CONTRA INCENDIO	71
3.4 CONCLUSIONES	72
CAPITULO 4 TRATAMIENTO	74
<hr/>	
4.1 CALIDAD DEL AGUA	74
Características Físicas	74
Características Químicas	74
Características Bacteriológicas	74
4.2 CONCLUSIONES	77
BIBLIOGRAFIA	78

## I N D I C E D E T A B L A S

### CAPITULO 1

---

1.1	Gastos de Agua en la Red General.	6
1.2	Reporte de Bombeo al Tanque Elevado Tur no Matutino.	8
1.3	Reporte de Bombeo al tanque Elevado Tur no Vespertino.	9
1.4	Volumenes de Bombeo al Tanque Elevado	10
1.5	Población Total de Alumnos, Maestros y Empleados en C. U., de 1968 a 1984.	15
1.6	Crecimiento de la Población de Ciudad Universitaria, Hasta el Año 2005.	18
1.7	Consumos Futuros de Agua en Ciudad Uni- versitaria, Hasta el año 2005.	20

### CAPITULO 2

---

2.1	Características Constructivas del Pozo No. 1, "Jardín Botánico".	23
2.2	Características Constructivas del Pozo No. 2, "Pozo Ciego".	25
2.3	Características Constructivas del Pozo No. 3, "Pozo Patria".	26
2.4	Características Constructivas del Pozo No. 5, "Pozo El Coto".	32

### CAPITULO 3

---

3.1	Presiones Disponibles en diversos pun- tos de la Red General, Enero de 1985.	42
3.2	Relación de Edificios con Equipo de Bombeo Independiente.	43

3.3	Presiones Disponibles después de la Instalación del Equipo Hidroneumático.	45
3.4	Gastos de Agua de Diversos Accesorios de Plomería.	47
3.5	Instalaciones Hidráulicas por Edificio en C. U.	48
3.6	Perdidas por Fricción en las Líneas de Conducción del Hidroneumático.	52
3.7	Flujo de Agua en Tuberías de Diferentes Diámetros.	53
3.8	Rendimientos de las Bombas marca "Jacuzzi".	55
3.9	Características de las Tuberías de Asbesto Cemento.	62
3.10	Capacidades de las válvulas "Duraval" serie 1478.	

#### CAPITULO 4

4.1	Concentración Máxima Permisible de Sustancias Químicas en el Agua Potable.	75
-----	--	----

## INDICE DE FIGURAS

### CAPITULO I

1.1	Graficas Climatológicas de la Ciudad de Guadalajara.	5
1.2	Localización de Ciudad Universitaria y Terrenos propiedad de la U.A.G.	13
1.3	Prolongación de la Curva de Crecimiento de la Población hasta el año 2005.	18

### CAPITULO 2

2.1	Localización de Pozos y Sondeos en Terrenos de la U.A.G.	22
2.2	Registro de Verticalidad del Pozo No. 3	28
2.3	Perfil del Pozo No. 3	29
2.4	Nomograma para el Cálculo del Gasto en la Descarga de una Tubería.	34
2.5	Corte Geológico del Acuífero Explotado por los Pozos.	36

### CAPITULO 3

3.1	Diagrama del Equipo Hidroneumático.	46
3.2	Gasto correspondiente a varias Unidades de Accesorio.	50
3.3	Lineas de Alimentación a los Edificios del Hidroneumático Nuevo.	51
3.4	Valvula de Alivio para el Golpe de Arie te.	63
3.5	Medidor de Presión Diferencial marca Foxboro.	67

3.6	Indicadores de Nivel marca Foxboro	68
3.7	Configuración Topográfica de los Terrenos al Norte de C. U.	73

#### **CAPITULO 4**

---

4.1	Análisis Químico del Agua de C. U.	76
-----	------------------------------------	----

## I N T R O D U C C I O N

La ciudad universitaria de la Universidad Autónoma de Guadalajara ha tenido un desarrollo muy acelerado desde la construcción de sus primeros edificios, en el año de 1968. En este período de años ha crecido considerablemente el número de aulas y laboratorios, edificios de oficinas, talleres, instalaciones deportivas y otros.

Paralelamente al desarrollo de nuevos edificios se han venido realizando obras de infraestructura, necesarias para dotar de todos los servicios a las nuevas instalaciones. Es así como se han ampliado las redes de agua potable y de drenaje, las líneas de luz y de teléfonos, las redes de agua contra incendio y otros servicios diversos.

De esta forma, se ha logrado mantener un desarrollo armónico en todas las tareas que han sido emprendidas por la universidad.

Como parte esencial de este crecimiento, las obras de abastecimiento de agua potable han sido objeto de una continua revisión en su funcionamiento, para con ello mantener su eficiencia y poder extender también su capacidad.

De esta forma, en el año de 1983 y 1984, se emprendió la construcción de nuevas obras hidráulicas, cuya finalidad es la de garantizar el aprovisionamiento de agua a ciudad universitaria, y corregir también, las anomalías existentes en la distribución de la misma a los edificios.

En el presente trabajo se hará un estudio de las obras que integran el sistema actual de distribución, y se hará un planteamiento de aquellas que será necesario incorporar con el paso de los años, hasta dentro de un período de 20 años.

Para llevar a cabo este análisis, el sistema de distribución se ha dividido en dos partes principales: la primera, las fuentes de abastecimiento (Cap. 2), y la segunda el almacenamiento y distribución a todas las instalaciones (Cap. 3). Se realizará primeramente un estudio de las demandas de agua (Cap. 1), para conocer los requerimientos actuales y futuros, y poder así, actuar anticipadamente ante las demandas crecientes de agua.

Al final de este trabajo se incluye también un estudio de la calidad del agua que se este aprovechando (Cap. 4), para saber de acuerdo a su utilización, si esta se encuentra dentro de los parámetros aceptables.

## CAPITULO 1

### ESTUDIO DE DEMANDAS

#### 1.1 SITUACION ACTUAL

El proyecto inicial de ciudad universitaria contempla una población de 10,000 habitantes, destinando únicamente una dotación específica de 64 lts./hab./día, lo cual arrojaba un gasto máximo en la red general de 15.3 lts./seg. utilizando como coeficientes de variación horaria y diaria los valores de 1.6 y 1.3, respectivamente.

Sin embargo, las instalaciones de C.U. crecieron a un ritmo más rápido de lo esperado, por lo que se rebasaron las cifras anteriores en un tiempo considerablemente menor.

Analizando la situación actual se hicieron las siguientes observaciones:

UTILIZACION DEL AGUA.- Los volúmenes de agua que se aprovechan diariamente en ciudad universitaria se destinan a satisfacer diversos requerimientos, los cuales se pueden agrupar bajo tres categorías generales: primero, los de tipo doméstico, en los que se consideran todos los volúmenes de agua de uso sanitario (para los baños de los edificios) así como los de consumo humano; segundo, los consumos de tipo industrial, que son los utilizados por los talleres, por el periódico, por la planta de pretensados, por las instalaciones deportivas y otras instalaciones; y por último, los volúmenes que se requieren para el riego de jardines, que comprenden tanto los campos deportivos como las áreas verdes y viveros.

PERIODOS DE DEMANDA.- Existen tres períodos de demanda durante el día, en los que se presenta una fuerte variación en el consumo de agua. El primero de ellos es de las 7:00 de la mañana, hasta las 2:00 de la tarde, horario en el que se concentra el mayor número de empleados, alumnos y maestros, y por consiguiente en el que se presenta la demanda máxima horaria. Después, de las 2:00 de la tarde hasta las 9:00 de la noche, se presenta el segundo período de demanda, en el cual, el consumo baja a un 60 ó 70 % del consumo de la mañana. Por último, el tercer período, de las 9:00 de la noche hasta las 7:00 de la mañana en el que la demanda puede considerarse nula, aun cuando exista el consumo de agua en las instalaciones del periódico "ocho columnas".

Por otra parte, se presenta también una variación en el consumo diario de agua, motivada por los cambios climatológicos que ocurren a lo largo de todo el año. Es así, que en los meses de Junio a Septiembre se suspende completamente el consumo para riego de jardines, debido a las fuertes lluvias que caen en la Cd. de Guadalajara (Fig. 11).

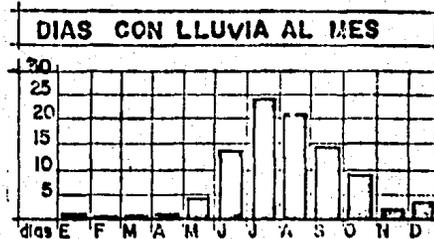
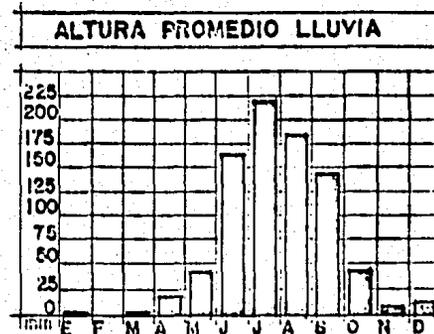
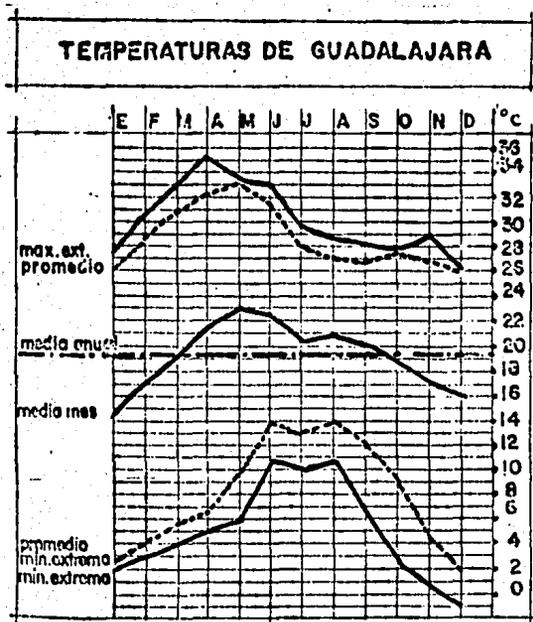


Fig. 1.1 GRAFICAS CLIMATOLOGICAS DE LA CIUDAD DE GUADALAJARA. Fuente: Instituto de Meteorología y Astronomía de la Univ. de Guadalajara.

También durante estos meses, la demanda de tipo doméstico desciende considerablemente, ya que durante las vacaciones de verano el número de estudiantes se considera de poca importancia, en lo que se refiere al consumo de agua.

CONSUMO DOMESTICO, INDUSTRIAL Y DE RIEGO.- El tanque elevado es el punto de distribución para toda la red general y por lo tanto donde pasan todos los volúmenes que se distribuyen a los edificios (uso doméstico e industrial), así como los que se utilizan en el riego de jardines, exceptuando únicamente los destinados al riego de campos deportivos.

Para determinar con exactitud los volúmenes que se distribuyen por el tanque, se ocuparía tener instalado un medidor y registrador de caudal en la descarga del mismo, pero como no se cuenta con este instrumento se procedió a estimar los consumos de la siguiente manera:

Conociendo la capacidad del tanque y tomando el tiempo que tarda en vaciarse a diferentes horas del día, se dividió el volumen del tanque por el tiempo, para obtener así el gasto buscado.

Esta operación se efectuó midiendo el tiempo durante varias semanas, cuidando siempre de mantener cerrada la alimentación al tanque, mientras se realizaba la prueba.

Los resultados se muestran a continuación en la tabla:

TABLA 1.1 GASTOS DE AGUA EN LA RED GENERAL

HORARIO	VOLUMEN DEL TANQUE lts.	TIEMPO DE VACIADO min.	GASTO PROMEDIO POR TURNO lts./seg.	GASTO MAXIMO POR TURNO lts.
<b>MATUTINO</b>				
De 7 AM a 2 PM	20,000	13 - 15	22 - 25	630,000
<b>VESPERTINO</b>				
De 2 PM a 9 PM	20,000	22 - 25	13 - 16	403,000

Estos valores representan el consumo de agua en la red general para un día típico del año, y se pueden tomar como gastos máximos los valores de 25 lts./seg., para el período matutino, y 16 lts./seg. para el período vespertino.

Después se compararon estos resultados con los obtenidos mediante la evaluación de los reportes de bombeo al tanque elevado, que se muestran en las tablas 1.2 y 1.3. En estos reportes el personal encargado del equipo de bombeo anotaba diariamente el número de veces que trabajaba cada una de las bombas, y al final del día, el promedio de tiempo que duraba trabajando en cada ocasión.

Por ejemplo, en la tabla 1.2 se puede leer para el día 18 de Septiembre lo siguiente:

SEPTIEMBRE	
40	15
<hr/> 4/0.5	<hr/> 1/0.5

El número "40" en la primera columna y la anotación "4/0.5", significan que la bomba de 40 HP se trabajó en 4 ocasiones durante el turno matutino, durando en cada ocasión un promedio de 0.5 hrs. (30 min.). De igual forma, en la segunda columna se lee que la bomba de 15 HP se trabajó una sola vez, durante 0.5 hrs. también.

Por lo tanto, sumando el tiempo efectivo que duran las bombas trabajando en cada período y con los rendimientos de las mismas, se pueden conocer los volúmenes totales bombeados al tanque elevado.

Una vez que se estudiaron los reportes de bombeo del año de 1984, se escogieron como los valores más representativos los obtenidos en los meses de Octubre y Noviembre, por ser estos meses en los que el equipo de bombeo se encontraba en perfectas condiciones y además el servicio a todos los edificios se llevó a cabo regularmente.

TABLA 1.2 REPORTE DE BOMBEO AL TANQUE ELEVADO. TURNO MATUTINO (7 AM - 2 PM)

AÑO 1984	JULIO		AGOSTO		SEPTIEMBRE		OCTUBRE		NOVIEMBRE		DICIEMBRE		
	BOMBA	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15
1										5/0.3	6/0.6		
2								6/0.3	5/0.5	4/0.3	4/0.6	2/0.3	3/0.6
3			8/0.3		5/0.5			5/0.3	3/0.6	4/0.3	7/0.6	5/0.3	4/0.6
4					5/0.5			3/0.3	4/0.6	2/0.3	3/0.6	5/0.3	3/0.6
5					6/0.5			4/0.3	4/0.6	5/0.3	4/0.6	3/0.3	2/0.6
6			8/0.3		6/0.5					4/0.3	5/0.6	4/0.3	2/0.6
7			8/0.3							5/0.3	5/0.6	4/0.3	3/0.6
8			8/0.3					4/0.3	4/0.6	6/0.3	6/0.6	2/0.3	3/0.6
9			8/0.3					3/0.3	3/0.6	6/0.3	5/0.6		
10			8/0.3		6/0.5			4/0.3	5/0.6			5/0.3	3/0.6
11			3/0.3		6/0.5			5/0.3	5/0.6			4/0.3	4/0.6
12					6/0.5					2/0.5	3/1		
13			8/0.3		6/0.5						2/1	7/0.3	8/0.6
14			8/0.3		6/0.5					2/0.5	2/1	4/0.3	5/0.6
15			7/0.3		2/0.5			5/0.3	5/0.6	4/0.3	3/0.6		
16			8/0.3					4/0.3	5/0.6	2/0.5	1/1		
17					5/0.5			6/0.3	5/0.6	2/0.5	2/1	5/0.3	6/0.6
18			3/0.3		4/0.5	1/0.5		6/0.3	5/0.6	1/1.5	3/0.6	4/0.3	5/0.6
19					7/0.3	1/0.5		4/0.3	4/0.6	3/0.3	3/0.6	8/0.3	7/0.6
20		1/7	6/0.3		5/0.5							3/0.5	3/0.8
21		1/3	7/0.3		7/0.3	1/0.5				3/0.3	2/1	3/0.5	3/0.8
22		1/7	7/0.3		4/0.5			4/0.3	4/0.6	1/0.3			
23	1/1	1/3	7/0.3		8/0.5			2/0.3	2/0.6	3/0.3	2/1		
24			1/1	1/6	8/0.5			4/0.3	4/0.6	2/0.3	1/1		
25	1/1	1/3			8/0.5			4/0.3	5/0.6	3/0.3	3/0.8		
26	1/7				8/0.5			4/0.3	3/0.6	3/0.3	3/0.6	2/0.3	3/0.6
27	1/7		1/1	1/6	6/0.6					4/0.3	3/0.6	2/0.3	3/0.6
28			2/0.5							3/0.3	2/0.8	2/0.3	3/0.6
29	1/2		4/0.5					4/0.3	4/0.6	5/0.3	7/0.6	2/0.3	3/0.6
30	1/2		5/0.5					5/0.3	4/0.6	4/0.3	5/0.6	2/0.3	3/0.6
31			5/0.5					4/0.3	4/0.6			3/0.3	4/0.6

9

TABLA 1.3 REPORTE DE BOMBEO AL TANQUE ELEVADO. TURNO VESPERTINO (2 PM - 9 PM)

AÑO 1984	JULIO		AGOSTO		SEPTIEMBRE		OCTUBRE		NOVIEMBRE		DICIEMBRE		
	BOMBA	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15	40	15
1			7/0.3				5/0.3	3/0.8	3/0.3	5/0.5			
2			7/0.3				4/0.3	4/0.8	3/0.3	5/0.5			
3			7/0.3			5/0.3	4/0.3	3/0.8				3/0.3	3/0.8
4						6/0.3	3/0.3	4/0.8				3/0.3	3/0.8
5						3/0.5	4/0.3	5/1	2/0.3	5/0.5			
6			7/0.3			2/1	2/0.3	5/1	3/0.3	5/0.5		3/0.3	3/0.8
7			7/0.3					5/0.8	4/0.3	4/0.5		4/0.3	3/0.8
8			9/0.3				5/0.3	4/0.8	3/0.3	5/0.5			
9			7/0.3				2/0.3	4/1	4/0.3	3/0.5			
10			6/0.3			4/0.5	3/0.3	8/0.5				4/0.3	4/0.8
11			4/0.3			5/0.5	5/0.3	5/0.5				3/0.3	3/0.8
12						5/0.5				1/3			
13			6/0.3			5/0.5			1/0.5	1/3			
14			8/0.3			2/0.5			3/0.3	4/0.5			
15			7/0.3			2/0.5	3/0.3	4/0.5	3/0.3	4/0.5			
16			4/0.3				2/0.3	6/0.5					
17			6/0.3			3/0.5	3/0.3	5/0.5	1/0.5	2/1			
18			8/0.3			3/0.5	3/0.3	5/0.5	1/0.3	3/0.5			
19		1/4				5/0.5	2/0.3	7/0.5					
20		1/4	6/0.3			6/0.4		6/0.5	2/0.5	1/1		1/0.5	1/0.8
21			6/0.3			5/0.5			2/0.3	2/1			
22			6/0.3				3/0.3	5/0.5	2/0.3	2/1			
23		1/4	3/0.5					3/0.5	3/0.3	3/0.8			
24	7/0.3		1/3			9/0.4	2/0.3	4/0.5					
25	7/0.3					8/0.4	2/0.3	3/0.5					
26	7/0.3					12/0.3	2/0.3	4/0.5	3/0.3	3/0.8		3/0.3	2/0.6
27	7/0.3		4/0.5			9/0.4	2/0.3	5/0.5	3/0.3	3/0.8		3/0.3	3/0.5
28			3/0.5						3/0.3	3/0.8		2/0.3	2/0.5
29			3/0.5			10/0.3	2/0.3	4/0.5				1/0.3	2/0.5
30	7/0.3		1/3				3/0.3	5/0.5	3/0.3	3/0.8			
31	7/0.3		2/1				2/0.3	6/0.5					

Los valores escogidos de ambos turnos fueron los siguientes:

	<u>40</u>	<u>15</u>
Turno matutino	5/0.3	5/0.6
Turno vespertino	3/0.3	5/0.5

Con estos valores se elaboró la tabla 1.4, en la que se obtuvieron los volúmenes totales bombeados al tanque.

Finalmente, dividiendo los volúmenes totales por turno por las horas de cada turno, se pueden conocer los gastos promedio en la red general.

$$\text{GASTO MATUTINO} = \frac{567,000 \text{ lts.}}{7 \text{ hrs.}} = 81,000 \text{ lts./hr.} = 22.5 \text{ lts/seg}$$

$$\text{GASTO VESPER.} = \frac{396,900 \text{ lts.}}{7 \text{ hrs.}} = 56,700 \text{ lts./hr.} = 15.7 \text{ lts/seg}$$

**TABLA 1.4 VOLUMENES DE BOMBEO AL TANQUE ELEVADO**

EQUIPO DE BOMBEO	NUMERO DE VECES EN OPERACION	TIEMPO PROMEDIO EN hrs.	TIEMPO EFECTIVO DE BOMBEO EN hrs.	GASTO* DE LA BOMBA lts./hr.	VOL. TOTAL BOMBEADO AL TANQUE lts.
<b>TURNO MATUTINO</b>					
Bomba 40 HP	5	0.3	1.5	216,000	324,000
Bomba 15 HP	5	0.6	3.0	81,000	243,000
					567,000
<b>TURNO VESPERTINO</b>					
Bomba 40 HP	3	0.3	0.9	216,000	194,000
Bomba 15 HP	5	0.5	2.5	81,000	202,000
					396,000

\* Los rendimientos de las bombas se calcularon con una carga hidrostática de 35 mts. (altura al tanque elevado), y con una eficiencia del 70 %.

Estos gastos coinciden con los encontrados en la tabla 1.1, por lo cual se puede afirmar que efectivamente tenemos un consumo en la red general que varía de 22 a 25 lts./seg. en las mañanas, y de 13 a 16 lts./seg. en las tardes.

Solo falta añadir entonces, el consumo de agua para riego de los campos deportivos, el cual se realiza con una red de riego por aspersión, independiente de la red general.

Este volúmen de agua se puede determinar multiplicando el area total de los campos deportivos (14 Has.), por la dotación requerida por cada  $m^2$  de pasto.

De acuerdo con la Oficina de Jardines de la U.A.G., se requiere una dotación de 10 lts./ $m^2$ , por cada dos días de riego (una lámina de agua de 10 mm en cada riego), para cubrir las necesidades de este tipo de cultivo. Esta dotación nos dá un total de:

$$\text{DOTACION DIARIA POR } m^2 = \frac{10 \text{ lts./m}^2 / 2 \text{ días}}{2} = 5 \text{ lts./m}^2 / \text{día}$$

$$\text{VOLUMEN DIARIO PARA CAMPOS DEPORTIVOS} = 140,000 \text{ m}^2 \times 5 \text{ lts./m}^2 = 700,000 \text{ lts./día}$$

Finalmente, el consumo total diario en ciudad universitaria se puede estimar en:

Red General	
Turno matutino	630,000
Turno vespertino	403,200
Riego	
Campos deportivos	700,000
CONSUMO TOTAL	<hr/>
DIARIO EN C.U.	1'733,200

$$\text{GASTO PROMEDIO EN C.U.} = \frac{1'733,200 \text{ lts./día}}{86,400 \text{ seg./día}} = 20.0 \text{ lts./seg.}$$

## 1.2 CRECIMIENTO DE LA DEMANDA

La demanda de agua de tipo doméstico e industrial ha tenido un crecimiento muy fuerte en los últimos años, motivada principalmente por la construcción de nuevos edificios. Al mismo tiempo, algunos edificios han crecido su capacidad para albergar un mayor número de aulas, lo que ha provocado una concentración muy grande de instalaciones en los terrenos de ciudad universitaria.

Esta situación, además de complicar la prestación del servicio de agua potable, ha traído consigo otros problemas importantes como son los de vialidad y de estacionamiento.

Por esta razón no es deseable la construcción de nuevos edificios en esta área, aunque existe la posibilidad de construir un nuevo edificio para la Rectoría, que por su importancia debiera quedar alojado dentro de la extensión actual de C.U.

El crecimiento a largo plazo de nuevas instalaciones se ha contemplado en los planes de desarrollo de la U.A.G. por lo cual, en el año de 1978, se adquirieron nuevos terrenos al norte de C.U., a los que se les conoce como "Reserva Universitaria".

Esta nueva extensión de terreno que abarca un total de 289 hectáreas (Fig. 1.2), pasará a formar parte integral de C.U. con la incorporación de nuevos edificios, aunque esto suceda en un período de años relativamente largo.

Las primeras muestras de crecimiento en esta zona son los edificios de talleres especializados y la planta de pretensados, y más recientemente las casas para trabajadores que se construyeron en los límites del terreno que colindan con el periférico.

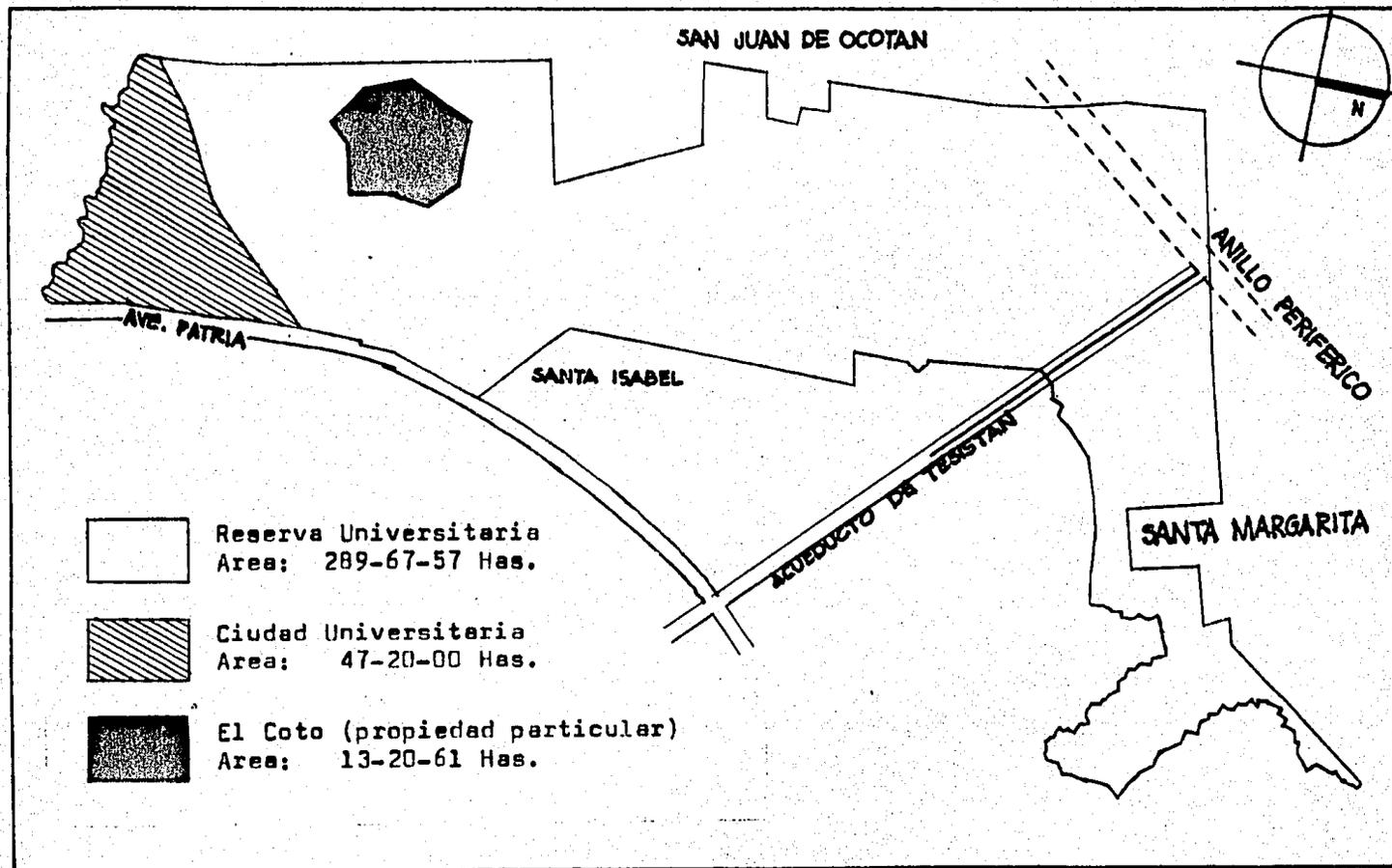


Fig. 1.2 Localización de Ciudad Universitaria y terrenos propiedad de la U.A.G.

**CALCULO DE LA POBLACION FUTURA.-** Para estimar las necesidades futuras de agua en estos terrenos, se predecirá el crecimiento de la población basandonos en las estadísticas de los años anteriores, las que se muestran en la tabla 1.5.

Multiplicando el número de población por la dotación específica por habitante, se podrá conocer el consumo de agua en los próximos años.

Los resultados obtenidos mediante cinco métodos diferentes se muestran a continuación.

**Método Aritmético.** Este método considera que el incremento de la población sucede en forma lineal y consiste en determinar el incremento anual para multiplicarlo por el número de años que se desee.

Asumiendo que la estadística de población del año de 1984, se puede tomar como referencia para el año de 1985, el crecimiento de la población por cada 5 años es de:

PERIODO	INCREMENTO
1970 - 1975	1,766
1975 - 1980	5,133
1980 - 1985	<u>2,200</u>
INCREMENTO PROMEDIO POR CADA 5 AÑOS	= 3,033 hab.

**POBLACION FUTURA:**

AÑO	POBLACION
1990 = (3,033)(1) + 12,480	= 15,873
1995 = (3,033)(2) + 12,480	= 18,906
2000 = (3,033)(3) + 12,480	= 21,939
2005 = (3,033)(4) + 12,480	= 24,972

**Método Geométrico.** En este método primero se consideran los incrementos anuales y luego se seca un promedio de ellos, utilizando la siguiente fórmula:

TABLA 1.5 POBLACION TOTAL DE ALUMNOS, MAESTROS Y EMPLEADOS EN C.U., DE 1968 A 1984. Fuente: Oficina de Investigación Institucional y Departamento de Personal U.A.G.

AÑO	NUMERO DE ALUMNOS	NUMERO DE MAESTROS	NUMERO DE EMPLEADOS	TOTAL
1968	2,380	177	(476)	3,033
1969	2,707	(200)	(541)	3,448
1970	2,920	237	(584)	3,741
1971	3,924	237	(659)	4,190
1972	3,480	255	(696)	4,431
1973	4,020	305	(804)	5,129
1974	4,035	418	(807)	5,260
1975	4,249	408	(850)	5,507
1976	4,427	323	(885)	5,635
1977	5,013	395	(1,003)	6,411
1978	5,661	397	(1,132)	7,190
1979	6,606	518	(1,321)	8,445
1980	7,937	469	2,232	10,640
1981	8,010	527	1,835	10,372
1982	8,610	483	1,615	10,708
1983	10,870	537	1,630	13,037
1984	11,247	466	1,127	12,840

NOTA: Las estadísticas del No. de empleados antes del año de 1980 se estimaron como un 20 % del No. de alumnos de cada año, ya que no fue posible contar con dichos datos. Así mismo, se estimó el No. de maestros en el año de 1969, por no encontrarse el dato de ese año. Todas las cifras estimadas se anotaron entre parentesis.

$$\% \text{ CRECIMIENTO} = \frac{\text{POBLACION FINAL} - \text{POBLACION INICIAL}}{\text{POBLACION INICIAL}}$$

AÑO		
1970	3,741	-
1975	5,507	47.2 %
1980	10,640	93.2 %
1985	12,840	17.3 %
INCREMENTO PROMEDIO POR CADA 5 AÑOS		= 52.5 %

**POBLACION FUTURA:**

AÑO	POBLACION
1990 = 12,840 (1 + 0.52)	= 19,517
1995 = 19,517 (1 + 0.52)	= 29,666
2000 = 29,666 (1 + 0.52)	= 45,092
2005 = 45,092 (1 + 0.52)	= 68,539

Método de Incrementos. Ahora se calculará el incremento y la diferencia de población entre cada uno de los censos anteriores, para aplicarlos en la siguiente fórmula:

$$\text{POBLACION FINAL} = \text{POBLACION INICIAL} + \text{INCREMENTO PROMEDIO} + \text{DIFERENCIA PROMEDIO}$$

AÑO	POBL.	INCR.	DIF.
1970	3,741	-	-
1975	5,507	1,766	-
1980	10,640	5,133	3,367
1985	12,840	2,200	-2,933
TOTAL		9,099	434

$$\text{INCR. PROMEDIO} = 3,033 \text{ hab.} \quad \text{DIF. PROMEDIO} = 217 \text{ hab.}$$

**POBLACION FUTURA:**

AÑO	POBLACION
1990 = 12,840 + 3,033 + 217	= 16,090
1995 = 16,090 + 3,033 + 217	= 19,340
2000 = 19,340 + 3,033 + 217	= 22,590
2005 = 22,590 + 3,033 + 217	= 25,840

Método de Interés Compuesto. En este método se calcula la población futura utilizando la fórmula de interés compuesto como sigue:

$$\text{POBLACION FINAL} = \text{POBLACION INICIAL} (\bar{r} + 1)^n$$

Donde

$$r = \sqrt[n]{\frac{\text{POB. FINAL}}{\text{POB. INICIAL}}} - 1$$

r: Porcentaje de crecimiento.

n: Número de años de diferencia.

PERIODO	% CRECIMIENTO (r)
1970 - 1975	0.080
1975 - 1980	0.140
1980 - 1985	0.038
	̄r 0.086

POBLACION FUTURA:

AÑO	POBLACION
1990 = 12,840	$(0.086 + 1)^5 = 19,396$
1995 = 19,396	$(0.086 + 1)^5 = 29,299$
2000 = 29,299	$(0.086 + 1)^5 = 44,260$
2005 = 44,260	$(0.086 + 1)^5 = 66,859$

Prolongación de la Curva de Crecimiento. Este método consiste en graficar los datos censales que conocemos, para luego suponer una extensión de la curva de crecimiento, como se muestra en la Fig. 1.3.

De acuerdo a la gráfica, la población futura será de:

POBLACION FUTURA:

AÑO	POBLACION
1990	16,000
1995	20,000
2000	25,000
2005	30,000

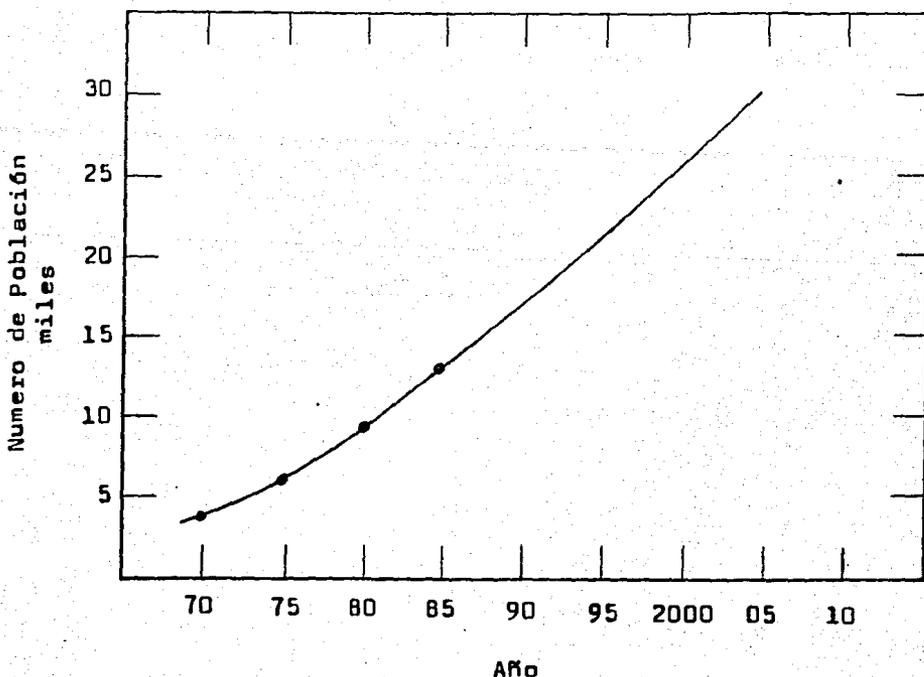


Fig. 1.3 PROLONGACION DE LA CURVA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION HASTA EL AÑO 2005.

Promediando los datos obtenidos por los cinco métodos anteriores se calculó la tabla 1.6, que se muestra a continuación.

TABLA 1.6 CRECIMIENTO DE LA POBLACION DE CIUDAD UNIVERSITARIA, HASTA EL AÑO 2005.

AÑO	METODO ARITM.	METODO GEOM.	METODO INCR.	METODO INTER.	METODO GRAFICO	METODO PROMEDIO
1990	15,873	19,517	16,090	19,396	17,000	17,575
1995	18,906	29,666	19,340	29,299	21,500	23,742
2000	21,939	45,092	22,590	44,260	26,000	31,976
2005	24,972	68,539	25,840	66,859	30,000	43,242

### 1.3 CONCLUSIONES

A pesar de que los cálculos por el método geométrico y por el método de interés compuesto se apartan mucho de lo estimado con los otros métodos, se puede considerar que el promedio de cinco métodos resulta en una cifra muy aceptable alrededor de 43,000 habitantes para el año 2005.

Esto implica que para un período de 20 años la población de C.U. se triplicará, lo cual es muy probable dadas las perspectivas de crecimiento de la U.A.G., ya que ciudad universitaria ha crecido a un ritmo de 8 % anual aproximadamente, lo que ha duplicado la población en los últimos 10 años.

DOTACION ESPECIFICA POR HABITANTE.- La dotación que se está destinando a cada habitante actualmente es de:

$$\text{DOTACION ESPECIFICA POR HABITANTE} = \frac{\text{CONSUMO TOTAL DIARIO}}{\text{NUMERO DE HABITANTES}}$$

$$\text{DOTACION ESPECIFICA POR HABITANTE} = \frac{1'733,200}{12,480} = 138.9 \text{ lts./hab./día}$$

La cifra anterior se puede aproximar a 140 lts. por habitante y por día, y con esta dotación se considera que se cumple satisfactoriamente con la demanda de agua en todas las instalaciones.

Por lo que respecta a las futuras instalaciones al norte de C.U., se prevee que el consumo de agua alcanzará también esta cifra, dado que los nuevos edificios, así como los campos deportivos y áreas de esparcimiento, tendrán un desarrollo similar al que se ha alcanzado actualmente en C.U.

Por lo tanto, los consumos de agua para los próximos 20 años se pueden calcular multiplicando esta dotación específica, por el número de habitantes esperados en cada año.

**TABLA 1.7 CONSUMOS FUTUROS DE AGUA EN CIUDAD  
UNIVERSITARIA, HASTA EL AÑO 2005.**

<b>AÑO</b>	<b>NUMERO DE POBLACION</b>	<b>DOTACION ESPECIFICA lts./hab./dia</b>	<b>CONSUMO TOTAL DIARIO lts.</b>	<b>CONSUMO PROMEDIO DIARIO lts./seg.</b>
1990	17,575	140	2'460,500	28.5
1995	23,742	140	3'323,800	38.5
2000	31,976	140	4'476,640	51.8
2005	43,242	140	6'053,880	70.0

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

2.1 EVALUACION DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El suministro de agua a ciudad universitaria se lleva a cabo con una toma del acueducto proveniente de Tesistán, del cual se está recibiendo un gasto aproximado de 20 lts. por segundo. Este gasto es suficiente para cubrir la demanda diaria en su totalidad, sin embargo, se presentan frecuentemente interrupciones en el suministro del mismo, por lo cual es necesario completar el abastecimiento mediante la extracción de agua de pozos.

Los pozos que se están explotando son propiedad de la U.A.G. y se encuentran dentro de los terrenos de ciudad universitaria (fig. 2.1), por lo cual constituyen una fuente segura de abastecimiento cuando se suspende el suministro del SIAPA.

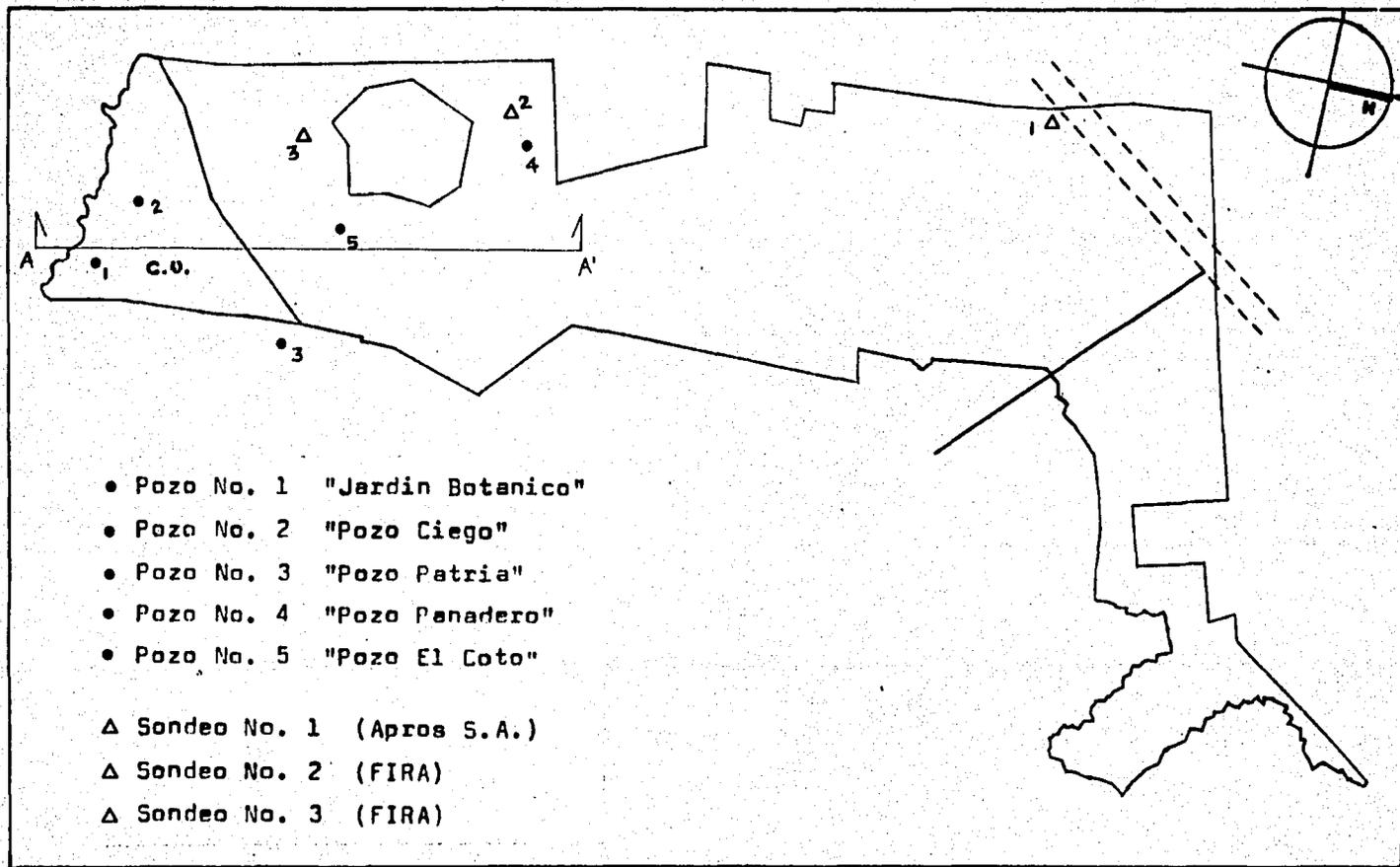


Fig. 2.1 Localización de pozos y sondeos en terrenos de la U.A.G.

Algunos de los pozos han estado en operación por más de 20 años y su producción ha disminuido considerablemente, por lo que fué necesario hacer una evaluación de todos los pozos para determinar su situación actual.

POZO JARDIN BOTANICO.- Este pozo fué perforado en el año de 1961, en los terrenos localizados al Sur de ciudad universitaria y tiene las siguientes características:

**TABLA 2.1 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL POZO No. 1 "JARDIN BOTANICO"**

PROFUNDIDAD mts.	DIAMETRO DE LA PERFORACION pulg.	DIAMETRO TUBERIA DE ADEME pulg.	TIPO DE TUBERIA	FILTRO DE GRAVA
0 - 62.8	20	18	Lisa	Cementado
62.8 - 69.8	20	18	Ranurada	Si
69.8 - 138	17	12	Ranurada	Si
138 - 191	12.5	10	Ranurada	Si

**Corte Geológico.** Los materiales cortados en la perforación se encuentran de la siguiente manera:

PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
De 0 a 19 mts.	Jal
19 a 32	Arenas y Gravas
32 a 40	Jal
40 a 61	Arenas
61 a 68	Gravas
68 a 124	Basaltos y Andesitas
124 a 138	Arcillas y Arenas
138 a 191	Basaltos

Producción. Por lo que respecta a la producción del pozo, se puede observar que por los diámetros utilizados en la perforación del mismo, se esperaban extraer gastos de 30 lts./seg. o más, pero en el aforo efectuado al término de la perforación se lograron extraer únicamente 8.7 lts./seg; fijandose los niveles estático y dinámico en 62.99 y 84.32 mts. respectivamente.

Desarrollo y Situación Actual. Se tiene evidencia que el gasto obtenido a través de los años fué decreciendo considerablemente, por lo cual en varias ocasiones se llevó a cabo la rehabilitación de este pozo.

Primero, en el año de 1968, se propuso un tratamiento a base de productos químicos para eliminar incrustaciones y sarros, así como el desasolve y desarrollo con aire para devolverle su capacidad productiva.

Después, en el año de 1975, se realizó una prueba de bombeo colocando la bomba a una profundidad de 120 mts., ya que la profundidad del pozo solo llegaba a los 130 mts. En esta prueba se obtuvo un gasto de 4.5 lts./seg. con un abatimiento del nivel dinámico hasta los 118 mts.

Finalmente, en el año de 1983, se determinó la profundidad del pozo a solo 69 mts., debido muy probablemente a que este se encontraba azolvado. También se consideró la posibilidad de que hubiera un colapso en la tubería de adme, pero de cualquier forma esto era evidencia de un deterioro permanente en el pozo. Por esta razón se recomendó abandonar el mismo, o bien, bombear desde los 69 mts.

Ante la imposibilidad de extraer un gasto razonable sin un abatimiento completo del nivel dinámico, se decidió abandonar este pozo y solicitar a la S.A.R.H. la autorización para perforar un nuevo pozo.

POZO CIEGO.- Este pozo se perforó en el año de 1961, en la plaza banderas anexa a la escuela de Ingeniería. La construcción del mismo se llevó a cabo de la siguiente manera:

TABLA 2.2 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL POZO No. 2  
"POZO CIEGO"

PROFUNDIDAD mts.	DIAMETRO DE LA PERFORACION pulg.	DIAMETRO TUBERIA DE ADEME pulg.	TIPO DE TUBERIA	FILTRO DE GRAVA
0 - 70	16	10	Lisa	-
70 - 106	16	10	Ranurada	-
106 - 140	12.5	10	Ranurada	-

Corte Geológico. Se cortaron dos tipos de materiales en el subsuelo, los cuales son:

PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
De 0 a 72 mts.	Arenas y Jal
72 a 140	Rocas Basálticas

Producción. El resultado del aforo practicado al finalizar su perforación fué de 2 y 2.3 lts./seg., con un abatimiento total del nivel dinámico. Por lo tanto, se consideró este pozo como inproductivo y se procedió a extraer la tubería de ademe y cancelar la obra.

POZO PATRIA.- Al igual que los dos pozos anteriores, este pozo fué perforado en el año de 1961, en un terreno localizado frente a la entrada norte de ciudad universitaria.

Las características de construcción del mismo se muestran a continuación en la tabla 2.3.

TABLA 2.3 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL POZO No. 3  
"POZO PATRIA"

PROFUNDIDAD mts.	DIAMETRO DE LA PERFORACION pulg.	DIAMETRO TUBERIA DE ADEME pulg.	TIPO DE TUBERIA	FILTRO DE GRAVA
0 - 45	20	10	Lisa	Cementado
45 - 61	16	10	Lisa	Cementado
61 - 65	16	10	Lisa	Si
65 - 81	16	10	Ranurada	Si
81 - 140	12	10	Ranurada	Si
140 - 191	10	8	Ranurada	Si

Corte Geológico. Las estructuras geológicas que se cortaron quedaron dispuestas de la siguiente forma:

PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
De 0 a 81 mts.	Jal, Arenas y Gravillas
81 a 101.5	Basaltos
101.5 a 110	Arcillas
110 a 152.5	Basaltos
152.5 a 159.8	Jal
159.8 a 191.0	Basaltos

Producción. Se practicó el aforo durante 72 horas ob-  
teniéndose un gasto de 16.5 lts./seg, con un nivel dinámi-  
co de 82 mts.; por lo tanto resultó el más productivo de  
los considerados anteriormente.

Desarrollo y Situación Actual. En el año de 1968 se  
procedió a desazolver el pozo mediante un tratamiento mecá-  
nico y químico, dado que la profundidad libre tan solo lle

gaba a los 55 mts., debiendo ser de 191 mts. Con ello se obtuvo un gasto máximo de 13 lts./seg., estando el nivel dinámico a 77 mts. de profundidad.

Con el tiempo se volvieron a presentar fuertes azolves, producto quizás de averías en la ranuración del ademe, lo cual originó que se presentaran continuos desperfectos en el equipo de bombeo.

Después, en 1970, se realizó un estudio de verticalidad del pozo (Figs. 2.2 y 2.3), resultando con fuertes desviaciones; por lo cual la bomba no se podía bajar más allá de una profundidad de 79.52 mts. Se recomendó entonces, sacrificar el gasto a menor cantidad - bombeando desde una profundidad menor -, para tener así un mejor nivel dinámico.

Posteriormente se colocó una bomba de tipo sumergible con la cual se pudo bombear desde una profundidad mayor, y obtener un gasto también mayor.

En 1980, se sondeó nuevamente el pozo encontrándose que tenía una profundidad total de 128 mts., en la cual no se ha observado alguna disminución hasta la fecha.

Actualmente se están obteniendo 12 lts./seg, cantidad que cubre parcialmente la demanda de ciudad universitaria, cuando se presenta alguna interrupción en el suministro del SIAPA.

POZO PANADERO.- Este pozo se encuentra localizado al Norte de C.U., en los terrenos que se denominaban anteriormente como "Torreón de Sn. Ramón" y "Santa Isabel", y que constituyen actualmente la Reserva Universitaria.

Construcción. Este pozo se perforó con un diámetro de 22 pulg. hasta una profundidad de 150 mts., entubándose con un solo diámetro de tubería de 12 pulg.

El filtro de grava se colocó en el espacio anular que quedó entre la perforación y la tubería de 12 pulg., a lo

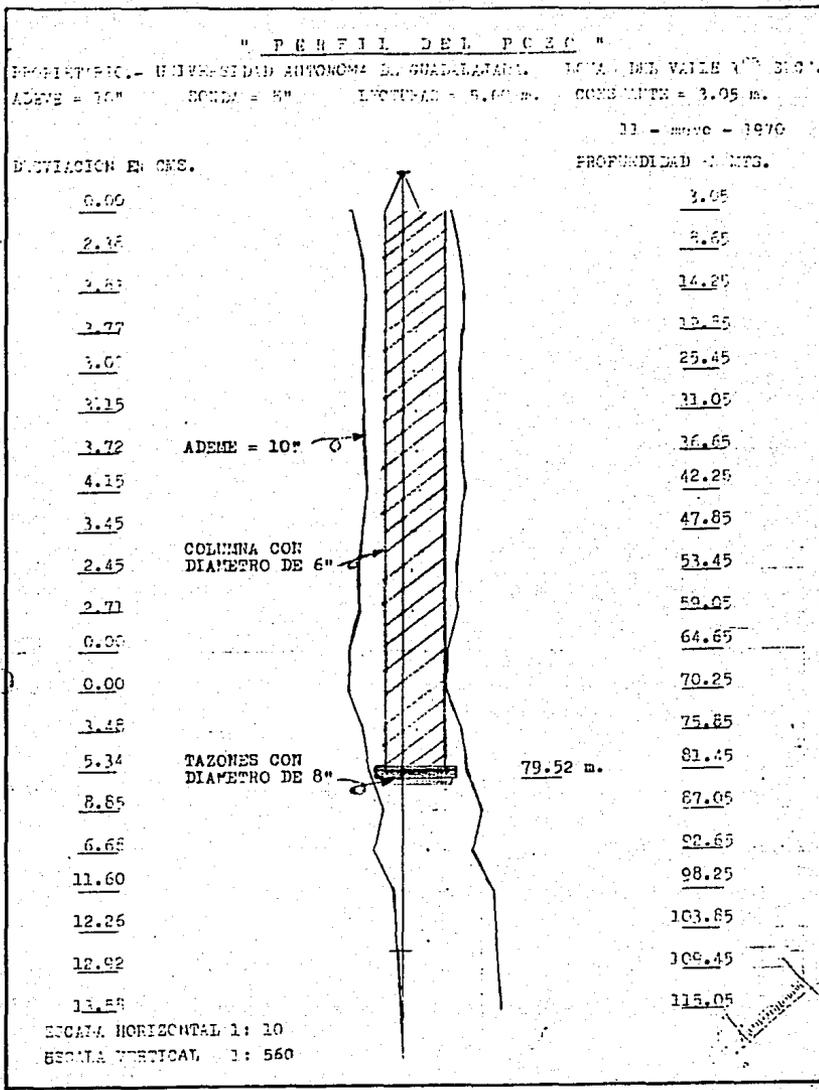
REGISTRO DE VERTICALIDAD

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
 LOCALIZACION: LOMAS DEL VALLE, TERCERA SECCION,  
 PROFUNDIDAD TOTAL: 186 m. (610.08')  
 PROFUNDIDAD ADEME: 186 m. (610.08')  
 NIVEL ESTATICO: 62 m. (203.36')  
 NIVEL DINAMICO: 86 m. (282.08')  
 DIAMETRO SONDA: 0.203 m. (8")  
 DIAMETRO ADEME: 0.254 m. (10")  
 LECTURAS: 5.60 m. (18.36')  
 DISTANCIA POLEA-RETICULA: 3.05 m. (10')

Mayo 11 de 1970.

Ex. de Lectura	Lectura Norte	Lectura Este	Desv. en Cms. Plano de la Retricula	Dist. Polea-Sonda en Pies	Dist. Polea-Sonda en Mts.	Desv. en Cms. plano de la Sonda.
0	7.8	7.0	0.00	10.00	3.05	0.00
1	8.6	6.7	0.84	28.36	8.65	2.38
2	8.6	6.8	0.82	46.73	14.25	3.83
3	8.3	6.7	0.58	65.10	19.85	3.77
4	8.0	6.7	0.36	83.47	25.45	3.00
5	7.9	6.7	0.31	101.84	31.05	3.15
6	7.7	6.7	0.31	120.20	36.65	3.72
7	7.8	6.7	0.30	138.57	42.25	4.15
8	7.9	6.8	0.22	156.94	47.85	3.45
9	7.9	6.9	0.14	175.31	53.45	2.45
10	7.7	6.9	0.14	193.68	59.05	2.71
11	7.8	7.0	0.00	212.04	64.65	0.00
12	7.8	7.0	0.00	230.41	70.25	0.00
13	7.7	7.1	0.14	248.78	75.85	3.48
14	7.6	7.0	0.20	267.15	81.45	5.34
15	7.5	6.9	0.31	285.52	87.05	8.85
16	7.6	6.9	0.22	303.88	92.65	6.68
17	7.6	6.7	0.36	322.25	98.25	11.60
18	7.6	6.7	0.36	340.62	103.85	12.26
19	7.6	6.7	0.36	358.99	109.45	12.92
20	7.6	6.7	0.36	377.36	115.05	13.58

Fig. 2.2 REGISTRO DE VERTICALIDAD DEL POZO No. 3, realizado por el Fondo de Garantia y Fomento para la Agricultura, Ganaderia y Avicultura, en 1970.



**Fig. 2.3 PERFIL DEL POZO No. 3, según estudio de verticalidad efectuado por el FIRA, en Mayo de 1970.**

largo de toda la profundidad. Se desconoce hasta que profundidad se cementó la tubería, para proteger el pozo de contaminación con aguas superficiales.

Corte Geológico. Las capas de suelo encontradas quedaron como sigue:

PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
De 0 a 12 mts.	Jal
12 a 62	Arenas
62 a 83	Arcillas
83 a 91	Basaltos fracturados
91 a 102	Arcillas
102 a 107	Basaltos fracturados
107 a 110	Arenas
110 a 150	Basaltos fracturados

Producción. Después de practicar la prueba de bombeo en este pozo se fijó su producción en 12 lts./seg., para evitar los fuertes abatimientos en el nivel dinámico que se obtuvieron con gastos mayores.

Desarrollo y Situación Actual. Este pozo se perforó para satisfacer las necesidades de agua de un fraccionamiento residencial, que se pretendía construir en estos terrenos. Al suspenderse dicho proyecto el pozo estuvo abandonado por más de 11 años, hasta que se llevó a cabo la rehabilitación del mismo en el año de 1982.

El pozo se desazolvó durante 48 horas mediante pistoneo y agitación mecánica, suministrando al mismo tiempo un dispersante de arcillas; sin embargo, los gastos obtenidos fueron únicamente de 5 lts./seg., con un abatimiento total del nivel dinámico.

Se encontró además que la calidad del agua la hacía no potable, por lo que se prefirió abandonar este pozo.

POZO EL COTO.- Atendiendo a las necesidades crecientes de agua en ciudad universitaria y dado que solo el Pozo Patria se podía considerar como productivo, se solicitó a la S.A.R.H. se concediera el permiso para perforar un nuevo pozo, como reposición del Pozo Jardín Botánico. El permiso fue concedido en Septiembre de 1983 y se fijó como restricción que este pozo tuviera las mismas características constructivas del pozo que se pensaba cancelar.

Localización. Para determinar su localización primeramente se revisaron los estudios geohidrológicos y geofísicos, realizados en los terrenos de la reserva universitaria. Estos estudios fueron ejecutados primero, en el año de 1974, por la compañía Apros S.A., y después, en 1978, por el Fondo de Garantía y Fomento para la Agricultura, Ganadería y Avicultura (FIRA).

En ambos estudios se concluye que existe una zona de saturación freática en una formación de material piroclástico, en la que el nivel estático se encuentra probablemente entre los 80 y 90 mts. de profundidad. Después se presentan varias capas de roca sana y fracturada, constituidas por basáltos y riolitas, que forman un acuífero favorable para la explotación de aguas subterráneas.

Debido entonces a que la zona en estudio se consideró como favorable, se decidió realizar un nuevo registro eléctrico en los terrenos que más proximalmente se pensaba beneficiar, que son los que se encuentran frente al límite norte de ciudad universitaria.

El registro eléctrico lo llevó a cabo la compañía GEOEX S.A. y en el se confirma lo siguiente:

"En la prueba realizada se encontraron dos horizontes permanentes, el primero de 60 a 90 mts. en materiales piroclásticos y sedimentos fragmentados, y el segundo y más importante de 100 a

190 mts. en medios litoidales fracturados" por lo cual, "se ha llegado a la conclusión de que en el subsuelo existen condiciones medianamente favorables de saturación por fluido, capaces de integrar acuíferos explotables."

Construcción. Ante tal situación se decidió perforar el pozo en el lugar donde se corrió el registro eléctrico y siguiendo las recomendaciones de GEDEX S.A. se construyó de la siguiente manera:

TABLA 2.4 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL POZO No. 5  
"POZO EL COTO"

PROFUNDIDAD mts.	DIAMETRO DE LA PERFORACION pulg.	DIAMETRO TUBERIA DE ADEME pulg.	TIPO DE TUBERIA	FILTRO DE GRAVA
0 - 18	24	12	Lisa	Cementado
18 - 25	18	12	Lisa	Sí
25 - 200	18	12	Ranurada	Sí

Corte Geológico. La disposición de los materiales en contrados en la perforación vino a comprobar lo anticipado en los estudios geofísicos, ya que se cortaron las siguientes estructuras:

PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
De 0 a 42 mts.	Arenas y Arcillas
42 a 58	Rocas Basálticas
58 a 128	Arenas y Arcillas
128 a 200	Basaltos y Riolitas

Producción. En Octubre de 1983 se realizaron dos pruebas de bombeo en las que se obtuvieron los siguientes

resultados:

LONG. DE COLUMNA mts.	N.E. mts.	N.D. mts.	GASTO lts./seg.	DURACION hrs.
100	40.90	74.40	17.71	72
150	40.42	78.10	19.80	24

Con estos resultados se fijó la producción del pozo en 20 lts./seg. y se procedió a instalar una bomba para esa capacidad.

Por último se practicó un aforo en la descarga del pozo al tanque de almacenamiento, en el cual se comprobó que sí se están recibiendo 20 lts./seg.

Para llevar a cabo este aforo se utilizó el nomograma para cálculo de gastos en tuberías realizado por la SARH (Fig. 2.4), el cual se basa en las siguientes mediciones:

Primero se mide la distancia horizontal "A" a la cual el chorro de agua que sale de una tubería, cae una distancia "H" de 15 cms., con respecto de la línea horizontal que pasa por la superficie superior del tubo. Después se relaciona en el nomograma la distancia "A" con el diámetro de la tubería "D", para obtener el gasto a tubo lleno.

Cuando el gasto en la tubería no llena totalmente el área del tubo, se reduce el gasto con la relación "Z/D", la que resulta de dividir el faltante del tubo (Z) entre el diámetro del mismo.

En el aforo efectuado se obtuvieron los siguientes resultados:

$$A = 25 \text{ cms.}$$

$$H = 15 \text{ cms.}$$

$$Z = 11 \text{ cms.}$$

$$D = 20 \text{ cms.}$$

$$\text{RELACION } \frac{Z}{D} = \frac{11}{20} = 0.55$$

Por lo tanto del nomograma se obtiene un gasto = 20  $\frac{\text{lts}}{\text{seg}}$

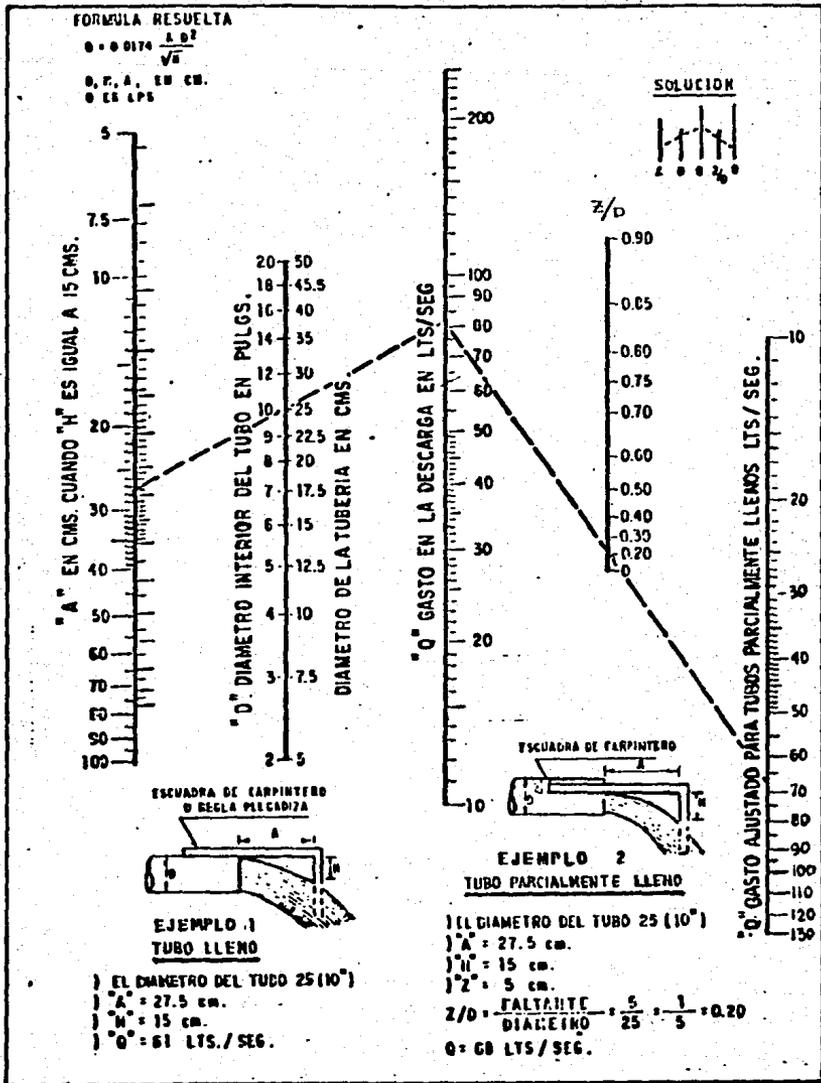


Fig. 2.4 NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DEL GASTO EN LA DESCARGA DE UNA TUBERIA SEGUN LA S.A.R.H. Fuente: Curso de Exploración, Cuantificación y Aprovechamiento de Recursos Hidraulicos Subterranos, Facultad de Ingenieria U.N.A.M.

## 2.2 CONCLUSIONES

SIAPA.- Con los gastos proporcionados por el SIAPA se puede cubrir la demanda a lo largo de todo el año, siempre y cuando el suministro sea regular.

Cuando no se presentan interrupciones, los gastos proporcionados son suficientes también para cubrir la demanda de los meses de febrero a mayo, en los que el riego de jardines se tiene que efectuar con mayor frecuencia.

POZOS.- Por lo que respecta a los pozos, estos están proporcionando un gasto total de 32 lts./seg., con lo cual se puede cubrir totalmente la demanda cuando se interrumpe el suministro del SIAPA.

El acuífero explotado por los pozos está constituido principalmente por material piroclástico, del tipo de las tobas areno-arcillosas, las que se encuentran en alternancia con coladas de roca basáltica y andesítica (fig. 2.5).

Los niveles estáticos se han logrado detectar a profundidades que varían entre los 40 y 60 mts., y los niveles dinámicos a los 80 mts. aproximadamente.

Los gastos obtenidos por los pozos son muy variables y dependen del acuífero que se está captando. En el caso del pozo El Coto, donde se están obteniendo los gastos más considerables, se está explotando material piroclástico en su mayor parte, lo que contrasta con los pozos restantes en los que se están explotando mantos de roca constituida esencialmente por basaltos.

Los basaltos son un material impermeable pero en este caso se encuentran en estado fracturado, por lo cual forman parte del acuífero, aun cuando su capacidad productiva no sea tan considerable.

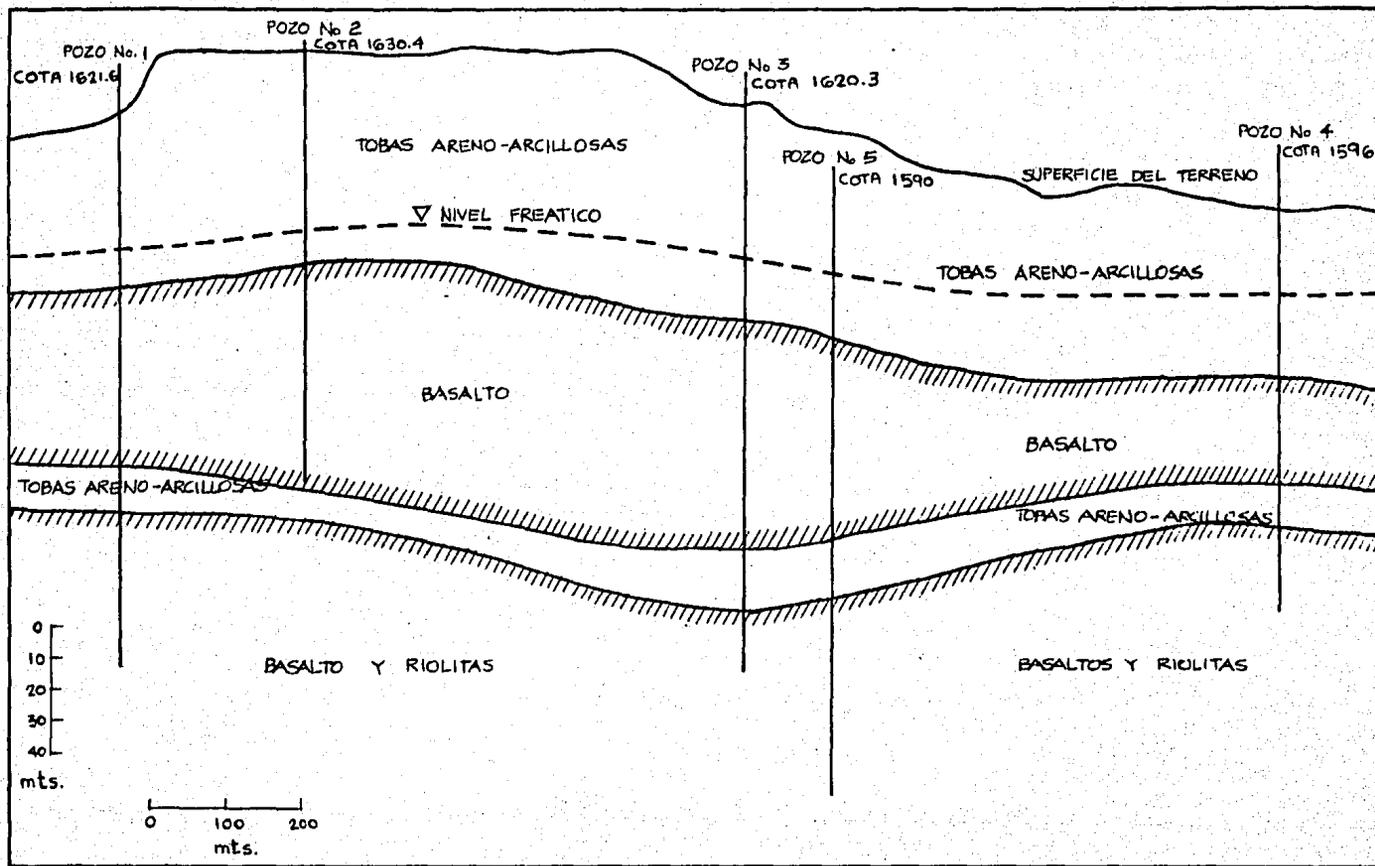


Fig. 2.5 Corte Geológico del Acuífero explotado por los pozos. Corte A-A' Fig. 2.1

FUTURAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO.- Debido al crecimiento de la demanda de agua en ciudad universitaria, la utilización de los pozos pasará de ser una fuente de abastecimiento suplente, a una fuente indispensable para cubrir los futuros requerimientos de agua.

Actualmente se pueden obtener un promedio de 52 lts. por segundo diariamente, sumando el suministro del SIAPA y el de los dos pozos en funcionamiento. Este gasto podría cubrir la demanda hasta el año 2000, cuando se estima que el consumo será de 52 lts./seg. aproximadamente (ver tabla 1.7).

Sin embargo, no se descarta la posibilidad de que la producción de los pozos vaya decreciendo continuamente, como resultado de la utilización prolongada de los mismos. Esta situación se ha presentado en todos los pozos que han estado en operación desde 1961, y debido a ello, el abastecimiento suficiente de agua solo podría garantizarse para un período de años menor.

Por otra parte, se está considerando que el suministro del SIAPA se lleva a cabo en forma regular, lo cual no ocurre en todos los meses del año. Desafortunadamente, en los meses en que la demanda alcanza sus máximos valores (en el verano), es cuando más se presentan interrupciones, las que en ocasiones duran de uno a dos días.

De esta forma, sería posible seguir alimentando de agua a C.U. en los próximos 10 o 15 años, con las fuentes de suministro existentes, siempre y cuando se mantenga la producción de los pozos en los niveles actuales y que el suministro del SIAPA se lleve a cabo regularmente.

Más importante que mantener los gastos en los niveles actuales, sería pedir al SIAPA que se aumenten los gastos que se están recibiendo actualmente; con ello se conseguiría abastecer de agua a todo C.U. sin tener necesidad de

operar los pozos, los cuales quedarían como una fuente de abastecimiento emergente.

Como la línea de alimentación del SIAPA tiene un diámetro de 8 pulg. no sería necesario llevar a cabo alguna ampliación en la capacidad de la misma, por lo que restaría únicamente averiguar si se cuentan con los recursos suficientes para suministrar un gasto todavía mayor.

Esta línea de alimentación sería suficiente para proveer un gasto igual al esperado dentro de 20 años (70 lts. por seg. para el año 2005), pero es probable que, dada la extensión y localización de los terrenos de la reserva universitaria, se consiga alimentar a dichos terrenos con otras líneas de conducción. En este caso se encuentran las casas para trabajadores de la U.A.G. que se construyeron cerca del periférico y que cuentan con una toma de abastecimiento independiente a la de C.U.

Si no fuera posible aumentar los gastos que se están recibiendo con la línea de alimentación del SIAPA, o proveer a C.U. de nuevas líneas de abastecimiento, sería necesario perforar nuevos pozos para cubrir las necesidades futuras.

Los nuevos pozos podrían localizarse al Norte del pozo El Coto, donde se presume existen estructuras geológicas similares a las de este último y que forman un acuífero apropiado para el alumbramiento de aguas subterráneas.

Sería conveniente también, que las nuevas perforaciones se hicieran a profundidades mayores de los 300 mts., donde, según estudio realizado por Apro S.A., se pueden encontrar nuevamente "horizontes acuíferos profundos". Estos acuíferos se encuentran subyacentes a los mantos de roca basáltica y riolítica, que constituyen el basamento de todo el valle.

A estas profundidades (de 300 a 500 mts.) se han perforado varios pozos en otros puntos del valle y se están obteniendo gastos que varían entre los 30 y 50 lts./seg.

De esta forma, se evitaría la explotación de los mantos freáticos que ya están siendo captados por varios pozos en esta zona, y se evitarían además opiniones restrictivas de la S.A.R.H. para el permiso de perforación.

## C A P I T U L O 3

### ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION

La distribución del agua en ciudad universitaria se lleva a cabo mediante tres sistemas independientes. El primero de ellos es la Red General de distribución, la cual da servicio a todos los edificios que se localizan en ciudad universitaria. El segundo sistema lo conforman un conjunto de redes de riego por aspersión, que cubren tanto los campos deportivos como las áreas verdes. Y por último, existe una red de agua contra incendio cuyas tomas se encuentran estratégicamente distribuidas por todas las instalaciones.

El funcionamiento y la problemática actual de cada uno de los sistemas anteriores se exponen a continuación.

### 3.1 RED GENERAL

Funcionamiento. Para mantener la presión en las líneas de la red general se utiliza un tanque elevado de 20,000 lts. de capacidad, el cual tiene una altura de 30 mts. a su base. Con estas características en el tanque se dispone de una presión constante de  $3 \text{ kg./cm}^2$ , para vencer las pérdidas por fricción y la altura en que se encuentran los servicios sanitarios de algunos edificios.

La alimentación a dicho tanque se realiza mediante el bombeo directo del tanque de almacenamiento (de  $1,000 \text{ m}^3$  de capacidad), en el cual se están captando los recursos provenientes de los pozos y del SIAPA.

Problemática Actual. Como el proyecto inicial de la red general contemplaba un gasto máximo de  $15.3 \text{ lts./seg.}$ , al ser rebasado este gasto la eficiencia del sistema se vió severamente afectada. Es así, que en la actualidad se están consumiendo hasta  $25 \text{ lts./seg.}$  durante la mañana, lo que provoca que las presiones disponibles no sean suficientes para todos los puntos de la red.

Para comprobar lo anterior, se hicieron mediciones de presión en aquellos puntos de la red que se identificaron como los más desfavorables por su altura y distancia respecto del tanque elevado.

La primera medición se realizó en el período de vacaciones del personal y alumnos de la universidad, con el objeto de determinar las presiones máximas disponibles cuando el consumo es prácticamente nulo.

Los resultados de estas pruebas se muestran en la tabla 3.1, en la que se observa que la presión disponible en algunos edificios solo alcanza  $0.5 \text{ kg./cm}^2$ , la cual no es suficiente para que trabajen correctamente los fluxómetros instalados en los baños. Estos fluxómetros requieren una

TABLA 3.1 PRESIONES DISPONIBLES EN DIVERSOS PUNTOS DE LA RED GENERAL, ENERO DE 1985.

EDIFICIO	LUGAR	PERIODO DE VACACIONES kg./cm <sup>2</sup>	PERIODO REGULAR kg./cm <sup>2</sup>
Derecho	Baños 2do. piso	2.1	1.8
Humanidades	Baños 3er. piso	1.8	1.3
ICET	Baños 3er. piso	0.7	0.5
Ingeniería	Baños 3er. piso	0.7	0.6
CCQQ	Baños 2do. piso	1.0	0.7
Sicología	Baños 2do. piso	1.1	0.6
FACET	Baños 3er. piso	1.6	1.5

presión mínima de 0.7 kg./cm<sup>2</sup>, de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

Es por esta razón que frecuentemente se suspende el servicio de agua en algunos baños, ya que al aumentar el consumo en toda la red se abaten las presiones disponibles y los fluxómetros no pueden operar normalmente.

Sin embargo, no todos los edificios dependen exclusivamente de la presión generada por el tanque elevado, puesto que algunos de ellos cuentan con un sistema independiente de bombeo, mediante el cual la presión del agua se puede garantizar en todos los niveles del edificio (tabla 3.2).

Este sistema puede ser un equipo hidroneumático o bien un sistema de gravedad a base de bombas y tinacos, y en ambos casos se requiere únicamente que la presión en la red general sea suficiente para alimentar los depósitos de almacenamiento de dichos edificios.

En este caso se encuentran la torre de Rectoría y el Centro de Diseño en los que por su altura que rebasa la del tanque elevado, fué necesario instalar equipos de bombeo independientes.

**TABLA 3.2 RELACION DE EDIFICIOS CON EQUIPO INDEPENDIENTE**

<b>EDIFICIO</b>	<b>ALIMENTACION DIRECTA</b>	<b>EQUIPO INDEPENDIENTE</b>
Derecho	X	X
Humanidades	X	
Facet	X	
Icet	X	
Sicologia	X	
CCQQ	X	X
Centro de Diseño		X
Talleres Gráficos		X
Periodismo	X	
Ocho Columnas	X	X
Ing. Agricola	X	X
Cuped		X
Ingenieria	X	X
Rectoria		X
Aula Magna	X	
Centro Cívico	X	X
Asuntos Administrativos		X
Personal		X
Jardinera		X
Marco de Ingreso		X
Gasolinera		X
Estadio "3 de Marzo"	X	X
Estadio "Fco. Sotomayor"	X	X
Gimnasio		X
Control de Vehiculos	X	
Planta de Pretensados		X
Planta Física	X	X

Existen también otros edificios en los que se recibe tanto la presión de la red general como la de un equipo de bombeo independiente, cuando falle el suministro de la red (tabla 3.2).

Como puede esperarse, es en aquellos edificios en los que se cuenta únicamente con el suministro del tanque elevado, en los que se presentan más frecuentemente las fallas de presión.

Nuevo Equipo Hidroneumático.- Bajo estas circunstancias, en el año de 1984, se decidió independizar de la red general a aquellos edificios que representaban una mayor dificultad de alimentar directamente del tanque elevado. Los edificios seleccionados fueron los de Humanidades, ICET y FACET, puesto que son los que concentran un mayor número de usuarios y de servicios instalados, y al mismo tiempo los que tienen una mayor altura.

De esta forma se procedió a instalar un equipo hidroneumático capaz de proporcionar una presión suficiente en todos sus niveles. Por razones de costo y espacio disponible, se instaló un solo equipo para los tres edificios, concentrando también en un solo lugar la reserva de agua necesaria para el funcionamiento del equipo.

Pero quizás más importante que proporcionar un sistema de bombeo especial para estos edificios, fué que el suministro a los mismos se separó completamente de la red general. Esto quiere decir que, a diferencia de otros edificios que cuentan con un equipo similar, los volúmenes de agua que se están utilizando no son conducidos por la red general, con lo cual se está desconcentrando efectivamente un número considerable de servicios.

Los resultados que se están obteniendo en la presión de agua en los edificios después de instalar el hidroneumático, se muestran en la tabla 3.3.

**TABLA 3.3 PRESIONES DISPONIBLES EN DIVERSOS PUNTOS DE LA RED GENERAL, SEPTIEMBRE DE 1985.**

EDIFICIO	LUGAR	PERIODO REGULAR kg./cm <sup>2</sup>
Derecho	Baños 2do. piso	1.9
Humanidades	Baños 3er. piso	1.2
ICET	Baños 3er. piso	1.1
Ingeniería	Baños 3er. piso	1.2
CCQQ	Baños 2do. piso	1.5
Sicología	Baños 2do. piso	1.7
FACET	Baños 3er. piso	1.6

Funcionamiento del Equipo. El equipo hidroneumático está formado tres bombas centrifugas que toman el agua de un tanque de almacenamiento y la inyectan a presión en las líneas de alimentación a los edificios (diagrama Fig. 3.1). Mediante un tanque de presión y el tablero de control del sistema, se mantiene siempre una presión en las líneas que fluctua entre los 3 y 4 kg./cm<sup>2</sup>; de manera que las bombas encienden y apagan automáticamente para mantener la presión deseada.

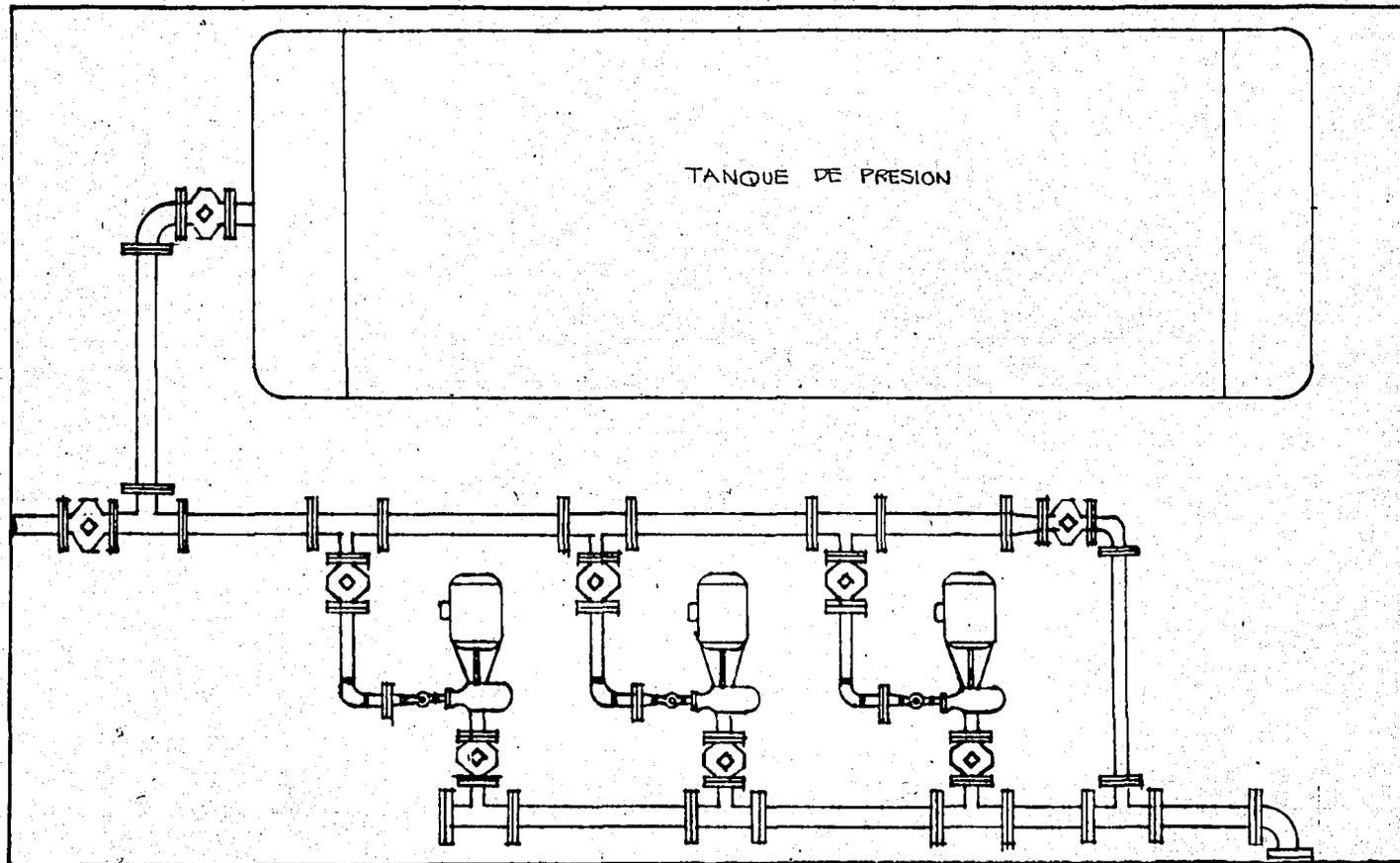


Fig. 3.1 DIAGRAMA DEL EQUIPO HIDRONEUMATICO

TABLA 3.4 GASTOS DE AGUA DE DIVERSOS ACCESORIOS DE PLOMERIA, EXPRESADOS EN UNIDADES DE ACCESORIO .

<b>Grupo de baño:†</b>		<b>Lavadero, 1 o 2 tinas:</b>	
Con válvula de chorro (H, N y P) .....	8	Privado (H) .....	2
Con válvula de tanque (H, N y P) .....	6	Público (H) .....	4
<b>Tina de baño:</b>		De 1 a 3 tinas (P y N) .....	3
Privada (H, N y P) .....	2	<b>Ducha, regadera separada:</b>	
Pública .....	4	Privada (H, N y P) .....	2
<b>Lavador de cómodos para enfermos, público (H) .....</b>	<b>10</b>	Pública (H, N y P) .....	4
<b>Bidet (B) .....</b>	<b>1</b>	<b>Fregaderos:</b>	
Privado (H) .....	3	De cirujano (H) .....	3
Público (H) .....	4	De fuente de sodas (H) .....	2
<b>Accesorio de combinación (H, N y P) .....</b>	<b>3</b>	De válvula de chorro (H) .....	10
<b>Escupidera dental (H) .....</b>	<b>1</b>	De servicio (H, N y P)§ .....	3
<b>Lavabo dental:</b>		Fregadero (H) .....	5
Público (H) .....	2	Para repostería (B) .....	1
<b>Lavaplatos: .....</b>	<b>1</b>	Para desperdicios (B) .....	1
<b>Fuente para beber:</b>		<b>Mingitorio:</b>	
Privado (H) .....	½	De pedestal, con válvula de chorro (H, N y P) .....	10
Pública (H) .....	1	De pared, individual (H, N y P) .....	3-5
<b>Enfriador eléctrico de agua (H) .....</b>	<b>1</b>	Con tanque de chorro (H) ..	3
<b>Fregadero de cocina:</b>		Colectivo (cada 2 pies) (H) ..	2
Privado (H, N y P) .....	2	<b>Pileta de lavado, circular o múltiple, cada conjunto de grifos (H) .....</b>	<b>2</b>
Público (H, N y P) .....	4	<b>Inodoro:</b>	
<b>Toma para manguera de jardín (B) .....</b>	<b>10</b>	De válvula de chorro:	
<b>Lavabo:</b>		Privado (H, N y P) .....	6
Privado (H, N y P) .....	1	Público (H, N y P) .....	10
Público (H, N y P) .....	2	Con tanque de chorro:	
De barbería o salón de belleza (H) .....	3	Privado (H, N y P) .....	3
De cirujano (H) .....	3	Público (H, N y P) .....	5

\* Una unidad de accesorio equivale a un gasto de 7.5 gal/min. Para salidas continuas, apropiadas para imponer demandas continuas, calcúlese separadamente el suministro continuo súmese a la demanda total de los accesorios (véase la Tabla 11-4). Para accesorios no dados en la lista, pueden asignarse las cargas correspondientes comparando el accesorio con uno que esté en la lista y que use cantidades de agua semejantes en grados de uso correspondientes. Las cargas dadas son para la demanda total. Para los accesorios con suministros de agua fría y de agua caliente, pueden tomarse las cargas para máximas demandas separadas como las tres cuartas partes de la demanda de suministro de la lista.

† Un grupo de baño consiste en una tina de baño, un inodoro o una ducha y un lavabo.  
 ‡ De: Domestic Eng., May., 1957, Pág. 136.

§ El Manual de Plomería (Plumbing Manual) afirma (nota P): para salidas de suministro, apropiadas para imponer una demanda continua cuando otros accesorios estén en uso extenso, súmese la demanda continua estimada a la demanda total para los accesorios, por ejemplo, 5 gal/min para una boca de riego es un margen liberal, pero no excesivo.

TABLA 3.5 INSTALACIONES HIDRAULICAS POR EDIFICIO, EN C.U.

EDIFICIO	BAÑOS	LAVABOS	MING.	TARJAS	REG.
<b>ESCUELAS:</b>					
Centro de Diseño	39	39	24	10	
Ciencias Químicas	8	8	3	2	
Derecho	13	13	6	4	
FACET	10	10	3	3	
Humanidades	50	55	24	11	
ICET	31	25	14	6	
Ingeniería	20	20	9	5	
Ing. Agrícola	13	13	6		
Sicología	10	10	3	2	
Periodismo	9	7			
<b>OFICINAS:</b>					
Rectoría	30	27	6	3	
Aula Magna	7	7	4	1	
Cuped	7	7	2	1	1
Asuntos Admvs.	11	11	4	1	1
Personal	3	3		1	
Postgrado	3	3			
Eventos Sociales	17	10	4		
Egresados	1	1			
Comite de Damas	1	2			
Centro de Copiado	8	8	3	1	
Cocina Central	4	3	1	4	6
Jardinería	1	1			
Identificación	3	3	1		
Gasolinera	2	2	1		
Ocho Columnas	9	7	4		2
Crea	4	4			
Talleres Gráficos	12	11	7	2	4
Talleres de Ens.	7	7	3		
T.V. Universitaria	2	2			1
F.E.J.	1	2			
Consultorio Médico	1	2			
Bienestar Estudiantil	7	7	4		
Medicina Deportiva	1	1			
Primera Div. Tecos	2	2			
Escuela de Fut-Bol	2	2			
<b>INS. DEPORTIVAS:</b>					
Gimnasio	13	24	9		47
Scuash	2	2			4
Estadio "3 de Marzo"	126	85	18*		22
Estadio de Beisbol	39	23	4*		

\* Mingitorios de tipo pileta.

HUMANIDADES:	NUM.	UNIDADES DE ACCESORIO	TOTAL DE UNIDADES
Sanitarios	50	6	300
Mingitorios	24	3	72
Lavamanos	55	1	55
Terjas	11	1	11
			<u>438</u>
ICET:			
Sanitarios	31	6	186
Mingitorios	14	3	42
Lavamanos	25	1	25
Terjas	6	1	6
			<u>259</u>
FACET:			
Sanitarios	25	6	150
Mingitorios	12	3	36
Lavamanos	25	1	25
Terjas	6	1	6
			<u>217</u>

\* Incluye baños en proyecto.

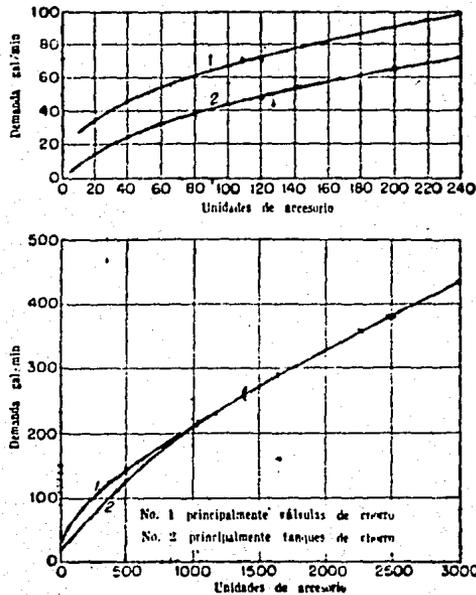
Aun cuando cada unidad accesorio equivale a un gasto de 7.5 gal./min, la probabilidad de que se utilicen todos los servicios a un mismo tiempo es muy remota, por lo cual los gastos correspondientes a cada edificio se reducen utilizando las gráficas de la Fig. 3.2.

En base a las mismas, se tiene que los gastos en cada edificio serán de:

	gal./min.	lbs./min.	lbs./seg.
GASTO Humanidades	140	529.9	8.8
GASTO ICET	100	378.5	6.3
GASTO FACET	65	246.0	4.1
	<u>305</u>	<u>1,154.4</u>	<u>19.2</u>
GASTOS TOTALES			

Como se puede observar el gasto total de los tres edificios es de 19.2 lbs./seg., el cual resulta muy elevado si lo comparamos con los gastos de toda la red general, de terminados en el capítulo 1. A pesar de esto, utilizare-

Fig. 3.2 GASTO CORRESPONDIENTE A VARIAS UNIDADES DE ACCESORIO (De: "Uniform plumbing Code for Housing", Feb. 1948)



mos este gasto para determinar la capacidad del equipo de bombeo, para que éste quede un poco sobrado.

El lugar escogido para la ubicación del equipo fué el terreno ubicado frente a la Escuela de Psicología, quedando a una distancia relativamente corta de los tres edificios.

Las líneas de alimentación a los edificios se trazaron siguiendo el trayecto más corto, pero evitando al máximo el tener que romper plazas o andadores para abrir las zanjas de la tubería, como se muestra en la Fig. 3.3.

Los diámetros de las tuberías se seleccionaron en base a los gastos de cada edificio, considerando una velocidad máxima en las tuberías de 2 mts./seg. Por lo tanto, en los tres edificios se determinó una tubería de alimentación de 3 pulg., quedando únicamente un tramo de 4 pulg.

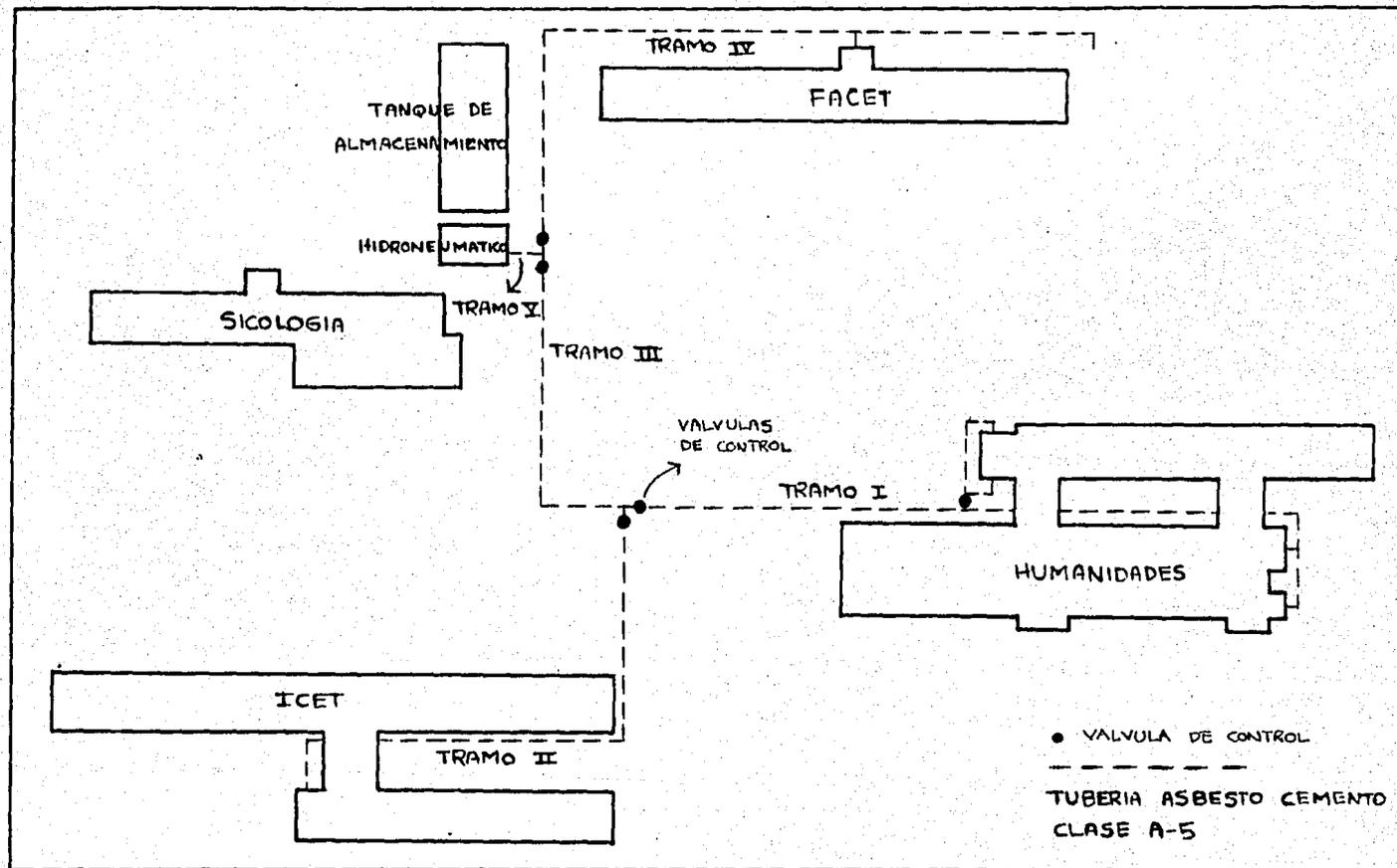


Fig. 3.3 LINEAS DE ALIMENTACION A LOS EDIFICIOS DEL HIDRONEUMATICO NUEVO

en donde se juntan las tuberías del edificio de Humanidades y del ICET.

Por su parte, las pérdidas por fricción se calcularon en base a las tablas de flujo de fluidos en tuberías, publicadas por Crane Co. en 1980 (Tabla 3.7).

**TABLA 3.6 PERDIDAS POR FRICCION EN LAS LINEAS DE CONDUCCION DEL HIDRONEUMATICO**

TRAMO	LONG. mts.	DIAM. pulg.	GASTO lts./min.	VELOCIDAD mts./seg.	PERDIDAS FRICCION mts.
I	145	3	530	1.99	0.70
II	95	3	379	1.42	0.25
III	50	4	909	1.92	0.17
IV	85	3	246	0.92	0.09

La capacidad de las bombas se determinó con el gasto máximo del circuito y con la altura máxima a que se tiene que elevar el agua para obtener una presión mínima de 1 kg./cm<sup>2</sup>, después de vencer las pérdidas por fricción.

GASTO MAXIMO	lts./min
TRAMO III	909
TRAMO IV	246
TOTAL	<u>1,155</u>

ALTURA MAXIMA	mts.
Altura Edificios	13
Desnivel Hidro.	3
Pérdidas Fric.	1.2
Presión Mfínima	10
TOTAL	<u>27.2</u>

Por lo tanto, se ocupa un equipo de bombeo capaz de suministrar un gasto de 1,155 lts./min., a una altura de 27.2 mts.

El equipo seleccionado fueron tres bombas centrífugas

TABLA 3.7 FLUJO DE AGUA EN TUBERIAS DE DIFERENTES DIAMETROS. Tomado de "Flow of Fluids", publicado por Crane Co. en 1980.

Flow of Water Through Schedule 40 Steel Pipe

Discharge Litres per Minute	Pressure Drop per 100 metres and Velocity in Schedule 40 Pipe for Water at 15 C.															
	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars	Velocity Metres per Second	Press. Drop bars
	<b>1/8"</b>		<b>1/4"</b>		<b>3/8"</b>		<b>1/2"</b>		<b>3/4"</b>		<b>1"</b>		<b>1 1/4"</b>		<b>1 1/2"</b>	
1	0.459	0.738	0.351	0.17	0.272	0.138	0.170	0.044								
2	0.918	2.98	0.501	0.60	0.407	0.29	0.235	0.091								
3	1.38	5.59	0.752	1.22	0.467	0.29	0.235	0.091								
4	1.84	9.57	1.00	2.09	0.543	0.48	0.340	0.121	0.144	0.023	0.170	0.017				
5	2.29	14.45	1.25	3.18	0.679	0.70	0.423	0.223	0.241	0.057	0.350	0.017				
6	2.75	20.29	1.50	4.44	0.815	0.98	0.510	0.309	0.289	0.077	0.480	0.024				
8	3.67	35.16	2.01	7.36	1.09	1.69	0.680	0.524	0.385	0.129	0.240	0.04				
10			2.51	11.81	1.36	2.37	0.850	0.798	0.410	0.193	0.300	0.061				
15			3.76	25.87	2.04	5.37	1.28	1.69	0.712	0.403	0.450	0.17				
20			5.01	45.74	2.72	9.24	1.70	2.84	0.962	0.683	0.600	0.210				
30	0.231	0.016	0.314	0.010			2.55	6.17	1.44	1.85	0.900	0.442				
40	0.308	0.027	0.410	0.017			3.40	10.72	1.92	2.50	1.20	0.758				
50	0.385	0.039	0.510	0.023					2.41	3.83	1.50	1.14				
60	0.462	0.055	0.624	0.033					2.86	5.41	1.80	1.61				
70	0.539	0.098	0.778	0.041					3.37	7.27	2.10	2.15				
80	0.616	0.092	0.437	0.039	0.280	0.014			3.85	9.27	2.40	2.76				
90	0.693	0.118	0.486	0.048	0.315	0.017			0.235	0.008	1.70	3.47				
100	0.770	0.141	0.540	0.059	0.350	0.020			0.261	0.010	2.00	4.50				
150	1.14	0.210	0.810	0.125	0.518	0.047			0.919	0.049	3.00	6.35				
200	1.54	0.312	1.08	0.212	0.699	0.072			0.523	0.036	4.00	9.30				
240	1.92	0.723	1.35	0.322	0.874	0.108			0.653	0.053	5.00	0.018				
280	2.31	1.10	1.62	0.449	1.05	0.152			0.784	0.074	6.00	0.040				
320	2.69	1.47	1.89	0.606	1.22	0.203			0.915	0.090	7.00	0.053				
400	3.08	1.82	2.16	0.780	1.40	0.264			1.08	0.128	8.00	0.068				
450	3.46	2.39	2.43	0.979	1.57	0.329			1.18	0.161	9.00	0.084				
500	3.85	2.95	2.70	1.20	1.75	0.403			1.31	0.196	1.01	0.101				
550	4.23	3.55	2.97	1.44	1.93	0.479			1.44	0.232	1.11	0.127				
600	4.62	4.20	3.24	1.70	2.10	0.566			1.57	0.273	1.22	0.146				
650	5.00	0.88	3.51	1.97	2.27	0.658			1.70	0.319	1.32	0.168				
700	5.39	3.63	3.78	2.28	2.45	0.759			1.83	0.368	1.42	0.194				
740			4.05	2.60	2.62	0.863			1.96	0.420	1.52	0.218				
800			4.32	2.95	2.80	0.977			2.09	0.473	1.62	0.240				
850			4.59	3.31	2.97	1.09			2.22	0.528	1.72	0.277				
900					3.12	1.22			2.35	0.585	1.82	0.308				
950					3.22	1.35			2.48	0.649	1.93	0.342				
1000					3.5	1.50			2.61	0.714	2.03	0.377				
1100					3.85	1.75			2.87	0.860	2.23	0.452				
1200					4.20	2.14			3.14	1.07	2.43	0.534				
1300									3.40	1.19	2.64	0.627				
1400									3.66	1.37	2.84	0.722				
1500									3.92	1.56	3.04	0.818				
1600									4.18	1.78	3.24	0.924				
1700									4.44	1.99	3.45	1.04				
1800	0.590	0.012							3.65	1.16	3.10	0.645				
1900	0.622	0.014							3.85	1.28	3.45	0.740				
2000	0.655	0.015							4.05	1.41	3.68	0.842				
2200	0.721	0.018							4.46	1.70	4.04	1.07				
2400	0.786	0.021									4.45	1.28				
2600	0.852	0.025	0.600	0.010							3.61	0.859				
2800	0.917	0.028	0.646	0.012							3.61	0.859				
3000	0.983	0.031	0.692	0.013	0.573	0.008					3.87	0.982				
3500	1.15	0.043	0.810	0.018	0.668	0.011					4.52	1.32				
4000	1.31	0.055	0.923	0.023	0.768	0.015					5.16	1.72				
4500	1.47	0.068	1.04	0.029	0.860	0.018	0.658	0.009								
5000	1.64	0.084	1.15	0.034	0.955	0.022	0.731	0.011								
6000	1.96	0.118	1.38	0.049	1.15	0.031	0.877	0.016								
7000	2.29	0.158	1.61	0.065	1.36	0.042	1.02	0.021			0.808	0.012				
8000	2.57	0.204	1.83	0.083	1.53	0.054	1.17	0.027			0.924	0.015				
9000	2.85	0.256	2.08	0.107	1.72	0.067	1.31	0.033			1.04	0.023				
10000	3.28	0.312	2.31	0.139	1.91	0.081	1.46	0.041			1.15	0.023				
12000	3.93	0.447	2.77	0.184	2.29	0.113	1.75	0.057			1.38	0.032				
14000	4.58	0.600	3.23	0.246	2.67	0.153	2.05	0.077			1.62	0.044				
16000	5.24	0.778	3.69	0.317	3.06	0.198	2.34	0.099			1.85	0.056				
18000	5.90	0.979	4.15	0.398	3.46	0.246	2.63	0.128			2.08	0.071				
20000	6.55	1.19	4.61	0.487	3.82	0.302	2.92	0.152			2.31	0.084				
25000	8.19	1.83	5.77	0.758	4.77	0.469	3.65	0.234			2.89	0.130				
30000			6.92	1.08	5.73	0.689	4.38	0.332			3.46	0.183				
35000			8.07	1.46	6.68	0.903	5.12	0.446			4.08	0.248				
40000			9.23	1.89	7.64	1.17	5.85	0.578			4.67	0.319				
45000			10.38	2.39	8.59	1.47	6.58	0.726			5.19	0.400				
50000					9.58	1.81	7.31	0.888			5.77	0.491				
55000							8.08	1.107			6.35	0.584				
60000							8.77	1.27			6.93	0.708				
65000							9.5	1.49			7.50	0.831				
70000							10.2	1.70			8.08	0.955				
75000							11.0	1.98			8.66	1.18				

marca Jacuzzi, serie D, modelo 75 DM 1 1/2, con motor de 7.5 H.P. De acuerdo con las especificaciones del fabricante (Tab. 3.8), cada bomba puede suministrar un gasto de 624 lts./min. a una altura de 30 mts., por lo que con dos bombas funcionando al mismo tiempo se satisfacen los requerimientos de los edificios. La otra bomba quedará como suplente cuando se presente una falla en las anteriores.

TABLA 3.8 RENDIMIENTOS DE LAS BOMBAS MARCA "JACUZZI"



# ELECTROBOMBAS CENTRIFUGAS

3450 R. P. M. 60 CICLOS

## SERIE D

JACUZZI

UNIVERSAL, S. A.

MONTREBEY, N. L.

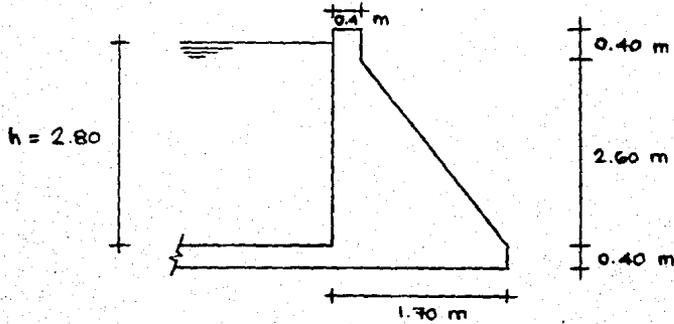
TABLA DE RENDIMIENTOS

BOMBA MODELO	C. de f.	Medida de la Succión cms. (Pulg.)	Medida de la Descarga cms. (Pulg.)	CARGA DINAMICA TOTAL (Incluyendo Fricción) EN METROS (Pies)														Carga Máxima en Metros	
				6.1	9.1	12.2	15.2	18.3	21.3	24.4	27.4	30.5	33.5	36.6	39.6	42.7	45.7		48.8
				(20)	(30)	(40)	(50)	(60)	(70)	(80)	(90)	(100)	(110)	(120)	(130)	(140)	(150)		(160)
Capacidad en L. P. M. al Nivel del Mar o Cerca de él																			
7DM1	3/4	3.81 (1-1/2")	2.54 (1")					114	106	79	30							28.6	
H7DM1	3/4									87	68	15							31.9
1DM1	1									120	110	90	58						36.0
H5DM1	1-1/2					234	208	171	96										30.4
2DM1	2							242	219	189	137								34.4
3DM1	3									250	247	223	193	143					42.7
H3DM1	3													158	158	38			46.3
5DM1	5									260	259	254	243	232	204	137	53.2		
3DM1 1/2	3	5.08 (2")	3.81 (1-1/2")		580	558	529	484	420	344	227						34.7		
5DM1 1/2	5									598	587	537	492	439	383	242		49.2	
75DM1 1/2	7-1/2											624	598	567	526	480	404	302	54.1
15DM2	1-1/2					680	567	397											14.3
2DM2	2	7.62 (3")	5.08 (2")	776	700	568	400										17.4		
3DM2	3			900	833	757	662	548	375									22.9	
5DM2	5				1058	1040	946	871	795	681	520							30.5	
75DM2	7-1/2						1180	1110	1060	1003	927	833	719	586					40.5
10DM2	10										1211	1170	1116	1041	965	870	757	596	51.8

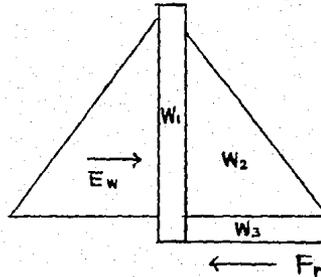
Revisión del Tanque de Almacenamiento. Se construyó un tanque de almacenamiento de  $700 \text{ m}^3$  de capacidad (Plano 1), en el terreno situado frente a la Escuela de Psicología, el cual está siendo alimentado por una línea de conducción desde el pozo El Coto y que puede alimentarse también con la toma del SIAPA.

**Revisión del Muro Perimetral:**

Los muros de retención del tanque son de mampostería y tienen la siguiente sección.



**Revisión por deslizamiento.**



Peso Vol. del agua =  $1,000 \text{ kg./m}^3$

Peso Vol. de la tierra =  $950 \text{ kg./m}^3$

Peso Vol. de la mampostería =  $2,500 \text{ kg./m}^3$

Coef. fricción entre la mampostería y la tierra ( $\mu$ ) = 0.5





Por cada metro lineal

$$W_1 = 0.4(3.4)(1)(2,500) = 3,400 \text{ kg.}$$

$$W_2 = \frac{1.3(2.6)}{2}(1)(2,500) = 4,225 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 0.4(1.3)(1)(2,500) = 1,300 \text{ kg.}$$

Fuerza de rozamiento ( $F_r$ )

$$N = W_1 + W_2 + W_3 = 8,925 \text{ kg.}$$

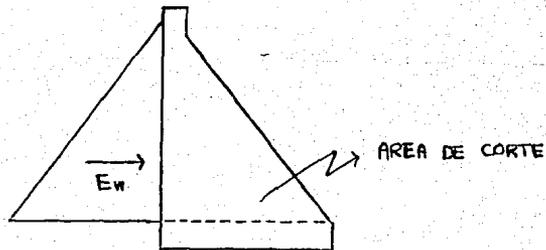
$$F_r = \mu N = 0.5(8,925) = 4,462.5 \text{ kg.}$$

Empuje del agua ( $E_w$ )

$$E_w = \frac{w h^2}{2}(b) = \frac{1,000(2.8)^2}{2}(1) = 3,920 \text{ kg.}$$

$E_w < F_r$  Por lo tanto no se desliza el muro.

Revisión por cortante.



$$\text{Area de corte} = 1.7(1) = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\text{Esf. resistente al corte en la mampostería} = 0.5 \frac{\text{kg.}}{\text{cm}^2}$$

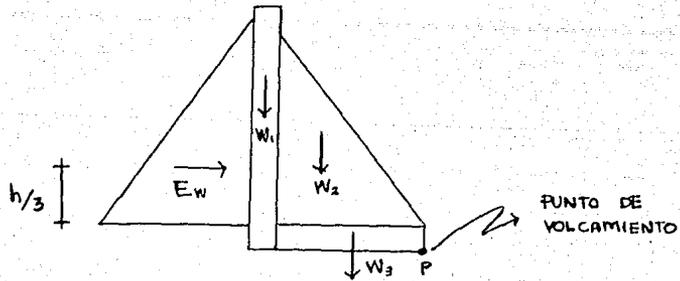
$$\text{Fuerza cortante} = E_w = 3,920 \text{ kg.}$$

$$\text{Esf. cortante} = \text{Fuerza cortante/area de corte}$$

$$\text{Esf. cortante} = \frac{3,920 \text{ kg.}}{1.7 \text{ m}^2} = 2,305 \text{ kg./m}^2 = 0.23 \frac{\text{kg.}}{\text{cm}^2}$$

$\text{Esf. cortante} < \text{Esf. resistente}$  Por lo tanto resiste.

Revisión por volcamiento.



Momento debido al agua:

$$M_w = E_w(h/3 + 0.4) = 3,920(2.8/3 + 0.4) = 5,226.6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento resistente del muro:

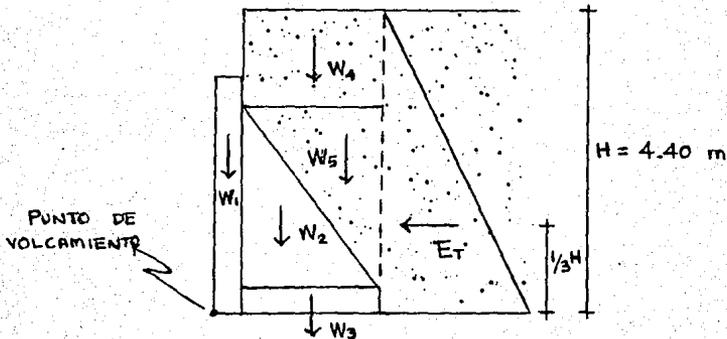
$$M_m = W_1(1.5) + W_2(1.3(2/3)) + W_3(1.3/2)$$

$$M_m = 3,400(1.5) + 4,225(0.88) + 1,300(0.65)$$

$$M_m = 9,663 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Mom. agua < Mom. muro Por lo tanto el muro no se voltea.

Volcamiento por empuje de tierras.



Peso Vol. de la tierra ( $\gamma_d$ ) = 950 kg./m<sup>3</sup>

Angulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 26°

Humedad natural (w) = 25 %

$$W_4 = 950(1.3)(1.4)(1) = 1,729 \text{ kg/ml}$$

$$W_5 = \frac{(1.3)(2.6)}{2}(1)(950) = 1,605.5 \text{ kg./ml}$$

Empuje de tierras:

$$E_T = \frac{\gamma_m H^2 K_a}{2} \quad K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad \gamma_m = \gamma_d \times \frac{1}{\gamma_w}$$

$$\gamma_m = 0.95(1.25) = 1.18 \text{ ton/m}^3$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 26^\circ}{1 + \text{sen } 26^\circ} = 0.39$$

$$E_T = \frac{1.18(0.39)(4.4)^2}{2} = 4.46 \text{ ton/ml}$$

Momento actuante:

$$M_{act.} = E_T(H/3) = 4,460(4.4/3) = 6,541.3 \text{ kg.m}$$

Momento resistente:

$$M_{res.} = W_1(0.2) + W_2(0.4 + 1.3/3) + W_3(0.4 + 1.3/2) \\ + W_4(0.4 + 1.3/2) + W_5(0.4 + 2(1.3)/3)$$

$$M_{res.} = 3,400(0.2) + 4,225(0.83) + 1,300(1.05) \\ + 1,729(1.05) + 1,605.5(1.26) = 9,390.13 \text{ kg.m}$$

$M_{act.} < M_{res.}$  Por lo tanto no se voltea.

Revisión de las Losas.-



$$\text{Esf. resistente de la losa} = 1,000 \text{ kg./m}^2$$

Esfuerzo actuante:	carga muerta	$0.4(950) = 380$
(kg./m <sup>2</sup> )	carga viva	<u>300</u>
	Total (kg./m <sup>2</sup> )	<u>680</u>

Esf. actuante < Esf. resistente Por lo tanto resiste.

Línea de Alimentación al Tanque. La línea de alimentación del tanque de almacenamiento del nuevo hidroneumático (Plano 2) se conectó tanto a la línea proveniente del pozo El Coto, como a la toma del SIAPA.

Los gastos esperados en esta línea serán de 20 lts. por seg. por lo que se escogió una tubería de asbesto cemento de 6 pulg. de diámetro, para mantener así la velocidad del agua en menos de 2 mts./seg. y evitar fuertes pérdidas por fricción.

Por otra parte, la línea de conducción de 8 pulg. que viene del pozo El Coto requiere la instalación de un dispositivo de protección para el golpe de ariete, el cual se produce al parar la bomba del pozo.

Para determinar el incremento de presión o golpe de ariete en la tubería se utiliza la fórmula de Joukowski, de la siguiente manera:

$$\Delta h = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{Ee}}}$$

Donde,

h: sobrepresión máxima producida al cierre instantáneo de una válvula (en mts. de columna de agua).

v: velocidad inicial del agua (mts./seg.).

k: módulo de elasticidad del agua (20,670 kg./cm<sup>2</sup>).

d: diámetro interior del tubo (cms.).

e: espesor de las paredes del tubo (cms.).

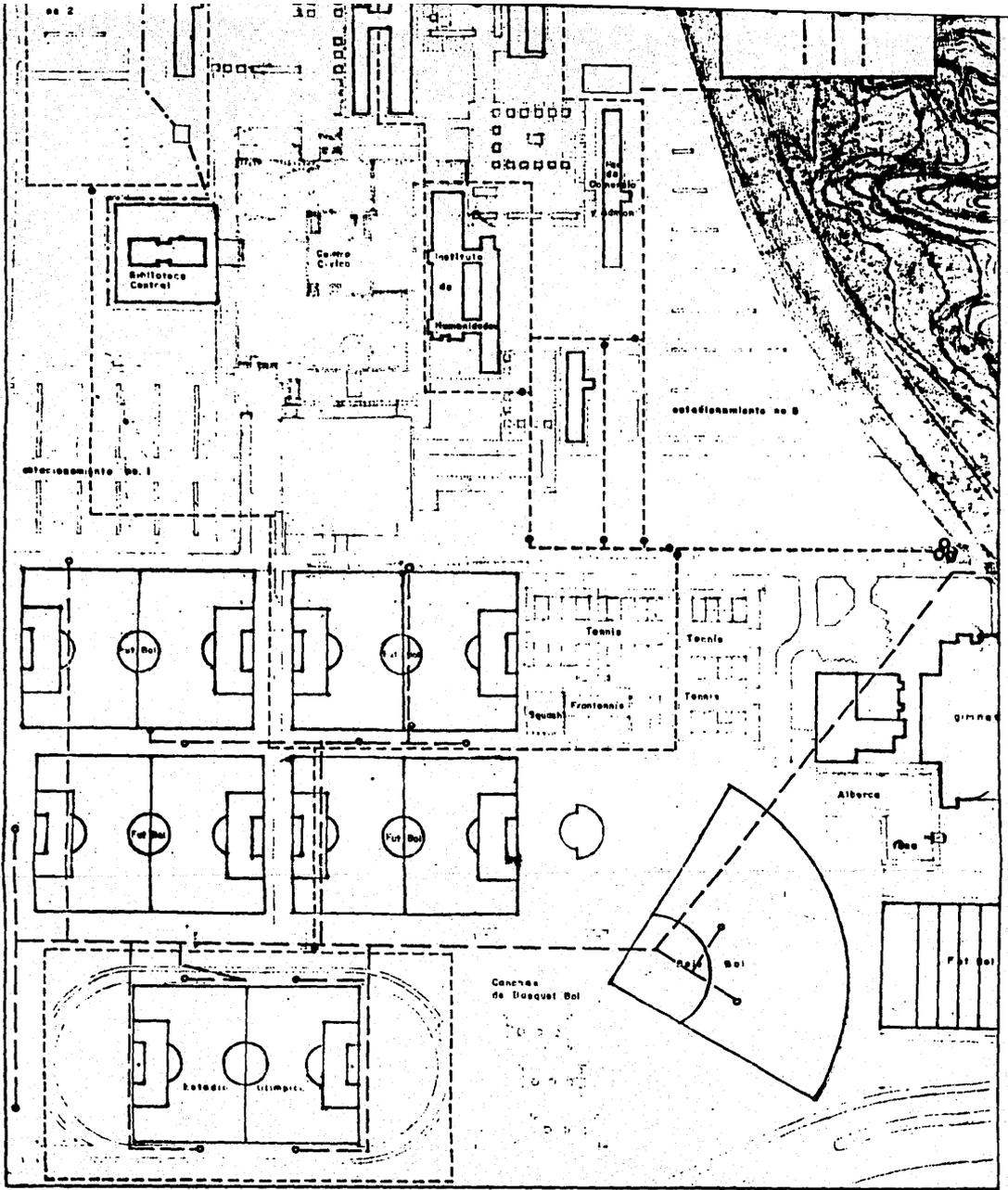
E: Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (asbesto cemento 328,000 kg./cm<sup>2</sup>).

La velocidad inicial será:

$$Q = 20 \text{ lts./seg.} = 0.02 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.20)^2}{4} = 0.031 \text{ m}^2$$





$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.02}{0.031} = 0.645 \text{ mts./seg.}$$

Como la tubería instalada tiene un diámetro de 8 pulg. y es de clase A-7, el espesor de las paredes del tubo es de 1.35 cms. (especificaciones en la tabla 3.9).

Sustituyendo los datos en la fórmula tenemos que,

$$\Delta h = \frac{145(0.645)}{\sqrt{1 + \frac{20,670(20.2)}{328,000(1.35)}}} = 67.09 \text{ mts.} = 6.7 \text{ kg./cm}^2$$

Finalmente, el incremento de presión total será igual a la carga normal de operación más el incremento producido por el golpe de ariete.

GOLPE DE ARIETE	67 mts.
CARGA DE OPERACION	<u>40 mts.</u>
h TOTAL	= 107 mts. = 10.7 kg./cm <sup>2</sup>

Por lo tanto será necesario instalar una válvula de seguridad para proteger la tubería de presiones mayores de los 7 kg./cm<sup>2</sup>, ya que esta es la presión de trabajo recomendada por el fabricante.

La válvula que se recomienda utilizar es una válvula marca "Duraval" de 3 pulg. (76.2 mm), serie 1478, que se muestra en la Fig. 3.4. Esta válvula tiene una capacidad de desfogo de 20.3 lts./seg. (322 gal./min) con una presión de ajuste de 7.0 kg./cm<sup>2</sup>, por lo cual es suficiente para proteger las tuberías del golpe de ariete.

La colocación de la válvula debe ser después de la válvula de retención (check), ya que es aquí donde se interrumpe subitamente el flujo del agua y se produce la sobre presión en la tubería.

TABLA 3.9 CARACTERISTICAS DE LAS TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO

PRESIONES DE TRABAJO 5 KGS/CM <sup>2</sup> DE PRUEBA 17.5 KGS/CM <sup>2</sup>	Tubo Clase A-5											PESO TURO EN KG.	Cople A-5					PESO EN KG.		
	DIAMETRO NOMINAL		D <sup>1</sup>	D <sup>2</sup>	D <sup>3</sup>	D <sup>4</sup>	E <sup>1</sup>	E <sup>2</sup>	E <sup>4</sup>	A	L		F	H	"A"	"B"	"C"		"D"	"L"
	Pulg.	mm.																		
2"	50	51	57.0	59	65	9.0	7.0	11 <sup>0</sup>	3 000	56.5	37.5	14.20	68	73	84	104	171	1.8		
2.5"	60	60	69.86	80	78	10.0	8.0	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	17.67	79	84	95	115	171	1.8		
3"	75	76	83.6	87	91	10.5	7.5	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	23.76	95	101	110	133	175	2.4		
4"	100	101	107.6	121	115	10.0	7.0	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	29.08	119	125	134	157	175	2.9		
6"	150	151	158.6	172	186	10.5	7.5	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	46.18	170	178	185	208	175	4.0		
8"	200	202	210.8	224	218	11.0	8.0	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	66.11	222	228	237	261	175	5.3		
10"	250	251	266.2	281	275	15.0	12.0	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	102.99	279	285	294	322	175	6.7		
12"	300	301	319.2	334	328	16.5	13.5	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	134.87	332	338	347	377	175	8.0		
14"	350	351	372.1	389	383	19.0	16.0	16 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	180.30	388	393	408	439	185	10.5		
16"	400	401	426.1	443	437	21.0	18.0	16 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	226.65	442	447	460	487	185	13.3		
18"	450	451	476.6	494	482	23.5	20.5	22 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	294.75	497	502	515	556	185	16.5		
20"	500	501	531.6	553	547	26	23.0	22 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	353.08	552	557	570	616	185	20.0		

PRESIONES DE TRABAJO 7 KGS/CM <sup>2</sup> DE PRUEBA 24.5 KGS/CM <sup>2</sup>	Tubo Clase A-7											PESO TURO EN KG.	Cople A-7					PESO EN KG.		
	Pulg. mm.		D <sup>1</sup>	D <sup>2</sup>	D <sup>3</sup>	D <sup>4</sup>	E <sup>1</sup>	E <sup>2</sup>	E <sup>4</sup>	A	L		F	H	"A"	"B"	"C"		"D"	"L"
	Pulg.	mm.																		
2"	50	51	57.8	59	65	9.0	7.0	11 <sup>0</sup>	3 000	56.5	37.5	14.20	69	74	85	105	171	1.7		
2.5"	60	60	69.86	80	78	10.0	8.0	11 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	17.67	79	84	95	115	171	1.9		
3"	75	76	85.2	100	94	12.0	9.0	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	27.61	98	104	113	138	175	2.6		
4"	100	101	108.2	123	117	11.0	8.0	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	32.16	121	127	136	161	175	3.2		
6"	150	151	160.2	175	169	12.0	9.0	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	52.64	173	179	188	215	175	4.6		
8"	200	202	214.2	229	223	13.5	10.5	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	80.39	227	233	242	273	175	6.6		
10"	250	251	274.2	289	283	19.0	16.0	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	131.78	287	293	302	337	175	9.4		
12"	300	301	329.2	344	338	21.5	18.5	13 <sup>0</sup>	4 000	56.5	37.5	177.54	342	348	357	398	175	12.6		
14"	350	351	383.1	400	394	24.5	21.5	16 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	234.82	399	404	417	461	185	17.1		
16"	400	401	439.1	455	449	27.0	24.0	16 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	294.67	454	458	472	520	185	20.9		
18"	450	451	489.6	511	505	30.0	27.0	22 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	387.29	510	515	528	582	185	25.7		
20"	500	501	545.6	567	561	33.0	30.0	22 <sup>0</sup>	4 000	60.5	41.5	448.01	565	571	584	642	185	30.4		

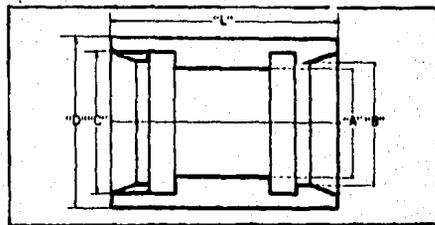
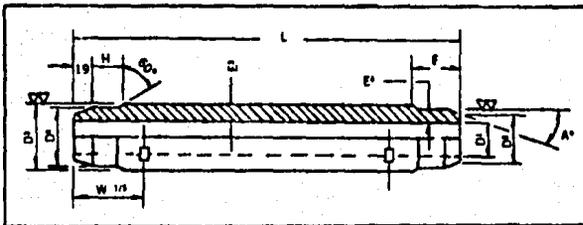
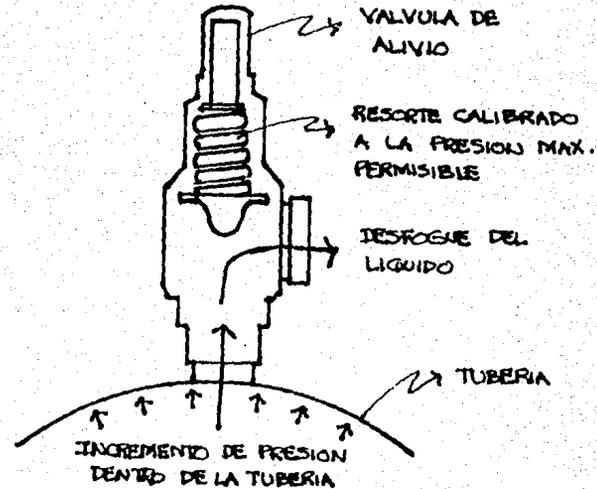
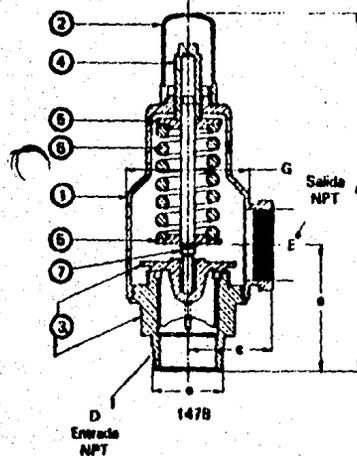


Fig. 3.4 VALVULA DE ALIVIO PARA EL GOLPE DE ARIETE

# DURAVAL

## VALVULAS DE ALIVIO SERIE 1478



### PARTE

- 1 Bonete
- 2 Cusquillo
- 3 Base y disco
- 4 Tornillo de compresión
- 5 Roldana de resorte
- 6 Resorte
- 7 Vástago

### MATERIAL

- Bronce  
 Latón Fundido  
 Bronce  
 Bronce  
 Acero  
 Acero al carbón  
 Acero al carbón

### CARACTERISTICAS

- Descarga lateral para servicio de líquidos.  
 Presión máxima de operación (excepto 3"): 21.10 kg/cm<sup>2</sup> (300 PSIG).  
 Temperatura máxima de operación: 208° C (406° F).  
 Medidas nominales desde 13 mm (1/2") hasta 76 mm (3").

**TABLA 3.10 CAPACIDADES DE LAS VALVULAS DURAVAL SERIE 1478.**

**GALONES POR MINUTO DE AGUA AL 25% DE ACUMULACION**

Presión de ajuste		TAMAÑO						
kg/cm <sup>2</sup>	PSIG	1/2" y 3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"
0.35	8	4.4	7.3	13	21	38	52	72
0.70	10	6.2	10.5	18	29	53	73	102
1.05	15	7.6	12.8	22	36	66	90	125
1.41	20	8.8	14.8	26	41	76	103	144
1.76	25	9.8	16.6	29	46	85	116	161
2.11	30	10.7	18.1	32	50	93	126	177
2.46	35	11.8	19.6	34	55	100	137	191
2.81	40	12.4	20.9	36	58	107	146	204
3.16	45	13.2	22.2	39	62	114	155	217
3.52	50	13.9	23.4	41	66	120	163	229
3.87	55	14.5	24.5	43	68	126	171	239
4.22	60	15.2	25.6	45	71	131	179	250
4.57	65	15.8	26.7	46	74	137	186	260
4.92	70	16.4	27.7	48	77	142	194	271
5.27	75	17.0	28.7	50	80	147	200	280
5.62	80	17.5	29.6	52	82	152	207	289
5.98	85	18.0	30.5	53	85	156	213	297
6.33	90	18.6	31.4	55	87	161	219	306
6.68	95	19.1	32.3	56	90	165	225	314
7.03	100	19.6	33.1	58	92	170	231	322
7.38	105	20.1	33.9	59	95	174	237	331
7.73	110	20.5	34.7	60	97	178	242	339
8.09	115	21.0	35.5	62	99	182	247	346
8.44	120	21.5	36.3	63	101	186	253	354
8.79	125	21.9	37.0	64	103	190	258	361
9.14	130	22.3	37.7	66	105	193	263	368
9.49	135	22.8	38.5	67	107	197	268	375
9.84	140	23.2	39.2	68	109	200	273	382
10.19	145	23.6	39.8	69	111	204	278	389
10.55	150	24.0	40.6	71	113	208	283	396
10.90	155	24.4	41.2	72	115	211	288	-
11.25	160	24.8	41.8	73	117	214	293	-
11.60	165	25.2	42.5	74	119	218	298	-
11.96	170	25.6	43.2	75	120	221	303	-
12.30	175	25.9	43.7	76	122	224	308	-
12.66	180	26.3	44.4	77	124	227	313	-
13.01	185	26.7	45.0	78	126	231	318	-
13.36	190	27.0	45.6	79	127	234	323	-
13.71	195	27.4	46.2	80	129	237	328	-
14.06	200	27.7	46.8	81	130	239	333	-
14.41	205	28.1	47.4	82	132	243	338	-
14.76	210	28.4	48.0	83	134	246	343	-
15.12	215	28.8	48.5	84	136	249	348	-
15.47	220	29.1	49.2	85	137	251	353	-
15.82	225	29.4	49.7	86	138	254	358	-
16.17	230	29.9	50.3	87	140	257	363	-
16.52	235	30.1	50.7	88	142	260	368	-
16.87	240	30.4	51.3	89	143	263	373	-
17.23	245	30.7	51.8	90	145	266	378	-
17.58	250	31.0	52.4	91	146	268	383	-

NOTA: Para capacidades a una más baja acumulación, consultar la gráfica de la página siguiente.

Líneas de conducción de la Red General.- Después de más de 15 años de operación las líneas de conducción de la red general se encuentran en perfecto estado, aunque se han presentado algunos problemas en cuanto a la circulación de agua dentro de las mismas.

Por reparaciones o ampliaciones en la red, se han tenido que bloquear ciertas áreas con lo cual se han detectado varias válvulas de control descompuestas. Algunas de las válvulas no se han podido cerrar y otras se han encontrado cerradas, y es muy probable que hayan permanecido cerradas por varios años.

Aun cuando la red está formada por circuitos cerrados (Plano 2) y la alimentación a los edificios se puede realizar por ambos lados de un circuito, es evidente que al permanecer cerrada una válvula la distribución del agua se dificulta y se está trabajando incorrectamente.

Durante el año de 1984 se revisaron todos los cruces de la red y se rehabilitaron y cambiaron aquellas válvulas que estaban descompuestas.

Tanque Elevado.- La alimentación al tanque elevado se lleva a cabo con una bomba de 40 HP y con una de 15 HP, las que se trabajan alternadamente para mantener el nivel del agua arriba de los 30 mts. Con esto se asegura que la presión disponible para la red fluctúe entre los 3.0 y 3.15 kg./cm<sup>2</sup>.

El consumo durante las mañanas es tal que, la primera de las bombas proporciona un gasto mayor al de la demanda, por lo cual tiende a llenar el tanque en períodos de tiempo que varían de 15 a 30 minutos normalmente. Una vez que se llena el tanque con esta bomba se pone a funcionar la bomba de 15 HP, con la cual se puede estar alimentando al tanque en períodos de 45 min. aproximadamente.

Sin embargo, no se cuenta con un indicador de nivel

en el tanque, por lo que en ocasiones el nivel de agua llega a estar abajo de los 30 mts., provocando así un abatimiento en las presiones disponibles en todos los puntos de la red.

Con el objeto de evitar estas anomalías se propone la utilización de un indicador de nivel de la marca foxboro, consistente en una celda transmisora de presión mod. 823DP y un indicador de nivel mod. 65PV, que se muestran en las figuras 3.5 y 3.6.

La función de la celda es medir la presión diferencial dentro de la altura del tanque (1.5 mts.) y mandar una señal eléctrica al indicador de nivel, el cual se puede localizar en la caseta de bombeo. En la señal recibida por el indicador se puede leer el porcentaje de nivel en el que se encuentra el tanque, por lo tanto se puede determinar el momento en el que hay que cambiar de una bomba a otra.

De esta forma se evitaría el tener que derramar el tanque para saber que ya se llenó, o lo que es más perjudicial, trabajar con niveles de agua menores de los 30 mts. en el tanque.

Equipo de Bombeo.- Como se mencionó anteriormente, el equipo que se utiliza para alimentar al tanque elevado consiste en dos bombas centrífugas de 15 y 40 HP. Estas bombas se sometieron a reparaciones durante el año de 1984, por lo que en la actualidad están funcionando normalmente.

Las reparaciones consistieron en cambios de impulsores, empaques, coples, ventiladores y demás piezas desgastadas, así como el balanceo y alineación de motores. Es importante hacer notar que las dos bombas se encontraban desalineadas respecto de los motores, por lo que el deterioro de sus piezas ocurría en períodos de tiempo relativamente cortos.

## 823DP SERIES d/p Cell<sup>®</sup> TRANSMITTER

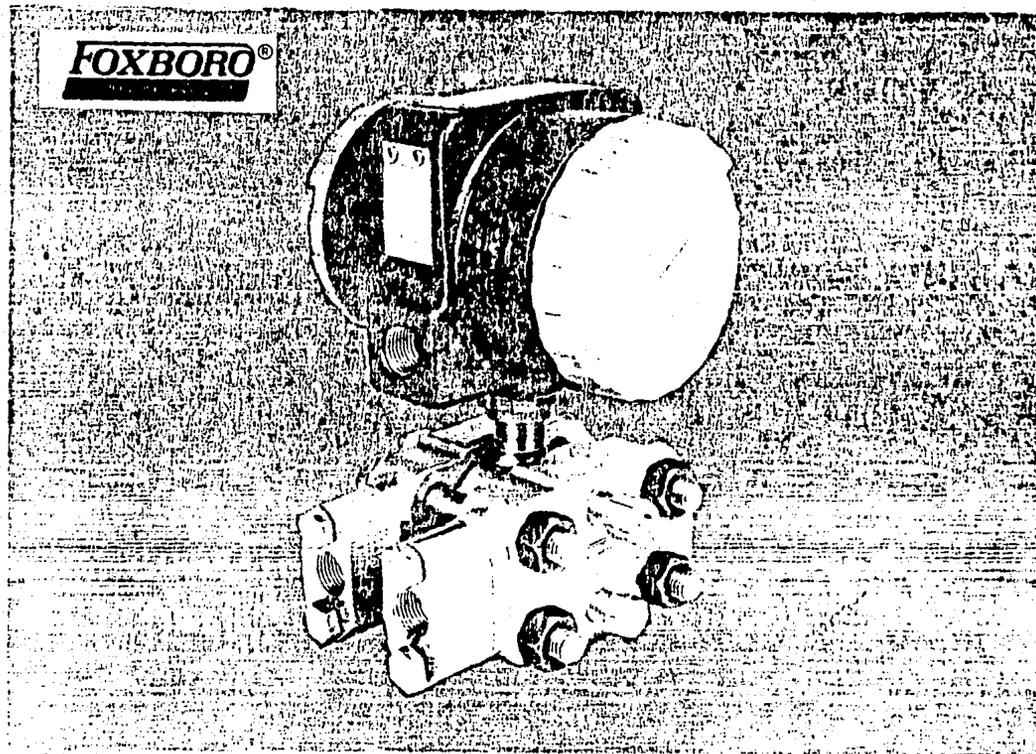
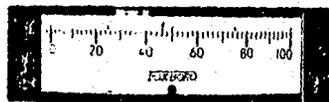


Fig. 3.5 Medidor de presión diferencial marca foxboro.

# 65P PANEL-MOUNTED INDICATORS

**FOXBORO**<sup>®</sup>  
CORPORATION

65PH-HT, -JT, -VT



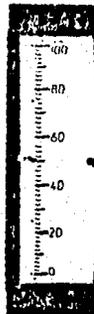
65PS-HT, -JT, -VT



65PV-HG  
65PV-JG  
65PV-VG



65PV-HT  
65PV-JT  
65PV-VT



65PX-HG, -JG, -VG

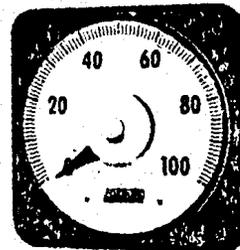


Fig. 3.6 Indicadores de nivel marca Foxboro.

Después de rehabilitar sus bases metálicas y de rehacer sus cimentaciones se corrigió la desalineación existente, y se continuó operando normalmente.

Otra de las fallas que se detectaron en el equipo de bombeo, fué que en la descarga de las bombas se habían instalado válvulas de retención (checks) de tipo vertical, las cuales presentan una fuerte oposición al paso del agua. Al cambiar estas válvulas por otras de tipo mariposa, el rendimiento de las bombas se mejoró notablemente, ya que anteriormente las bombas podían permanecer trabajando durante varias horas sin llegar a llenar el tanque (ver reportes de bombeo de Julio de 1984).

Esta circunstancia es quizá una de las razones principales por las que el suministro del tanque elevado a los edificios no se estaba realizando eficientemente, puesto que prácticamente los volúmenes bombeados al tanque eran menores a los que se estaban consumiendo, por lo que no se podía mantener una reserva mínima dentro del tanque.

### 3.2 RED DE RIEGO

Campos Deportivos.- La red de riego se divide en dos partes principales: la primera está formada por una red de tuberías que corren a través de los campos deportivos (Plano 2), y en la cual se tienen varias tomas para cañones aspersores. Mediante una bomba de 75 HP, instalada junto al equipo de bombeo del tanque elevado, se bombea el agua a través de la red y se riega usando los cañones aspersores.

Este sistema presenta actualmente algunas deficiencias, ya que el número de tomas para cañon que están instaladas en todos los campos no alcanza para regar completamente todas las áreas.

Se propone entonces, aumentar el número de tomas instaladas para evitar el tener que regar con mangera ciertas áreas, aumentando con ello la eficiencia de los riegos.

Áreas Verdes.- El segundo sistema es el que se utiliza para el riego de las áreas verdes y viveros. Este sistema consiste en varias redes independientes de riego que utilizan aspersores de tipo giratorio "rain-bird", y las cuales se alimentan con el bombeo directo desde diferentes cisternas.

Al igual que la red de los campos deportivos estas redes no cuentan con un número suficiente de aspersores, por lo cual el riego se tiene que completar utilizando mangueras.

Desafortunadamente, la utilización de mangueras para el riego de jardines afecta la eficiencia de la red general de distribución, puesto que todas las llaves de jardín han sido conectadas a la red general, con lo cual se ha aumentado considerablemente el número de instalaciones a las que se tiene que dar servicio con esta red.

Recientemente se han establecido horarios de riego para el personal de jardinería, con el objeto de no saturar la capacidad de la red cuando se presentan las horas de máxima demanda.

El horario permitido para el riego de jardines fué el siguiente: de las 6:00 AM a las 9:00 AM y de las 4:00 PM hasta las 7:00 PM. Con este horario se está evitando también el fuerte desperdicio de agua por evaporación, el cual ocurría al regar los campos en las horas más soleadas del día.

### 3.3 RED CONTRA INCENDIO

El sistema de protección contra incendios cuenta con dos tanques de reserva, junto a los cuales se encuentra situado el equipo de bombeo. El primero de ellos es un tanque de almacenamiento de 55,000 lts. de capacidad, localizado entre el edificio de Talleres Gráficos y el de Periodismo. En él se cuenta con una bomba marca "Aurora" de 3,500 R.P.M., acoplada a un motor VW 1,600 que funciona con gasolina, por lo que se puede operar el sistema aun cuando falle la energía eléctrica, con un  $Q_{m\acute{a}x} = 7$  lps.

El segundo tanque se encuentra entre el edificio de Rectoría y la Escuela de Ingeniería, y tiene una capacidad de 33,000 lts. En este tanque se cuenta con una bomba Fairbanks Morse de 10 HP, la cual trabaja con electricidad.

La red de tuberías atravieza toda la zona de talleres y se prolonga hasta el edificio de Rectoría y el Centro Cívico (Plano 2). Esta red se encuentra conectada con la red general en una caja de válvulas situada frente al edificio de Cuped, de manera que en caso de necesidad se pueden alimentar a las tomas contra incendio de las escuelas mediante este sistema.

### 3.4 CONCLUSIONES

Con las obras realizadas en 1984 y 1985 se resolvió el problema de distribución existente en las instalaciones actuales de ciudad universitaria.

Por lo que respecta a las futuras instalaciones al Norte de C.U., el sistema de distribución puede ser por gravedad utilizando un tanque de almacenamiento en la parte más alta de los terrenos. Este tanque tendría una altura de 30 a 50 mts. con respecto a los terrenos que se piensan construir, por lo cual la presión disponible sería de 3 a 5 kg./cm<sup>2</sup> (despreciando las pérdidas por fricción). La localización más favorable de este tanque sería en los terrenos que se muestran en la Fig. 3.7.

La capacidad y características del tanque pueden ser iguales a las del tanque del nuevo hidroneumático (Plano 1) con lo cual se tendría una reserva de agua de 700,000 lts., suficiente para cubrir durante un día. - sin suministro alguno - el consumo de agua esperado en 1990.

La alimentación de agua al tanque sería usando las fuentes de abastecimiento existentes, ya que las mismas pueden garantizar el suministro en los próximos 10 o 15 años.

La red de distribución para alimentar del tanque a los nuevos edificios podría ser en forma de circuitos cerrados al igual que la red general, y su recorrido dependerá del plan de desarrollo que se siga en los nuevos terrenos.

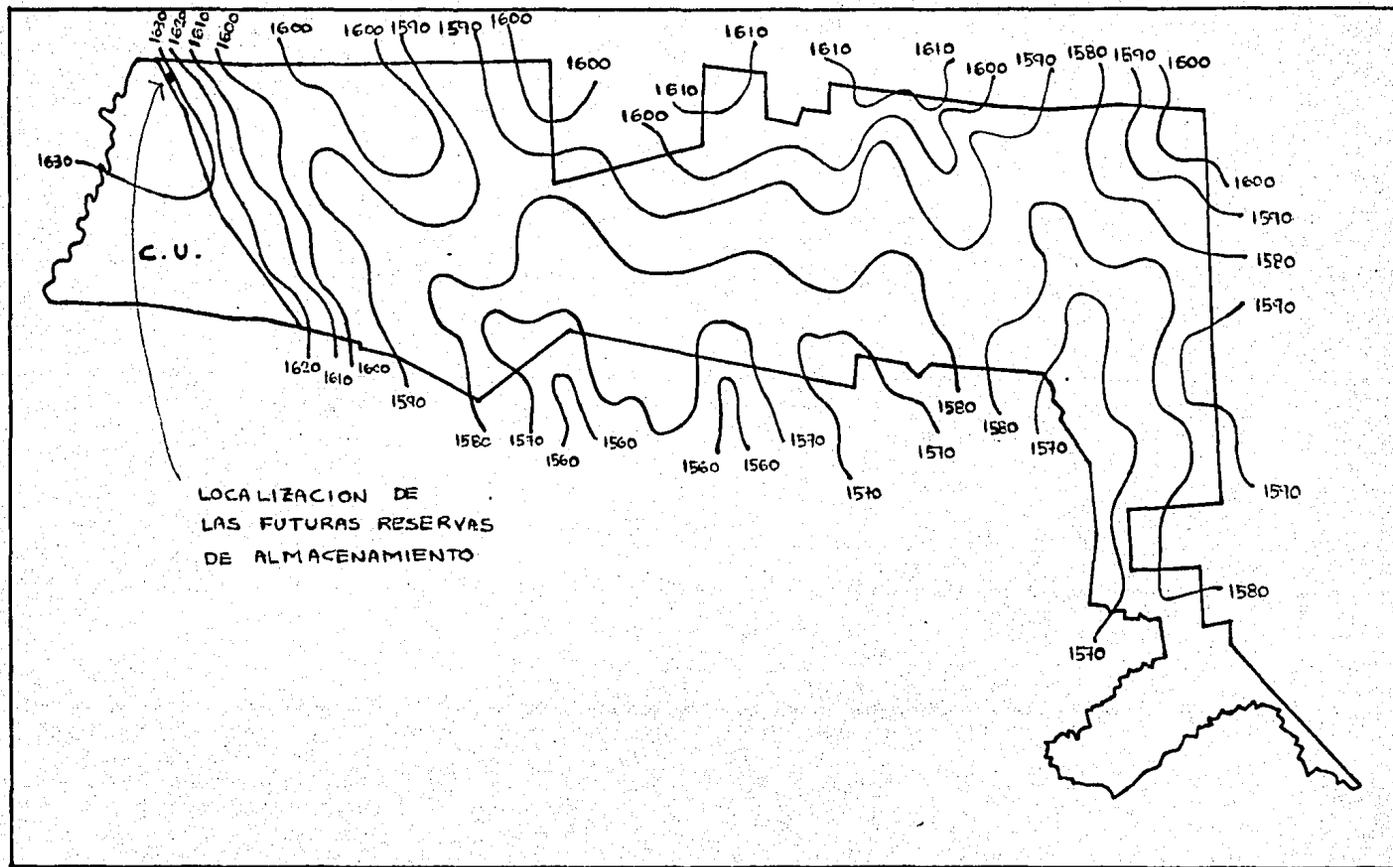


Fig. 3.7 CONFIGURACION TOPOGRAFICA DE LOS TERRENOS AL NORTE DE C.U.

#### 4.1 CALIDAD DEL AGUA

Las normas de calidad del agua han variado a través del tiempo y actualmente se considera que el agua para consumo humano debe reunir las siguientes características:

**CARACTERISTICAS FISICAS.-** El agua potable no debe tener color, ni olor, ni sabor desagradable a los sentidos de la vista, gusto y olfato. Además su temperatura debe ser agradable al sentido del gusto.

**CARACTERISTICAS QUIMICAS.-** El agua potable no debe contener impurezas en concentraciones que sean peligrosas para la salud (tabla 4.1), ni tener residuos excesivos de las sustancias que se utilizaron en su potabilización, ni tampoco ser excesivamente corrosiva.

**CARACTERISTICAS BACTERIOLOGICAS.-** El análisis bacteriológico sirve para determinar la cantidad y tipo de microorganismos que habitan en el agua y que pueden ser no-

**TABLA 4.1 CONCENTRACION MAXIMA PERMISIBLE DE SUSTANCIAS QUIMICAS EN EL AGUA POTABLE.** Tomado de: "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales", de Fair, Geyer y Okun, 1971.

Substancia	Concentración, mg/l
Alquilbencensulfonajos (ABS), productores de sabor	0.5
Arsénico (As), véase la lista subsecuente	0.01
Cloruros (Cl), productores de sabor	250.0
Cobre (Cu), productor de sabor	1.0
Extracto de carbón en cloroformo (CCE), productores de sabor, posiblemente tóxicos	0.2
Cianuros (CN), véase la lista subsecuente	0.01
Fluoruros (F), véase el párrafo sobre fluoruros en esta sección	
Hierro (Fe), productor de sabor y color	0.3
Manganeso (Mn), productor de sabor y color	0.05
Nitratos (NO <sub>3</sub> ),* productores de metahemoglobinemia	45.0
Fenoles, productores de sabor	0.001
Sulfatos (SO <sub>4</sub> ) productores de sabor	250.0
Sólidos disueltos totales, laxantes	500.0
Zinc (Zn), productor de sabor	5.0
Arsénico (As)	0.05
Bario (Ba)	1.0
Cadmio (Cd)	0.01
Cromo (hexavalente, Cr <sup>6+</sup> )	0.05
Cianuros (CN)	0.2
Fluoruros (F), véase párrafo sobre fluoruros en esta sección	
Plomo (pb)	0.05
Selenio (Se)	0.01
Plata (Ag)	0.05

\* Cuando los nitratos exceden de esta cantidad, debe advertirse al público que el agua puede ser peligrosa para alimentación de infantes.

civos para la salud del individuo. Se acepta generalmente como agua potable, aquella que tiene menos de 2 organismos coliformes por cada 100 mililitros.

Cuando no se cumplan las características anteriores será necesario efectuar un tratamiento previo, para elevar la calidad del agua hasta hacerla potable.

Por lo que respecta al agua que se está utilizando en ciudad universitaria, se hicieron recientemente pruebas de tipo físico, químico y bacteriológico para determinar la calidad de la misma.

Los sitios escogidos para realizar las pruebas fueron las 3 fuentes de abastecimiento actuales, el tanque de al-

macenamiento y el filtro purificador que se encuentra en el ICET. Los resultados de las pruebas se muestran a continuación y los números de las muestras corresponden a los siguientes lugares: 1. Toma del SIAPA, 2. Tanque, 3. Pozo El Coto, 4. Pozo Patria, y 5. Filtro del ICET.



# CIDI

# ICET

CENTRO DE INVESTIGACION PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
LABORATORIO DE QUIMICA

AV. PATRIA 1201 LOMAS DEL VALLE 3ra SECCION TELÉFONO 41-50-51 EXT. 2218 Y 2213 GUADALAJARA, JAL.

Muestra No. ....

Fecha de recibo 8 de Enero de 1985 ..... Anticipo \$ .....

Característica del problema Cinco muestras de agua para análisis químico. .....

Compañía que ordena el trabajo PLANTA FESICA, S.A.S. .....

Dirección y teléfono 41-50-51 Ext. 2357. .....

En la persona del Sr. At'n. Ing. Alfredo Dávila Camacho - Director PLANTA FESICA. .....

**REPORTE Y OBSERVACIONES: LAS CINCO MUESTRAS SON QUÍMICAMENTE POTABLES.**

Muestra	1	2	3	4	5
Dureza	17.9 ppm.	17.9 ppm.	17.9 ppm.	17.9 ppm.	35.8 ppm.
pH	7.3	7.3	6.5	6.3	6.9
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	5.1 ppm.	1.3 ppm.	2.4 ppm.	2.7 ppm.	1.8 ppm.
Cl <sup>-</sup>	3.4 ppm.	3.5 ppm.	4.6 ppm.	4.7 ppm.	4.6 ppm.
F-PO <sub>4</sub>	0.14 ppm.	0.18 ppm.	0.15 ppm.	0.2 ppm.	0.15 ppm.
NH <sub>3</sub>	0.05 ppm.	0.164 ppm.	0.13 ppm.	0.06 ppm.	0.06 ppm.
SiO <sub>2</sub>	320 ppm.	320 ppm.	313 ppm.	350 ppm.	285 ppm.
Sólidos					
Sedimentables	0	0	0	0	0
Ácidos	5 ppm.CaCO <sub>3</sub>	10 ppm.CaCO <sub>3</sub>	10 ppm.CaCO <sub>3</sub>	45 ppm.CaCO <sub>3</sub>	5 ppm.CaCO <sub>3</sub>
Sólidos Totales	206 ppm.	213 ppm.	252 ppm.	258 ppm.	246 ppm.
Fe	0	0	0	0	0
Cu	0	0	0	0	0

*Rosa B. Escalante*  
CPR. ROSA BARRERA ESCALANTE S. 15/ENERO/85  
Profesor Responsable

*[Firma]*  
ING. ALFREDO DÁVILA CAMACHO DEL RÍO.  
Firma del Director del CIDI

Fig. 4.1 ANALISIS QUIMICO DEL AGUA DE C.U.

## 4.2 CONCLUSIONES

Las características físicas y químicas de las cinco muestras resultaron dentro de los parámetros aceptables, lo que se hizo constar en el reporte emitido por el Centro de Investigación para el Desarrollo Industrial (CIDI).

Por su parte, el análisis bacteriológico resultó negativo a coliformes en las cinco muestras, las que fueron analizadas en el Departamento de Microbiología del Instituto de Ciencias Biológicas de la U.A.G.

Por lo tanto no es necesario efectuar un tratamiento adicional al agua de los pozos, ni a la del SIAPA, pero sí es conveniente mantener una supervisión continua en la calidad de la misma.

Se recomienda generalmente que se realicen un mínimo de 10 pruebas bacteriológicas al mes, cuando se trata de poblaciones de 10,000 habitantes. En el caso de ciudad universitaria el número de pruebas puede ser menor, ya que un alto porcentaje de los recursos utilizados proviene del SIAPA, donde se mantiene una constante supervisión de su calidad.

Además, los volúmenes de agua destinados al consumo humano - distribuidos mediante garrafones de 20 lts. -, se someten a una filtración y desinfección adicional, la que se lleva a cabo con un filtro de bujía de plata activada, que se encuentra en el ICET.

## B I B L I O G R A F I A

Babit, H. E., Doland J. J., Cleasby, Jhon L., Water Supply Engineering, Mc Graw Hill, New York, 1955.

Bower, H., Groundwater Hydrology, Mc Graw Hill, New York, 1978.

Chavez Guillen, R., Apuntes sobre el curso de Exploración, Cuantificación y Aprovechamiento de Recursos Hidraulicos Subterranos, UNAM, México D.F., 1982.

Crane, Flow of Fluids, Metric Edition, Crane Co., New York, 1980.

Estrada Herrera, V. M., Estudio Geofísico en terrenos de la U.A.G., FIRA, Guadalajara Jal., 1978.

Estrada Herrera, V. M., Estudio de Verticalidad del Pozo No. 3 de la U.A.G., FIRA, Guadalajara Jal. 1970.

Fair, G. M., Geyer, J. C., Okun, D. A., Water and Wastewater Engineering, Vol I y II, John Wiley and Sons, New York, 1966.

King, H. W., Wisler, C. O., Woodburn, J. G., Hidraulics, Jhon Wiley and Sons, New York, 1948.

Mataix, C., Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidraulicas, Harla, México D.F., 1982.

Steel, E. W., Mc Ghee, T. J., Water Supply and Sewerage, Mc Graw Hill, Tokyo, 1979.

Todd, D. K., Groundwater Hydrology, Jhon Wiley and Sons, New York, 1980.

Vazquez de la Cerda, L. G., Estudio Geohidrológico y Geo-

físico para: Marisa Desarrollo, S. A., APROS, S.A., Guadajalajara Jal., 1974.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**