



Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
ELIMINACION DE DESAGUES
PARA LA URBANIZACION ARICA

LIMA - PERU
1962

PROYECTO DE GRADO
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO SANITARIO

Enrique Ruiz Gonzales
PIS 1957

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

I.- INTRODUCCION.

Generalidades

La Urbanización Arica se encuentra ubicada al lado derecho de la carretera Panamericana Sur, a la altura del kilómetro 40, comprende una faja de aproximadamente 80 Has.. entre la carretera y el mar.

Durante los meses de verano es totalmente concurrido, siendo estos en que el consumo es el máximo y en base del cual se han hecho los cálculos.

El tipo de tubería a utilizarse es Eternit 105, para agua potable y tubería tipo "Hume" para el desagüe sanitario.

Para los cálculos hidráulicos se ha separado la Urbanización en dos sectores, uno alto y el otro bajo, debido a las características topográficas.

La napa subterránea es potente y permite abastecer en toda época del año a la población.

II.- SISTEMA ACTUAL DE AGUA POTABLE:

El proceso constructivo de la urbanización ya ha sido comenzado, existiendo algunas calles de acuerdo al proyecto anterior, la entrada principal es una avenida ancha, cercana a la cual se encuentran las obras de abastecimiento que son:

1.- Pozo tubular.

La captación se realiza mediante un pozo tubular, situado en la quebrada, que divide a la urbanización y en la cota + 15 m. sobre el nivel del mar. El nivel estático del agua subterránea se encuentra en la cota + 3.00 m. y la profundidad total es

de 12 m. Se dispone de una bomba Winthreat de 6" de 50 HP, accionada por un motor usado Mercedes Benz, de aproximadamente 70 HP.

El agua es impulsada al reservorio por tubería de 6" y para regar los jardines adyacentes, además se dispone de una derivación con válvula.

Las pruebas de bombeo han dado un rendimiento de 40 a 50 lps. estimándose que puede llegar a 60 lps, si se profundiza más. De la existencia de otros pozos, como el del Sr. Muro, que rinde 80 lps. y que está ubicado frente a la urbanización, se deduce que la napa subterránea de esta zona, es capaz de abastecer a toda la urbanización mediante la construcción de otros pozos.

2.-Reservorio.-

El pozo bombea a un reservorio de concreto armado de forma circular, modelo Intze, con una capacidad de 210 m³ situado junto al pozo tubular y a 100 m. contados a partir de la carretera Panamericana Sur. El reservorio tiene 7.80 m. de diámetro y 4.45 m. de altura de agua, está provisto de cubierta de concreto armado de forma cónica. El castillo tiene 22.0 entre el terreno y el fondo de la cuba, la cota de reboso es + 42.45 m. y esta altura es insuficiente para proporcionar presiones adecuadas a la zona alta cuya mayor cota llega hasta + 27.50 m. sobre el nivel del mar.

3.- Distribución.-

Existen algunos tramos de tubería, los cuales no pueden considerarse en este proyecto, porque el trazado urbano así lo dispone.

III .- DATOS DE DISEÑO DEL NUEVO SISTEMA.-

1) Área que comprende el Proyecto.- Sector I y Sector II.

El área útil de lotización es 77Has. y se encuentra dividido por una quebrada en dos sectores de 40 y 37 Has. repartidas en la siguiente forma:

CUATRO DE DISTRIBUCION DE AREAS POR 7 SECTORES .

SECTOR I.-

<u>Zona</u>	<u>Nº de lotes</u>	<u>Area Has.</u>
1	186	7,650
2	168	6,515
3	181	8,055
4	237	9,430
5	137	5,544
	909	37,194

SECTOR II

6	94	3,700
7	336	12,260
8	283	10,945
9	278	12,485
	991	39,390

=====

TOTAL 1,900 lotes 76,584 HAS.

2) Cálculo y densidad de la población.-

En el proyecto de la urbanización no se contempla ninguna ampliación futura siendo las condiciones hidráulicas permanentes en las 77 Has. de lotización.

Para el presente trabajo considerando el tipo de lotización cercana al mar y con lotes de 240 m² se asume una densidad máxima por lote de 8 personas en época de verano, lo que da una población de 15,200 habitantes arrojando una densidad de 200 personas por hectárea neta.

3) Dotación de agua potable.-

Por tratarse de un balneario utilizado intensamente cuatro meses del año (diciembre, enero, febrero, marzo) se ha considerado 1

una dotación relativamente alta para absorber la demanda , como es 300 litros por persona y por día para el consumo diario.

Para el día de máximo consumo se fija una variación del 130 % del consumo promedio.

Habiéndose considerado en el cálculo de las redes de agua la demanda máxima horaria de 250 % del día promedio anual.

En cuanto al consumo mínimo nocturno un 20 % referido al día de máximo consumo.

En los cuadros se consignan los gastos en litros por segundo del día máximo, y el máximo horario para cada una de las zonas en que estan dividido los sectores :

SECTOR I

<u>Zonas</u>	<u>Máximo diario</u>	<u>Máximo horario</u>
1	6.70 lps.	12.90 lps.
2	6.10 "	11.70 "
3	6.65 "	12.60 "
4	8.60 "	16.50 "
5	4.94 "	9.50 "
	<hr/>	<hr/>
	32.99 lps.	63.20 lps.

SECTOR II

6	3.40 lps.	6.50 lps.
7	12.20 "	23.50 "
8	10.25 "	19.70 "
9	10.00 "	19.40 "
	<hr/>	<hr/>
	35.85 lps.	69.10 lps.

TOTAL	68.84 lps.	132.00 lps.
--------------	-------------------	--------------------

4.- Almacenamiento

El almacenamiento para la regulaci3n del sistema se estima en 20 % del consumo total diario incluyendo la demanda contra incendio. Este da 912 m³, que equivalen aproximadamente a 5 horas del promedio.

Se ha considerado el volumen de agua dentro del consumo anual un porcentaje razonable.

En general los factores detreminantes de la cantidad de agua para extenci3n de incedios se puede considerar los siguientes :

1. El tama1o de lapoblaci3n.
2. La naturaleza de laciudad.
3. La clase de material de que est1n construidas.
4. El valor de la propiedad.

IV.- PROYECTO DE AGUA POTABLE

1.- Captaci3n - Caracteristicas (planos N2s 1 y 2):

La captaci3n se realizar1 mediante tres pozos tubulares, uno en cada Sector y el tercero ser1 de reserva para en casos de emergencia., como la construcci3n de 3stas ser1 por etapas.

Se ha considerado que el pozo actual sastifacera los requerimientos iniciales.

Se ha proyectado la perforaci3n de dos pozos de 10 " de di1metro con capacidad para abastecer 36 lps del sector II (alto), y 33 lps del Sector I para un bombeo continuado, si fuera de 18 horas el c1lculo dar1a 48 y 46 lps.

De los datos del pozo existente el nivel est1tico de la napa fre1tica se encuentra en la cota + 3.00 m. sobre el nivel del mar, y asumiendo un rendimiento de 2 lps por metro de compresi3n (aunque el actual rinde seg1n pruebas realizadas 2.8 lps y por metro de compresi3n), se tendr1 una compresi3n de 25 metros. Como el cuerpo de bomba por consideraciones pr1cticas deber1 ubicarse a las dos terceras partes de la carga de agua, 3sta ser1 de 38 mertos y seg1n su

ubicación se tendrá las siguientes profundidades :

<u>Pozos</u>	<u>Terreno</u>	<u>Nivel estático</u>	<u>Profundidad total</u>
Nº 2 (Sector II)	+ 25.50	22.50	60.50
Nº 3 (Sector I)	+ 8.70	5.70	43.70

2.- Distribución (Planos Nros 1-2-3 y 4)

Para el cálculo de la red de distribución se ha dividido la Urbanización en dos sectores, abastecido cada uno por un pozo.

Durante la hora de máxima demanda se tiene un consumo de 132 lps. El Sector I consume 33 lps (pozo Nº 2) y 30 lps de los tanques de regulación ubicado en la parte alta (sector II); y el Sector II se abastece con 36 lps (pozo Nº 3) y de los tanques 33 lps.

Según el cálculo anterior es posible fijar la altura de agua en los tanques para proporcionar una presión mínima de 25 libras/pulg². en el punto más desfavorable.

Además la red ha sido calculada incluyendo el pozo Nº 1 que actualmente se encuentra construido., y suponiendo que no funcionará uno de los pozos calculados,

La red también ha sido estudiada para el consumo nocturno, que se estima en un 20 % del total diario., y durante el cual se efectúa el llenado de los tanques. Este cálculo nos determina la altura exterior de bombeo de cada pozo tanto para la zona baja como para la alta.

3.- Sistema empleado - Método de Hardy Cross

El Sistema empleado en el proyecto es el de circuitos equilibrados que constituyen la solución más económica, ya que las redes de distribución arroja la partida más costosa del sistema de abastecimiento de agua.

Las principales ventajas de este tipo de distribución son :

a- Se evitan los puntos muertos de posibles contaminaciones por falta de circulación de agua.

b- La pérdida de carga se reduce al ser alimentado cada conducto

desde sus extremos.

3.- Mejor flujo en el momento del incendio dada la mejor alimentación de los grifos por el emparrillado de las tuberías de relleno y se puede encausar el flujo mediante las válvulas.

En el reajuste de los diámetros se ha aplicado el método del profesor Hardy Cross, el cual dedujo su fórmula de las leyes de Kirchoff para flujos eléctricos y logró hallar un método para determinar los caudales en tuberías que formen circuitos cerrados, método que ha sufrido simplificaciones posteriores de parte del profesor James Doland y por último por el ingeniero Fair.

Hardy Cross obtiene la siguiente fórmula para la corrección :

$$\Delta = - \frac{\sum K Q^{1.85}}{1.85 \sum K Q^{0.85}}$$

La simplificación del método por el profesor Fair logrado por sustituciones algebraicas, da la fórmula de la corrección del gasto en un circuito :

$$\Delta = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \left(-\frac{h}{Q}\right)}$$

Analizando encontramos que la corrección necesaria para un ramal cualesquiera de un circuito, cuyos caudales son asumidos, es igual al cociente entre la suma algebraica de las pérdidas de carga, con el signo correspondiente al gasto en cada ramal y 1.85 veces la suma de los cocientes entre las pérdidas de carga, y los gastos por tramos.

La aplicación de este método simplificado es sencillo ya que solo necesita de un diagrama de tubería que puede ser el de Hazen & Williams o el de cualquier fórmula hidráulica conocida.

En el proyecto se ha usado el valor de C de la fórmula de Hazen & Williams igual a 130 correspondiente a tuberías "Eternit".

4.- Cálculo de la red de distribución - Análisis de las Presiones
obtenidas.

Para llegar a obtener los diámetros requeridos se ha hecho un primer tanteo considerando :

- a- La entrada de flujo que viene de los pozos.
- b- El flujo almacenado en los tanques.
- c- Los puntos de salida en los puntos extremos de cada tramo, según el área de influencia.
- d- Para una población de 8 personas por lote., tomando a su vez el gasto máximo horario ó sea 250 % del día promedio anual.

El área servida por cada ramal, aparece en el plano de distribución de áreas, y los gastos ó salidas de cada tramo se indica por flechas. Esto ha sido calculado para las distintas disposiciones de la red.

- 1) Pozo N° 2 con Pozo N° 3.
- 2) Pozo N° 2 con Pozo N° 1. (reserva)
- 3) POzo N° 3 con Pozo N° 1. (reserva)

Con el gasto en cada tramo y el diámetro estimado se ha equilibrado los circuitos mediante el método de Hardy Cross, habiéndose obtenido tramos de 10" que empalman con las tuberías de conducción al reservorio, para los principales 8" y 6", y relleno de 4", . Toda la red será de tubería Eternit clase 105.

Según el cálculo anterior es posible fijar la altura de agua en los tanques para proporcionar una presión mínima de 25 lbs/pulg². en el punto más desfavorable.

Análisis del cálculo obtenido - Cuando trabajan los Pozos N° 1 y N° 2 del Sector II, el cálculo hidráulico es satisfactorio, como se demuestra en el cuadro de presiones que se adjunta.

Par el abastecimiento al Sector I no existe dificultades debido a que se encuentra en un plano bajo y con presiones por encima de 30 metros de altura de agua .

Para constatar las presiones encontradas, analizaremos el punto (D) más alto en el sector II :

Cota-altura de agua total (tanque Nº 1)	+ 42.450 mts.
P.c: Tramo KN	- 0.180 "
Tramo NQ-	- 4.150 "
Tramo GD	- 1.040 "
Cota del terreno	- 16.600 "

Presión efectiva +20.480 mts.

Presiones en los nudos cuando trabajan los Pozos Nº 1 (actual y Nº 2 (Sector II)).

Plano estático Tanque Nº 1 = 42.450 m.

Plano estático Tanque Nº 2 = 46.500 m.

SECTOR I

A = 28.65 m.
 B = 26.36
 C = 21.07
D = 20.48
 E = 26.56
 F = 24.28
 G = 25.92
 H = 30.15
 I = 29.15
 J = 26.75

SECTOR II

K = 26.50 m.
 L = 19.45
 M = 17.15
 N = 27.00
 O = ~~27~~.30
 P = 22.25
 Q = 28.12
 R = 23.12
 S = 21.45

Nota: 25 lbs de presión = 17.50 mts. de agua.

Presiones en los nudos de la red trabajando los Pozos Nº 3 (Sector I) y Nº 1 (actual).

SECTOR I

A = 39.40 m.
 B = 37.21
 C = 31.38

SECTOR II

K = 29.78 m.
 L = 21.98
 N = 30.08

$$D = 28.88 \text{ m.}$$

$$E = 36.98$$

$$F = 33.22$$

$$G = 33.51$$

$$H = 40.44$$

$$I = 37.92$$

$$J = 34.92$$

$$M = 18.32 \text{ m.}$$

$$O = 25.53$$

$$P = 21.00$$

$$Q = 33.51$$

$$R = 22.93$$

$$S = 22.26$$

5.- Altura de Bombeo - Tipo de Bomba

Para determinar la altura de Bombeo se ha considerado el plano estático, es decir la altura de cota del tanque elevado, este cálculo nos determina la elevación exterior de bombeo de cada pozo que son de 43.30 m. y 22.50 m. para las zonas baja y alta respectivamente.

Para determinar el tipo de bomba a emplearse, se ha tenido en cuenta :

- a- El volumen de agua por elevar.
- b- La altura a la que se va elevar.
- c- Pérdidas por fricción en la línea de impulsión.
- d- Clase de fuerza disponible por emplear.
- e- Condiciones topográficas en la zona donde se ha instalado.

En atención a estas recomendaciones se ha escogido bombas centrífugas, tipo turbina para pozos profundos.

Para encontrar las características de las bombas que se desea solicitar, se ha debido contar con la presión mínima del agua en las tuberías de la población que debe ser 17.50 m. ó sea 25.00 lbs/pulg². más la altura de succión de acuerdo a la cota del terreno y de la napa freática. A estas hay que agregarle las pérdidas de carga por fricción en las tuberías de succión e impulsión respectivamente, de acuerdo a una solución del diámetro más económico, para tener la carga dinámica total que conjuntamente con el gasto y factores de rendimiento obtendremos la potencia necesaria para accionar las bombas.

Càculo de la potencia de las Bombas

Para càlcular la potencia necesaria para elevar el agua a los tanques se ha tenido en cuenta :

- a- La pèrdida de carga en la tuberìa de operaciòn de la bomba que consideramos de 10" de diàmetro y un gasto Q =46 lps.
- b- La pèrdida de carga en la tuberìa de impulsión.
- c- Las pèrdidas de segundo orden producidos por codos, vâlvulas, etc..

CARGA DINAMICA QUE VENCE LA BOMBA EN EL POZO N° 2

- a- Carga estàtica de descarga (altura del tanque)..... 23.00 M.
- b- " " de succiòn 60.50
- c- Pèrdida de carga por fricciòn en la tuberìa de 10" (Para Q =46 lps., s =5.5% segùn Hazen & Williams para C =100)(23.0m+60.5+10.0)x 0.0055 .. 0.52
- d- Pèrdidas en accesorios (2 codos, 1 Tee y 2 vâlvulas) 0.30

84.32 m.

La potencia serà :

$$HP = \frac{46 \times 84.32}{75 \times 0.65} = 80 \text{ HP.}$$

CARGA DINAMICA DE LA BOMBA PARA EL POZO N° 3

- a- Carga estàtica de descarga (altura del tanque)32.59 m.
- b- Carga estàtica de succiòn43.70
- c- Pèrdida de carga por fricciòn en la tuberìa 10" (32.59 + 43.70 + 10.00) x 0.0055 0.47
- d- En accesorios (2 codos, 1 Tee y 2 vâlvulas) 0.30

77.06 m.

Potencia necesaria :

$$P = \frac{! 46 \times 77.06}{75 \times 0.65} = 73 \text{ HP.}$$

Por lo tanto para nuestras exigencias usaremos motores Diesel, que deben accionar las bombas, serán de 80 y 73 HP para los pozos N° 2 -Sector II y N° 3 -Sector I respectivamente.

6.- Reservorio de almacenamiento y Regulación

Como anteriormente se ha hecho referencia, se necesita un volumen de 912 m³. para absorber las variaciones horarias del consumo.

El tanque actual tiene una capacidad de 212 m³ que servirá para regular el sector bajo, además se construirá en la parte alta junto al pozo correspondiente otro de 700 m³ de mayor altura que el primero para poder tener una presión mínima en el punto más alto.

Para evitar el desperdicio en el tanque bajo (existente) durante el tiempo de llenado, se recomienda instalar una válvula flotadora que funcionará automáticamente.

Para el efecto de limpieza del reservorio se ha proyectado un " By pass " a fin de que el servicio de agua a la población no se interrumpa cuando se realiza la limpieza correspondiente. En esto también es muy importante hacer notar la continuidad del suministro porque como es muy bien sabido que los peligros son mayores que simples incomodidades a los consumidores, pudiéndose tener presente los siguientes puntos :

- a- Cuando falta el suministro, la población usa agua que no es potable, como por ejemplo: los pozos excavados o corrientes.
- b- Cuando la presión es muy baja no hay presión en la red, existe gran riesgo de contaminación de las mismas, debido a las conexiones cruzadas y a las pérdidas en dicha red. Es importante ya que se puede producir un vacío considerable en las redes de distribución.

El cloro residual en el agua, no es apropiado para evitar la contaminación causada por las conexiones cruzadas.
6.- Falta de agua para protección contra incendios.

7.- Obras adicionales de la Captación

Dentro del área de la Zona de captación, quedarán ubicadas además del reservorio : la caseta de bombeo y la casa del guardián.

A.- Caseta de bombeo

Tendrá una área construida que permita albergar los siguientes ambientes :

Sala de máquinas.

Depositos de cloro y herramientas.

Servicios higiénicos.

Guardiana.

En la sala de máquinas se ubicará lo siguientes :

La bomba principal con su motor eléctrico y su tablero de control.

El equipo de clorinación compuesto de clorinador y balanza para pesar cilindros de 150 lbs. de capacidad. La sala de máquinas dispondrá de ventanillas bajas para la ventilación del cloro y de una abertura en el techo para el montaje i desmontaje de la bomba.

El área destinada a depósito para guardar los cilindros de cloro y las herramientas que se emplearán en las plantas.

Se ha considerado conveniente dedicar una área de la planta para que sea utilizable por el guardián como casa-habitación, pero suficientemente alejada y ventilada en forma adecuada, para prevenir que los posibles escapes de cloro no afecten la salud del guardián durante la noche. También la planta dispondrá de detector de escapes de cloro; y para las necesidades del guardián se construirá un baño compuesto de w.c. tipo bajo, ducha de regadera y lavatorio de 22" x 17".

V.-DESINFECCION Y CONTROL DE GASTO

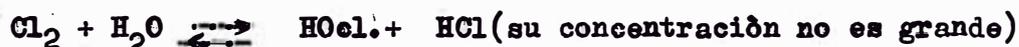
En un sistema de abastecimiento de agua, no solo es importante obtener una agua clara, sino también que sea libre de toda clase de gèrmenes.

En toda desinfección hay etapas : el Dosaje y el tiempo de contacto , los cuales se determinan mediante análisis en el laboratorio y varían según la calidad del agua. El método usual es la Determinación del Punto de Quiebre, obteniéndose el dosaje necesario para tener la cantidad de cloro residual en el sistema.

Se supone que la acción desinfectante es :

- a- Por oxidación de la materia orgánica.
- b- Combinación del cloro con las sustancias del protoplasma de los microorganismos.

El cloro actúa en el agua en la siguiente manera :

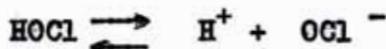


El ácido hipocloroso se descompone en



de cloro para desprender una molécula de oxígeno.

El Radical HIPO CLOROSO está influenciado por el pH del agua. así tenemos :



$$\frac{[\text{H}^+][\text{OCl}^-]}{[\text{HOCl}]} = K_1, \text{ éstos varían con la temperatura del agua.}$$

El cloro residual necesario en el sistema de la red es de 0.1 a 0.2 p.p.m.

Clorinador

La clorinación se hará en la línea de impulsión, mediante un clorinador " Wallace Tiernan" ó similar, de solución tipo MSP, serie A- 327, capaz de proporcionar 10 libras de cloro en 24 horas, completo con todos sus accesorios, además un Comparador Standard para apreciar las dosificaciones comprendidas entre 0.10 a 2.00 ppm.

La instalación requiere una bomba auxiliar (Buster Pump.) para elevar la presión del agua que debe circular en el clorinador y mezclarse con el cloro, para, de esta manera, ser introducido en la tubería.

La presión de la ejecución debe ser más ó menos $2 \frac{1}{2}$ veces la existente en la tubería, para eso será necesario utilizar una bomba auxiliar para $2.5 \times 25 = 63 \text{ lbs/pulg}^2$. Estas bombas estará acoplada a un motor de gasolina directamente ó en su defecto habría que aumentar el caballaje al motor Diesel de impulsión de la bomba turbina, para adaptar una volante y acoplar una faja en V., para la bomba del clorinador.

2- Control de gasto. Registrador. Totalizador

p Para llevar un control del consumo de agua en la población se colocará en cada pozo un sistema de Registrador, Acumulador, y Totalizador del caudal., los cuales graficarán durante las 24 horas del día las variaciones del gasto.

VI.- MATERIALES ,ACCESORIOS Y ESPECIFICACIONES

Tanto e l proyecto como los materiales a utilizarse en las obras se basan en las NORMAS y ESPECIFICACIONES del Reglamento de agua y desagues de Lima y Balnearios aprobado por la Sub-dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento.

1.- Materiales a utilizarse

Todas las tuberías que se emplearán en los circuitos y en el emparrillado serán de asbesto-cemento., " Eternit ".

Además se emplearán :

Válvulas de interrupción, tipo "Compuerta".

Grifos tipo "Poste" contra incendios.

Tees de 10"x10", 10"x8", 8"x8", 8"x6", 8"x4", 6"x6", 6"x4", 4"x4".

Cruces de 10"x6", 8"x6", 6"x4", 4"x4".

Reducciones de 10" a 8", 10" a 6", 8" a 6", 8" a 4", 6" a 4".

Transiciones de 45-4".

Codos de 1/4, 1/8, 1/16", 1/32 para diámetros de 8", 6" y 4".

2.- Metrado de la red

Se ha preparado un cuadro de accesorios en el cual se indica las piezas que intervienen en la red de distribución.

La distribución de los diámetros de las tuberías en el proyecto son:

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud</u>	<u>Porcentaje</u>
8"	1,850 m.	9 %
6"	6,670	32
4"	12,484	59
	<hr/>	<hr/>
	21,004 m.	100 %

Colocaci3n de las tuberías

El trazo de las tuberías se ha hecho procurando que su ubicaci3n sea tal que en el futuro puedan ser ubicadas con facilidad.

En cuanto a la profundidad de la tubería serà de 0.80 m. sobre la clave como mínimo.

Válvula de Interrupci3n

Tienen por objeto aislar una parte de la red para realizar una reparaci3n 3 limpieza de las tuberías, lo ideal sería aislar tramos lo más cortos posibles, pero la soluci3n da lugar a un sistema muy costoso y por eso se acostumbra a colocar válvulas de un modo tal, que al quererse aislar un tramo, éste no tenga una longitud de más de 200 a 300 metros.

Las válvulas iràn en cajas especiales construidas de ladrillo con una tapa de fierro fundido.

El número de válvulas necesarias en el proyecto seràn :

<u>Diámetro</u>	<u>Número</u>
8"	11 válvulas.
6"	32 "
4"	136 "
Total	179 válvulas.

Grifos contra incendio

La ubicaci3n de los grifos he sido determinada, sabiendo que las mangas tienen 150 metros., y en cada punto de la red un incendio pueda atenderse con tres bocas, habiéndose elegido grifos de 4".

El tipo de grifos serà " Poste " de dos bocas de 2 ½ " y una de 4".

En el proyecto se utilizan 38 grifos.

Otros accesorios

<u>Tees</u>	<u>Número</u>
10"x 10"	1
10"x 8"	1
8"x 8"	

8"x 6",	2 Tees.
8"x 4"	19
6"x 6"	6
6"x 4"	49
4"x 4"	72

Total 155 Tees.

Cruces

10"x 6"	2
8"x 6"	2
6"x 4"	2
4"x 4"	6

Total 12 Cruces.

Reducciones

10" a 8"	4
10" a 6"	1
8" a 6"	7
8" a 4"	1
6" a 4"	2

15 Reducciones.

Transiciones

45 - 4" 38 Transiciones.

Codos

1/4 x 8"	...	2
1/8 x 8"	...	2
1/16x 8"	...	5
1/32x 8"	...	1
1/4 x 6"	...	2
1/8 x 6"	...	7

1/16x 6"	•••••	17 codos.
1/32x 6"	•••••	4
1/4 x 4"	•••••	14
1/8 x 4"	•••••	43
1/16x 4"	•••••	33
1/32x 4"	•••••	4

134 codos.

CALCULO DEL TANQUE ELEVADO - Generalidades.

Para el cálculo de un tanque hay que considerar dos estructuras: la suatentante y el depósito propiamente dicho .

Como la altura del depósito es apreciable (25 metros), deberá considerarse entremados ó castillos en los cuales a demás de la resistencia a la compresión de la carga vertical, hay que asegurar la indeformabilidad contra el empuje del viento. Esta indeformabilidad se consigue con estructuras horizontales de arriostramiento considerando todo el castillo como una ó varias vigas Vierendel.

El material ha emplearse es hormigón armado y su forma circular, unicamente difiere algo en lo relacionado al fondo del depósito, pues no está apoyado sobre una superficie continua sino que gran parte del mismo queda en el aire.

Se ha llegado a diseñar el tanque con fondo abovedado para aligerar el consumo de materiales y el peso de la obra .

Para evitar que el anillo del fondo del tanque sufra una tracción considerable originada por el empuje de la cúpula esférica del fondo, que son muy rebajadas, para no perder mucha capacidad del depósito, se ha empleado para su compensación los llamados FONDOS INTZE compuestos de dos partes : una interior en forma de casquete esférico y otra exterior cónica (ver figura Nº 1). El fondo interior siendo P_1 , la carga sobre el mismo origina en el anillo de apoyo AA la tracción $P_1 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_1$ y el exterior la compresión $P_2 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_2$. El anillo de apoyo resultará en definitiva sometido a una tracción ó compresión de valor :

$$P_1 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_1 - P_2 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_2$$
 , y por lo tanto, si se verifica que

$$P_1 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_1 = P_2 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_2$$
 , no resultaría fatigado por fuerza longitudinal alguna.

El anillo de quiebre BB resulta sometido a la tracción :

$$P_2 / 2\pi \operatorname{tg} \alpha_2$$

El tanque en consideración en el proyecto es aproximadamente para una capacidad de 700 metros cúbicos, elevado 25,00 metros sobre el terreno.

Para el depósito adaptamos la forma Intze por las consideraciones enumeradas, con anillo de fondo de 9.10 m. de diámetro. Altura máxima de agua sobre el anillo de apoyo 6.40 m. Diámetro del depósito 12.80 m. Cúpula esférica del fondo con 1.80 m. Cubierta de cúpula con 2.00 m. de flecha.

Considerando una altura promedio de agua de 4.55 m. deducimos una capacidad aproximada del depósito de :

$$3,14 \times \left(\frac{12.80^2 - 1.50^2}{4} \right) \times 4.55 = 580 \text{ m}^3.$$

Para determinar la inclinación del fondo cónico exterior que cumpla aproximadamente la condición de que con el depósito lleno se equilibren los empujes en el anillo de apoyo, lo haremos tomando en cuenta tan solo el peso de agua. La condición es que :

$$P_1 / \operatorname{tg} \alpha_1 = P_2 / \operatorname{tg} \alpha_2 \quad . \text{ Como datos tenemos :}$$

$$\operatorname{tg} \frac{1}{2} \alpha_1 = 1.85 / 6.40 = 0.29 \quad ., \quad \frac{1}{2} \alpha_1 = 16 \quad ., \quad \alpha_1 = 32 \quad .$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_1 &= 0.625 \quad ., \quad P_1 = 1,000 \times \left(3.14 \times \frac{9.10^2}{4} \times 6.40 - 3.14 \times \frac{1.50^2}{4} \times 4.55 \right) \\ &= \frac{3.14}{6} \times 1.85 \times (3 \times 4.55^2 + 1.85^2) \quad .) \\ &= 348.400 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Determinación de P_2 :

$$P_2 = 1,000 \left(3.14 \times \frac{12.80^2 - 9.10^2}{4} \times 6.40 \right) = 410,000 \text{ Kg.}$$

En base de estos datos podemos calcular el valor del ángulo del α_2 para que la resultante horizontal en el anillo de apoyo sea igual a cero. Y considerando una altura uniforme con el objeto de tener en cuenta el peso de la cubierta que carga sobre la pared.

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{P_2 \operatorname{tg} \alpha_1}{P_1} = \frac{410,000 \times 0.625}{348,400} = 0.735, \quad \alpha_2 = 37^\circ$$

La capacidad efectiva del depósito será la de las dos masas de agua P_1 y P_2 del cálculo anterior, menos el volumen descrito por el triángulo ABC alrededor del eje del depósito, volumen que es igual al área de dicho triángulo multiplicado por la longitud de la circunferencia descrita por su centro de gravedad.

$$\begin{aligned} V &= V_2 + V_1 - V_3 = 348.4 + 410 - \frac{1.85 \times 1.85}{2} \times 2 \times 3.14 + 5.78 \\ &= 696.4 \approx 700 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

II.- CALCULO DE LA CUBIERTA DEL TANQUE

Cúpula esférica de 12.80 m. de luz y 2.00 m. de flecha, de 7 cm. de grueso armada con un reticulado de varillas de 1/4" ϕ espaciados 15 cm.

Carga de cubierta (peso propio viento) 250 Kg/ cm².

Peso total de la cubierta :

$$3.14 \times \frac{12.80}{4} \times 250 = 32 \text{ 000 Kg.}$$

Coefficiente de trabajo por esfuerzo cortante en la circunferencia de arranque :

$$\frac{32 \text{ 000}}{3.14 \times 1 \text{ 280} \times 7} = 1.14 \text{ Kg/ cm}^2, \text{ insignificante.}$$

Tracción del anillo de arranque

$$T = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}, \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{2.00}{6.40} = 0.312$$

$$\frac{\alpha}{2} = 17.120^\circ, \quad \alpha = 34^\circ 40', \quad \operatorname{tg} \alpha = 0.690$$

$$T = \frac{32 \text{ 000}}{2 \times 3.14 \times 0.690} = 7,400 \text{ Kg.}$$

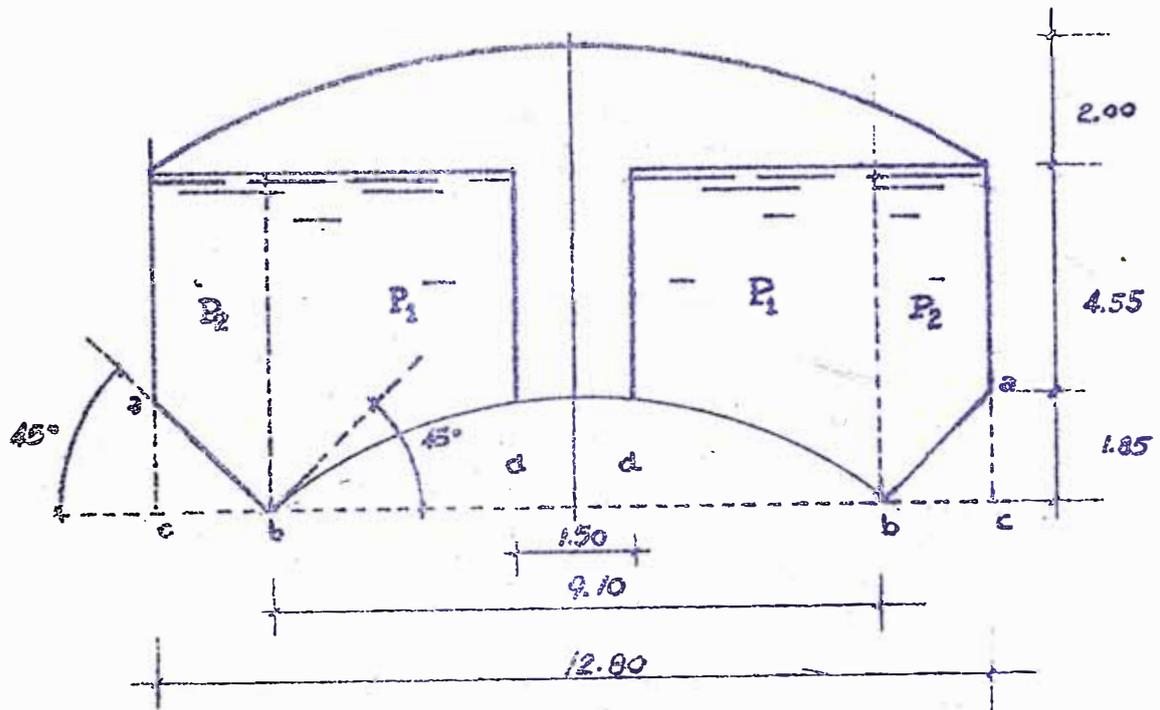


Fig. 1. DEPOSITO INTZE DE 700 m³.

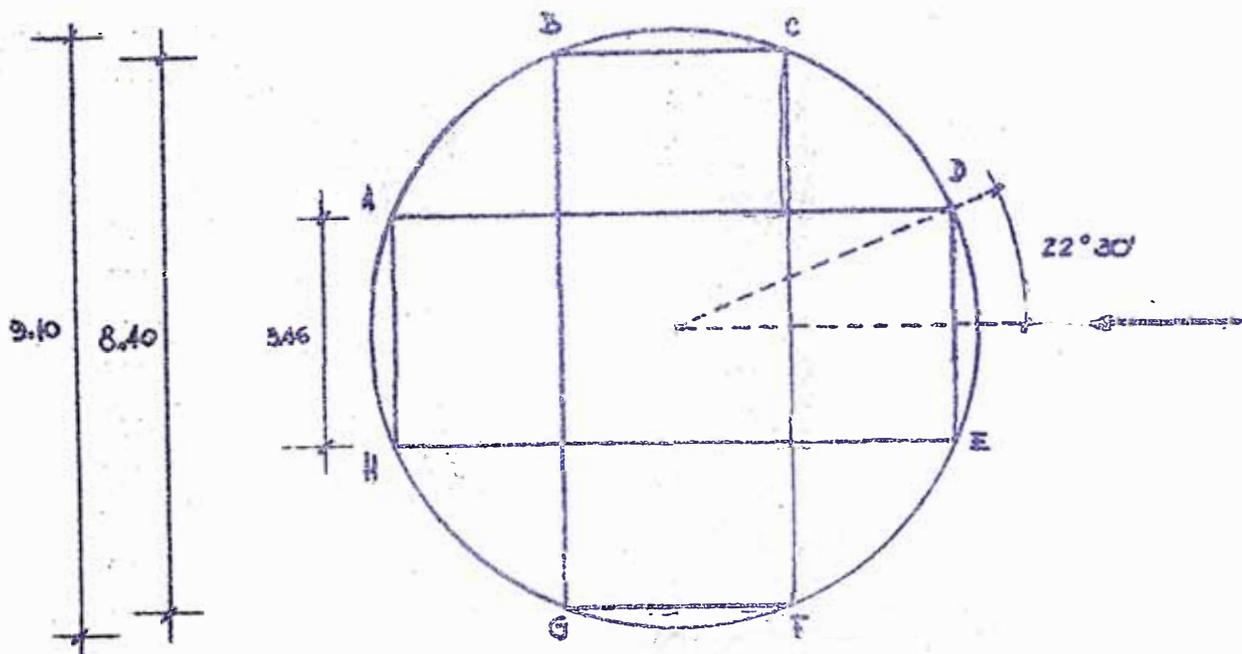


Fig. 2. PLATAFORMA EN LOS DISTINTOS NIVELES DEL CASTILLO

Armadura del anillo. - Considerando un esfuerzo del acero de 1 000 Kg/cm², coeficiente reducido para evitar alargamientos que provocarían grietas en el hormigón.

$$A_s = \frac{7\,400}{1\,000} = 7.4 \text{ cm}^2 \quad \therefore, 4 \text{ } 5/8'' \text{ } \phi$$

III.- CALCULO DEL TUBO INTERIOR DEL DEPOSITO

Presión máxima 4,550 Kg/m²

Espesor de las paredes 15 cm.

Coefficiente de trabajo por compresión

$$\frac{4,550 \times 1.50}{2 \times 100 \times 15} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore, \text{ insignificante.}$$

Armaduras de aros horizontales y varillas verticales de 1/4" ϕ con separación de 15 cm.

Peso de este tubo :

$$3.14 \times 1.50 \times 4.55 \times 0.15 \times 2,500 = 8\,000 \text{ Kg.}$$

IV.- CALCULO DE LA PARED DEL DEPOSITO

Altura 4.55 m.

Momento de empotramiento de la pared en el anillo de quiebre aa

$$M_a = - \frac{2\,000}{27} h^3 = - \frac{2\,000}{27} \times 4.55^3 = - 7\,000 \text{ Kgm.}$$

Espesor útil de pared para $f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_s = 1\,400 \text{ Kg/cm}^2$.

será :

$$h = \sqrt{\frac{M_a}{K \cdot b}} = \therefore, \text{ En donde : } h = \text{ altura útil}$$

$b = \text{ ancho} = 100 \text{ cm.}$

$M_a = \text{ Momento} = 7\,000 \text{ Kgm.}$

$$h = \sqrt{\frac{700\,000}{11 \times 100}} = 25 \text{ cm.} \therefore, \text{ el espesor total será } 28 \text{ cm.}$$

Cantidad de fierro :

$$A_s = \frac{M_a}{f_s \cdot j \cdot h} = \frac{700\,000}{1\,400 \times 0.866 \times 25} = 23 \text{ cm}^2 \quad \therefore, 10 \text{ de } 5/8'' + 5 \text{ de } 3/8''$$

La armadura vertical encontrada será hasta una altura de $\frac{3}{4} \times \frac{2}{3} \times 4.55 \approx 2.28$ m., es decir, en la mitad inferior del depósito, y de la mitad de la armadura (12.5 cm^2) en la mitad superior. y El grueso de la pared será de 28 cm en la mitad inferior y 14 cm. en la superior.

Nota. - En lo sucesivo para los cálculos se usarán los coeficientes %

$$\alpha = 0.302$$

$$\beta = 27.3$$

$\alpha = 0.403$., factores que dependen de los coeficientes de trabajo adoptados para el hormigón y para el fierro:

$$f_c = 63 \text{ Kg/ cm}^2.$$

$$f_s = 1,400 \text{ Kg/ cm}^2.$$

El cálculo de la losa se efectuará por las siguientes fórmulas :

$$h = \alpha \sqrt{M_a}.$$

$$A_s = \beta \sqrt{M_a}.$$

$$h' = h + e., \text{ en donde } e = 1.5 \text{ a } 2.5 \text{ cm.}$$

Para el cálculo de la armadura horizontal, dividimos la pared en anillos de 50 cm., la presión específica en el punto más bajo de cada anillo será de 4 550 , 4 050 , 3 550 , 3050 , 2550 , 2050 , 1550, 1050 , 550 Kg/ m².

Las tracciones en cada anillo, suponiendo a cada uno cargado uniformemente con la presión máxima. (Ah = 0.50 m., D = 12.80 m. h = 4.55 , 4.05 , 3.55) serán :

$$1^{\text{a}} \text{ anillo (de fondo) } \frac{1 \ 000 \times 4.55 \times 0.5 \times 12.8}{2} = 14.600 \text{ Kg.}$$

$$2^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 4.05 / 4.55 \dots\dots\dots 13.000 \quad "$$

$$3^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 3.55 / 4.55 \dots\dots\dots 11.400 \quad "$$

$$4^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 3.05 / 4.55 \dots\dots\dots 9.800 \quad "$$

$$5^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 2.55 / 4.55 \dots\dots\dots 8.200 \quad "$$

$$6^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 2.05 / 4.55 \dots\dots\dots 6.600 \quad "$$

$$7^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 1.55 / 4.55 \dots\dots\dots 5.000 \quad "$$

$$8^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 1.05 / 4.55 \dots\dots\dots 3.350 \quad "$$

$$9^{\text{a}} \quad " \quad 14.600 \times 0.55 / 4.55 \dots\dots\dots 1.750 \quad "$$

Las secciones de acero de las directrices de cada anillo, obtenidas dividiendo las tracciones por $f_s = 1\ 000\ \text{Kg}/\text{cm}^2$. (por quedar confiada toda la resistencia de las paredes a la tracción de las directrices, no conviene pasar este coeficiente de trabajo) serán :

<u>Anillos</u>	<u>Sección</u>	<u>Barras</u>	<u>Distancia entre aros</u>
1º	14.6 cm ²	4 de 7/8"	12.5 cm.
2º	13.0 "	5 de 3/4"	10.0 "
3º	11.4 "	4 de 3/4"	12.5 "
4º	9.8 "	5 de 5/8"	10.0 "
5º	8.2 "	3 de 3/4"	16.7 "
6º	6.6 "	4 de 5/8"	12.5 "
7º	5.0 "	3 de 5/8"	16.7 "
8º	3.4 "	2 de 5/8"	25.0 "
9º	1.8 "	2 de 5/8"	25.0 "

El cálculo de los aros en la pared inclinada ò fondo cónico ab lo haremos considerando la altura máxima de agua de 6.40 m. y un diámetro medio de :

$$\frac{12.80 + 9.10}{2} = 10.95\ \text{m.}$$

El esfuerzo de tracción será :

$$T = \frac{1}{2} \times 6\ 400 \times 10.95 \times 4.85 = 65,000\ \text{Kg.}$$

y la armadura $A_s = \frac{65,000}{1\ 000} = 65\ \text{cm}^2$, 10 # 1" (2 hileras @ 20 cm.)

El espesor de la pared inclinada y su armadura para la flexión en plano vertical (generatriz del cono) se deduce así :

Considerando la pared sometida a una carga uniforme de agua

$$\frac{4.55 + 6.40}{2} = 5.48\ \text{m.} \dots < > 5,480\ \text{Kg}/\text{m}^2. \text{ y una loza empotra-}$$

da en sus extremos (anillos de quiebre y de apoyo) con luz horizontal de 1.85 m., el momento máximo de flexión será :

$$M = \frac{1}{12} \times 5.480 \times 1.85^2 = 1,560\ \text{Kgm.}$$

Para $f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$; y $f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$, tendremos :

$$h = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{156\,000}{11 \times 100}} = 12.0 \text{ cm.}, h^* = 12 + 4 + 4 = 20 \text{ cm.}$$

Armadura :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{156\,000}{1\,400 \times 0.866 \times 12.5} = 10.8 \text{ cm}^2 \dots, 4 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

Teniendo en cuenta que esta pared resulta ademas sometida a la compresión resultante de la carga vertical P_2 , ó sea con un valor máximo del coeficiente de trabajo de :

$$\frac{P_2 \cdot \text{sen } 45^\circ}{3.14 \times 910 \times 20} = \frac{410\,000 \times 0.71}{3.14 \times 910 \times 20} = 5.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

El trabajo total del hormigón a la compresión resultará ser de $63 + 5.1 = 68.1 \text{ Kg/cm}^2$. que es aceptable.

Aún cuando, como en el caso presente, el coeficiente de trabajo se mantiene en el valor normalmente admitido en las obras de hormigón armado, los depósitos se forjarán siempre, como garantía de impermeabilidad y de la resistencia a la tracción, indispensable para evitar la formación de grietas con un hormigón rico (de 400 Kg/m^3 .) de elevada resistencia cúbica ($\approx 200 \text{ Kg/cm}^2$).

Las paredes interiores de la cuba ser revestirán con mortero cemento - arena 1:3 agregando al agua de la pasta SIKKA N° 1 a razón de 200 gramos por cm de espesor revestido.

V.- CALCULO DE LA CUPULA DE FONDO

La carga total de esta cúpula es

Agua (P_1)	348,400 Kg.
Tubo interior	8,000 "
Peso propio (supuesto $\bar{}$)	35,640 "
	392,040 Kg.

Compresión del anillo dd, base del tubo interior y clave de la cúpula de fondo:

$$\frac{P_1}{2 \cdot \text{tg } \alpha_1} = \frac{348,400}{2 \times 3.14 \times 1} = 55,500 \text{ Kg.}$$

-Sección del anillo 25x 30 cm, armadura 4 barras de 5/8" = 7.9

El coeficiente de trabajo a la compresión será :

$$\frac{55,500}{25 \times 30 + 15 \times 7.9} = 64 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo cortante de esta cúpula, por metro lineal de circunferencia de arranque es de :

$$\frac{392,040}{3.14 \times 9.10} = 13,800 \text{ Kg.}, \text{ y si armamos la cúpula con meridianos}$$

de varillas de 5/8" ϕ a razón de 8.3 por metro lineal (sección 16.3 cm²) admitiendo un coeficiente de trabajo a la cortadura de $V_c = 0.04 f_c^* = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$ en la sección homogénea equivalente, el espesor en el arranque, que conservamos invariable en toda la cúpula, será :

$$\frac{13,800}{100 \times e + 15 \times 16.31} = 5.6 \text{ Kg/cm}^2, \text{ de donde } e = 22 \text{ cm.}$$

Comprobación del peso propio de la cúpula de fondo :

$$\text{Bóveda } 3.14 \times \frac{9.10^2 - 1.50^2}{4} \times 0.22 \times 2,500 \dots\dots\dots 35,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Anillo de clave } 3.14 \times 1.50 \times 0.25 \times 0.30 \times 2,500 \dots\dots\dots 880 \text{ "}$$

Total 35,880 Kg.

Como se había supuesto un peso de 35,640 Kg., hay una diferencia de 0.24 toneladas, que carece de importancia para el cálculo de la cúpula.

La carga total exacta es, pues 348,400 + 8,000 + 35,880 = 392,280 Kg.

El peso que gravita sobre el fondo exterior cónico será :

Agua	410,000 Kg.
Cubierta	32,000 "
Pared vertical	
3.14x 12.80x 2.28x 0.28x 2,500.....	65,500 "
3.14x 12.80x 2.28x 0.14x 2,500.....	32,000 "
Total	539,500 Kg.

El fondo cónico producirá una tracción en el anillo de quiebres aa (figura N° 1), y una compresión en el fondo bb de $\frac{P_2}{2\pi \operatorname{tg} \alpha_2} = \frac{539,500}{2 \times 3.14 \times \operatorname{tg} 45^\circ} = 86,000 \text{ Kg.}$

$$\frac{P_2}{2\pi \operatorname{tg} \alpha_2} = \frac{539,500}{2 \times 3.14 \times \operatorname{tg} 45^\circ} = 86,000 \text{ Kg.}$$

El anillo aa necesitará una sección metálica $\frac{86,000}{1100} = 79 \text{ cm}^2$.

∴, 8 de 1 1/4" y

El anillo bb de apoyo del depósito resultará sometido por el fondo interior a una tracción de

$$\frac{392,280}{2\pi \operatorname{tg} 45^\circ} = 62,500 \text{ Kg.}, \text{ y por el fondo exterior, a una compresión de } 86,00 \text{ Kg.}, \text{ ó sea, en definitiva, a una compresión de } 23.5 \text{ Ton. con el depósito lleno.}$$

Este anillo, apoyado en los ocho pilares de la torre, queda dividido en ocho arcos de 45° (cuerda ó luz de 3.55 m.) y esta sometido a los esfuerzos de flexión y torsión, debido al peso del depósito y al suyo propio, y de compresión, que acabamos de deducir, 23.5 Ton.

El peso del depósito lleno es de $539,500 + 392,280 = 931,780 \text{ Kg.}$; a cada arco de anillo corresponderán $931,780 / 8 = 117,000 \text{ Kg.}$ Dando al anillo una escuadria de $45 \times 90 \text{ mm.}$, el peso del mismo será : $3.14 \times 9.10 \times 0.45 \times 0.90 \times 2,500 = 29,000 \text{ Kg.}$, el de cada arco $29,000 \text{ Kg.} / 8 = 3,630 \text{ Kg.}$, y la carga total de los mismos : $117,000 + 3,630 = 120,630 \text{ Kg.}$

Momento de flexión :

$$M = \frac{1}{42} \times 120,630 \times 3.55 = 35,600 \text{ Kgm.}$$

Tomando como altura útil de sección $90 - 5 = 85 \text{ cm.}$, tendremos :

$$85 = \alpha \sqrt{35,600 / 0.45} \dots, \alpha = 0.30, \text{ con este valor y para}$$

$$f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2, \text{ encontramos } f_o = 63 \text{ Kg/cm}^2. \text{ y } \beta = 27.3$$

$$A_s = 27.3 \sqrt{35,600 / 0.45} = 77 \text{ cm}^2.$$

Momento de torsión. - M_t del arco en los apoyos :

$$\begin{aligned} M_t &= \frac{1}{2} \times 120,630 \times 4.55 \times (1 - \cos 22^\circ 30') \times \cos 22^\circ 30' \\ &= 60,315 \times 4.55 \times (1 - 0.924) \times 0.924 = 18,200 \text{ Kgm.} \\ &= 1,820,000 \text{ Kg. cm.} \end{aligned}$$

Dimensiones aproximadas del núcleo zunchado = 84×39 cm.

Estribos separados = 10 cm.

Sección necesaria de varilla para los estribos %

$$A_s = \frac{1,820,000}{2 \times 84 \times 39 \times 1,400} \times 10 = 2.00 \text{ cm}^2, \text{ varillas } \phi \text{ de } \frac{1}{2}''$$

La separación entre estribos aumenta desde 10 cm. en los apoyos, a 20 cm.

Armadura longitudinal de torsión : distancia entre las barras periféricas \approx 10 cm., la misma sección de varilla que en la armadura transversal.

Armadura de flexión y torsión = mitad de la armadura de flexión

4 secciones de torsión.

$$= \frac{77}{2} + 4 \times 2.0 = 46.7 \text{ cm}^2.$$

(6 ϕ 1 1/8".)

Armadura exclusivamente de flexión.

$$\text{(hierros doblados) } \frac{77}{2} = 38.5 \text{ cm}^2. \text{ (6 } \phi \text{ 1")}$$

III. - CALCULO DE LA VIGA CIRCULAR AL ESFUERZO CORTANTE

$$V_m = 120,630 / 2 = 60,315 \text{ Kg.}$$

$$\text{El esfuerzo que trabaja la viga es } V_m = \frac{60,315}{45 \times 0.866 \times 85} = 18.3 \text{ Kg/ cm}^2.$$

El esfuerzo admitido para el concreto :

$$V_c = 0.04 f'_c = 5.3 \text{ Kg/ cm}^2.$$

La diferencia de estos esfuerzos lo tendrá que absorber el acero %

$$V_m - V_c = 18.3 - 5.3 = 13 \text{ Kg/ cm}^2 = 0.09 f'_c.$$

El esfuerzo cortante que absorbe el acero pasa del $0.08 f'_c$, y por lo tanto deberá utilizarse estribos y barras dobladas.

Estribos :- La fuerza cortante absorbida por el concreto :

$$V_c = V_c \cdot b \cdot j \cdot d = 5.3 \times 45 \times 0.866 \times 85 = 17,500 \text{ Kg.}$$

Fuerza que será absorbida por el acero

$$V_{sm} = V_m - V_c = 60,315 - 17,500 = 42,815 \text{ Kg.}$$

Separación máxima de los estribos $d/4 = 85/4 = 21 \text{ cm.}$

Ordenada en que la fuerza cortante es absorbida por el concreto

$$x = \frac{V_m - V_c}{w} = \frac{42,815}{34,000} = 1.26 \text{ m.}$$

Estribos separados 20 cm. ($\nabla \frac{1}{2}'' = 1.6$)

$$\begin{aligned} \text{Fuerza que absorbe } V_{sm} &= \frac{2 \times 1.6 \times 1,400 \times 0.866 \times 85}{20} \\ &= 16,500 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Saldo de fuerza cortante que absorberá las barras dobladas,

$$42,815 - 16,500 = 26,315 \text{ Kg.}$$

Separación máxima $d/4 = 42.5 \text{ Kg.}$

$$(\phi 7/8'') \quad s = \frac{\sqrt{2} \times 2 \times 3.9 \times 0.866 \times 1,400 \times 85}{26,315} = 43 \text{ cm.}$$

VI.- CALCULO DEL CASTILLO

Se compone de ocho pilares A, B, C, D, E, F, G, H. , de 21.00m. de altura, arriostrados cada 5.25 m., por estructuras planas, compuestas de cuatro vigas de 8.40 m., y cuatro de 3.46 m. de longitud.

En el cálculo tendremos en cuenta el empuje del viento, y el momento de flexión debido al mismo.

Para las columnas adoptamos la sección circular de 0.64 m. de diámetro y para las vigas de los planos de arriostramiento la sección rectangular de 40 x 70 cm.

La superficie aparente del depósito (cubierta, propiamente dicho y anillo de apoyo) es aproximadamente de 99 m^2 , de modo que con una presión específica del viento de 150 Kg/m^2 , el empuje será de $150 \times 99 = 14,900 \text{ Kg}$. Para tener en cuenta el empuje que el viento produce sobre el entramado del castillo, tomaremos, en números redondos un empuje total de $15,000 \text{ Kg}$, y suponiendo aplicado a 25.24 m del suelo, lo que representa un momento de vuelco de $15,000 \times 25.24 = 380,000 \text{ Kgm}$.

A las vigas Vierendeel formadas por los pilares A, D, y H, E, corresponderán una carga en el extremo de $15,000 / 3 = 5,000 \text{ Kg}$, y un momento de flexión de $380,000 / 3 = 126,223 \text{ Kgm}$. A las vigas pequeñas B, C, y G, F, $15,000 / 6 = 2,500 \text{ Kg}$, y $380,000 / 6 = 63,334 \text{ Kgm}$.

El esfuerzo cortante en las viga vertical A, D, será de $5,000 / 8.40 = 595 \text{ Kg/m}$, y siendo de 5.25 m la distancia entre los planos de riostras, la fuerza cortante de cada riostra o viga horizontal AD tendrá por valor $595 \times 5.25 = 3,125 \text{ Kg}$. y el momento de empotramiento de las mismas en los pilares A y D, $M_e = 3,125 \times 8.40 / 2 = 13,100 \text{ Kgm}$.

Por este momento, según el lado de que sople el viento puede resultar la zona extendida, tanto en la cara superior como en la inferior de la riostra. Como además por la flexión debido al peso propio, se necesita armadura inferior en la parte central y armadura superior en las proximidades de los pilares, proveeremos a las riostras de doble armadura, correspondiente a la suma de los momentos debido a la acción del viento y al peso propio.

Peso de la riostra : $0.40 \times 0.70 \times 2,500 = 700 \text{ Kg/ml}$.

Momento de flexión por el peso propio

$$M_p = \frac{1}{12} \times 700 \times 8.40^2 = 4,125 \text{ Kgm}$$

Momento total., $M = M_e + M_p = 13,100 + 4,125 = 17,225 \text{ Kgm}$.

Altura útil de la sección de la riostra $70 - 4 = 66 \text{ cm}$.

con estos valores obtenidos se podrá calcular el fierro necesario :

$$66 = \alpha \sqrt{17,225 / 0.40} \text{ ., } \alpha = 0.318 \text{ ., con este dato y}$$

el escogido para el fierro $f_s = 1,400 \text{ Kg.}$, tendremos :

$$\beta = 25.9 \dots, f_c = 59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 25.9 / 17,225 \times 0.40 = 53.5 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ } \varnothing \text{ 1 1/4"})$$

Riostras pequeñas BC y FG.

Esfuerzo de desgarramiento $2,500 / 3.46 = 720 \text{ Kg/ml.}$

Momento de empotramiento en los pilares

$$720 \times 5.25 \times 3.46 / 2 = 6,650 \text{ Kgm.}$$

Momento por el peso propio

$$\frac{1}{12} \times 700 \times 3.46^2 = 700 \text{ Kgm.}$$

$$\text{Momento total} = 6,650 + 700 = 7,350 \text{ Kgm.}$$

$$66 = \alpha \sqrt{7,350 / 0.40} \dots, \alpha = 0.488., \text{ y } f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\beta = 18.90 \dots, f_c = 41. \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_s = 18.9 \sqrt{7,350 / 0.30} = 29.6 \text{ cm}^2 \dots, (6 \text{ de } \varnothing \text{ 1"}).$$

Pilares resultan cargados por el siguiente peso :

Carga del depósito (peso correspondiente a un arco

del anillo de apoyo) 120,630 Kg.

Peso de cuatro medias riostras grandes 11,800 "

$$4 \times 8,40 \times 700 / 2$$

Peso de cuatro medias riostras pequeñas

4 x 3.46 x 700 / 2 4,900 "

Peso propio $3.14 \times \frac{0.64^2}{4} \times 21.00 \times 2,500$ 17,000 "

TOTAL 154,330 Kg.

Los pilares como cordones de las vigas Vierendeel resultan sometidos por la flexión a causa del viento, a fuerzas de tracción y de compresión, iguales al momento de flexión dividido por la longitud de las riostras, ó sea, con las mayores a $126,223 \text{ Kgm.} / 8.40 = 15,100 \text{ Kg.}$ y con las menores a $63,334 \text{ Kgm.} / 3.46 = 18,300 \text{ Kg.}$

La compresión máxima de un pilar será, por lo tanto, de :

$$154,330 + 18,300 = 172,630 \text{ Kg.}, \approx 173 \text{ Toneladas.}$$

Si los pilares de 64 cm. de diámetro (sección 3,230 cm².) se arman al 2 %, la sección homogénea equivalente es de 3,230 + 0.02x3,230 = 3294.60 cm², y el coeficiente de trabajo :

$$f_c = 173\ 000 / 3,294,60 = 52.5 \text{ Kg/ cm}^2.$$

El momento de 17,225 Kgm. en los empotramientos de las riostras largas en los pilares, originado por la flexión a causa del viento, tiene que ser resistido por los pilares, dividiéndose por mitades entre los tramos de pilar superior e inferior a la riostra.

La sección del pilar debe ser capaz, por lo tanto, para soportar un momento de flexión, en ambos sentidos de 17,225/ 2 = 8,613 Kgm. Esta resistencia a la flexión podríamos comprobarla por el procedimiento gráfico, para secciones de forma cualquiera., podemos formarnos una idea de esta resistencia con la consideración siguiente:

Si imaginamos sustituida la sección circular de 64 cm. de diámetro por otro rectangular de 40 x 50 cm. de altura útil (que puede inscribirse en la circunferencia), la ecuación de flexión será :

$$50 = \alpha / \sqrt{8,613 / 0.40} \dots, \alpha = 0.340 \dots, f_s = 1,400 \text{ Kg/ cm}^2.$$

$$\beta = 24.0 \dots, f_c = 54 \text{ Kg/ cm}^2.$$

$$A_s = 24.0 / \sqrt{8,613 / 0.40} = 35.2 \text{ cm}^2.$$

En el arco de 40 cm. de cuerda va comprendido la cuarta parte de la armadura del pilar, como ésta es del 2 % de la sección de hormigón, ó sea de 0.02x 3,230 = 64.6 cm²., su cuarta parte, 16.2 cm²., que resulta la mitad de la necesaria.

El coeficiente de trabajo de 53 Kg/ cm² sumado a los 52.5 Kg/cm².; antes obtenido nos da una fatiga máxima de hormigón de 105 Kg/ cm². Este valor obtenido parece a simple vista algo exagerado, más ha de tenerse en cuenta que el cálculo aproximado se ha hecho para una sección de hormigón inferior a la real, y con unas condiciones (viento huracanado) que solo se presenta accidentalmente y por poco tiempo. No obstante deberá emplearse en los pilares un hormigón

de excelente calidad, con resistencia cúbica a los 28 días = 250 Kg/cm².
 (por ejemplo, un hormigón de 400 Kg. de supercemento por metro cúbico, confeccionado con gravilla y arena lavada.).

La armadura del pilar la formaremos incluyendo el 50 % de la armadura de compresión producida por la acción del viento.

$$64.6 + 17.6 = 82.2 \text{ cm}^2. (16 \text{ de } \phi \text{ 1"}).$$

VII.- CALCULO DE LA CIMENTACION

Fatiga máxima admisible para el terreno = 2.3 Kg/cm².

La cimentación se organiza con vigas rectas de sección rectangular, de 110x 160 cm., que enlazando las bases de todos los pilares, forman un octógono regular, verificándose el asiento sobre el terreno con una solera o zapata de 50 cm. de grueso, en forma de corona circular, de 2.20 m. de anchura (radio exterior 5.65 m., interior 3.45 m.).

El peso de cimentación correspondiente a cada columna es :

Zapata 1/8x 2x 3.14x 4.55x 2.20x 0.50x 2,500x.....	9,850 Kg.
Viga que sobresale de la zapata	
1.10x 1.10x 3.50x 2,500	10,500 "
Total	20,350 Kg.

Como la carga de cada pilar era de 154,330 Kg. , el peso total que la cimentación transmite al terreno será

$$8x (154,330 + 20,350) = 1,398 \text{ Toneladas.}$$

Superficie de asiento (corona circular de radios 5.65 y 3.45)

$$S = \pi (R^2 - r^2) = 3.14x (5.65^2 - 3.45^2) = 61.00 \text{ m}^2.$$

Momento Resistente

$$W = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{4 R} = \frac{3.14x (56.5^4 - 345^4)}{4x 565} = 116'000 \text{ 000 cm}^3.$$

Momento de vuelco por la presión del viento

$$M = 15,000x 26.84 = 402.500 \text{ Kgm.} = 40'250 \text{ 000 Kg.cm.}$$

Coefficientes de trabajo del terreno

$$= \frac{P}{S} + \frac{M}{W} = \frac{1'398\ 000}{610\ 000} + \frac{40'250\ 000}{116'000\ 000} = 2.3 \pm 0.34$$

$$\sigma_{\max.} = 2.64 \text{ Kg/ cm}^2, \quad \sigma_{\minimo} = 1.96 \text{ Kg/ cm}^2.$$

El esfuerzo máximo encontrado es mayor que la admisible por lo tanto se considera una zapata de 2.50 m.

Peso total de la cimentación

Zapata 1/8x 2x 3.14x 4.55x 2.50x 0.50x 2,500	11,200 Kg.
Viga	10,500 "
	<hr/>
	21,700 Kg.

$$P' = 8x (15,4,330 + 21,700) = 1'410\ 000 \text{ Kg.}$$

Superficie del asiento

$$S' = 3.14x(580^2 - 330^2) = 710\ 000 \text{ cm}^2.$$

Momento resistente

$$W' = \frac{3.14x(580^4 - 330^4)}{4x 580} = 137'000\ 000 \text{ cm}^3.$$

Momento de vuelco

$$M = 40,250\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

Coefficiente de trabajo

$$\frac{P'}{S'} + \frac{M}{W'} = \frac{1'410\ 000}{710\ 000} + \frac{40'250\ 000}{137'000\ 000} = 1.98 \pm 0.29$$

$$\sigma'_{\max.} = 2.27 \text{ Kg/ cm}^2, \quad \sigma'_{\minimo} = 1.69 \text{ Kg/ cm}^2.$$

Entonces las dimensiones de la cimentación son aceptables.

Armadura para la cimentación

Vigas :

$$\text{Altura útil } 160 - 7 = 153 \text{ cm.}$$

$$\text{Carga de una viga } 154,330 + 21,700 = 176.030 \text{ Kg.}$$

Momento de flexión

$$M = \frac{1}{12} \times 176,030 \times 3.50 = 51,400 \text{ Kgm.}$$

$$153 = \alpha \sqrt{51,400 / 1.10} \dots, \alpha = 0.71 \dots, f_c = 22 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\beta = 10.7$$

$$A_s = 10.7 \sqrt{51,400 / 1.10} = 23.20 \text{ cm}^2 \dots, (8 \text{ de } 3/4" \phi)$$

Zapata :

Vuelo máximo 0.90 cm.

$$\text{Reacción máxima del terreno } \approx 1.6 \text{ Kg/cm}^2 = 16,000 \text{ Kg/m}^2.$$

Momento de flexión

$$M = \frac{1}{2} \times 16,00 \times 0.90^2 = 6,500 \text{ Kgm.}$$

$$\text{Altura útil } 50 - 4 = 46 \text{ cm.} \dots, f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$46 = \alpha \sqrt{6,500} \dots, \alpha = 0.57 \dots, f_c = 27 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\beta = 16.0$$

$$A_s = 16.0 \sqrt{6,500} = 12.9 \text{ cm}^2 \dots (5 \text{ de } 3/4" \phi)$$

Esfuerzo cortante

$$Q = 16,000 \times 1.00 = 16,000 \text{ Kg.},$$

$$\text{Altura de la fibra neutra } x' = x' \cdot h = 0.252 \times 46 = 11.6 \text{ cm.}$$

Coefficiente de trabajo por esfuerzo cortante :

$$t = \frac{Q}{b(h - x'/3)} = \frac{16,000}{100 \times (46 - 11.6/3)} = 3.8 \text{ Kg/cm}^2.,$$

que es menor al $0.04 f_c = 5.6 \text{ Kg/cm}^2.$

El hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante sin necesidad de estribos ni fierros doblados.

≡VIII.- ACCESORIOS

La salida al depósito se verifica por una escalera central de caracol, de fierro. Como espigón de esta escalera puede utilizarse el mismo tubo de subida del agua, por ejemplo una tubería de acero de 10" pulgadas convenientemente asegurado contra el pandeo, por unión con viguetas a las vigas de hormigón armado en cada uno de los planos horizontales de arriostramiento.

Las tuberías de bajada, de distribución y de limpieza, arrancarán de la inmediaciones del anillo de apoyo y bajarán acoplados a algunos de los pilares.

ELIMINACION DE DESAGUES SANITARIOS

I.- INTRODUCCION

Generalidades

El proyecto de desagües sanitarios en la Urbanización Arica contempla la construcción de un sistema unitario, ya que las lluvias son escasas en el sur de la Vertiente Occidental.

Las aguas de lluvias que pueden ingresar por las tapas de los buzones de la red, así como por las instalaciones domiciliarias debido a igual causa, podrán ser evacuadas por los colectores, ya que existe un margen suficiente de capacidad en el diseño.

II.7 DATOS DE DISEÑO EN EL CALCULO DE LA RED

Se ha considerado en el diseño que el 80% del agua potable, luego de cumplir su función pasa a la red de desagües, así tenemos :

a) Que el caudal MAXIMO HORARIO por evacuar es de 106.4 lps.

b) El caudal evacuado por persona y por día es de ,

$300 \times 80 = 240$ litros, y el máximo horario (250% del promedio diario) es de ,

$300 \times 80 \times 2.50 = 600$ litros.

c) El cálculo de la red se ha hecho a base de la cantidad del líquido cloacal que evacua cada lote y en el cual se estima en 8 personas , dando un gasto de ,

600×8 personas

= 4,800 litros por lote y por día.

= $\frac{4,800}{86,400} = 0.056$ litros por segundo y por lote.

III.- CALCULO DE LA RED DE DESAGUES

Par el cálculo de la red, la Urbanización se ha dividido en dos sectores I y II, bajo y alto respectivamente de acuerdo a la topografía del terreno., y éstos en zonas con el fin de tener una mejor distribución en los cálculos hidráulicos.

Reparto de los caudales según los Sectores

SECTOR I

<u>Zonas</u>	<u>GASTOS en lps.</u>	
	<u>Máximo Diario</u>	<u>Máximo Horario</u>
1	5.4	10.6
2	4.9	9.4
3	5.3	10.1
4	6.9	13.2
5	4.0	7.6
	<hr/>	<hr/>
	26.5	50.9

SECTOR II

6	2.7	5.3
7	9.8	18.9
8	8.2	15.8
9	8.0	15.5
	<hr/>	<hr/>
	28.7	55.5
	<hr/>	<hr/>
TOTAL....	55.2 lps.	106.4 lps.

En el cálculo de la red se ha aprovechado al máximo la topografía del terreno., con el fin de utilizar tuberías de diámetro mínimo ó sea de 8 pulgadas, y evitar grandes profundidades que redundan en la economía del proyecto.

Todo el desague del Sector alto (II) es recolectado con tuberías de diámetro mínimo ,y por un colector de 10" que presenta las siguientes características hidráulicas :

<u>TRAMO</u>	<u>DIAMETRO</u>	<u>CAUDAL</u>	<u>PENDIENTE</u>	<u>VELOCIDAD</u>	<u>TIRANTE!</u>
B-164 B-170	10"	37lps.	10‰	1.30 m/s.	0.142 m.

En el Buzón B-170 se reúne un caudal de 55.5 litros por segundo correspondiente al drenaje de los 991 lotes que cuenta el Sector alto., éste continúa al Sector bajo a través del Interceptor General de 14" de diámetro, y que recolecta 6.7 y 33.0 litros por segundo en las intersecciones con los buzones B-175 y B-179 respectivamente.

Con un total de 95.2 litros por segundo y una tubería de 18" de diámetro, los desagües evacúan por gravedad a la Planta de Tratamiento ubicada a 118 metros del buzón B-179, y a unos 100 metros de la playa.

Las características hidráulicas del INTERCEPTOR GENERAL son las siguientes

<u>TRAMO</u>	<u>DIAMETRO</u>	<u>CAUDAL</u>	<u>PENDIENTE</u>	<u>VELOCIDAD</u>	<u>TIRANTE</u>
B-170 B-175	14"	55.5 lps	1.6‰	0.72 m/s.	0.26 m.
B-175 B-179	14"	62.2 lps.	2.3‰	0.84 m/s.	0.25 m.
B-179 PLANTA TRATAM.	18"	95.2 lps.	1.1‰	0.70 m/s.	0.35 m.

Una parte del Sector bajo equivalente a 8 Has., y ubicado en la zona norte de la Urbanización es descargado por bombeo directamente a la Planta de Tratamiento. El caudal es de 11.2 litros por segundo correspondiente al desague de 200 lotes, evacuado en tubería de 8" de diámetro.

Las características hidráulicas del último tramo de este sistema por bombeo es :

<u>TRAMO</u>	<u>DIAMETRO</u>	<u>CAUDAL</u>	<u>PENDIENTE</u>	<u>VELOCIDAD</u>	<u>TIRANTE</u>
B-157 CAMARA BOMBEO.	8"	11.2 lps	10‰	1.08 m/s.	0.08m.

IV.- PLANTA DE BOMBEO

Para la pequeña zona de 8 Has. que tiene que descargarse por bombeo se ha proyectado un caisson circular de concreto de 2.10 metros de diámetro interior, y en donde se colocará un sistema de electrobombas para desagües "Duplex" con su respectivo control de niveles automático a base de Switch, flotador y alarma. En la parte superior se transforma en una caseta rectangular dividida en dos partes, una correspondiente a los motores, arrancador, controles etc., y la otra un cuarto denominado depósito, completamente separado, de manera que eventualmente pueda ser ocupado por el guardian.

Cálculo de la cámara de Bombeo

Caudal máximo = 11.2 litros por segundo

" promedio = 4.6 " "

Consideremos un tiempo de retención de 9 minutos, lo que dará un volumen de la cámara de recepción de :

$$\text{Vol} = 0.0046 \times 9 \times 60 = 2.47 \text{ m}^3.$$

Si estimamos una capacidad en la Bomba de 20 litros por segundo, su tiempo máximo de Bombeo será :

$$\frac{2.470}{20 \times 60} = 2.1 \text{ minutos.}$$

Las dimensiones que tendrá el caisson serán :

Diámetro = 2.05 m.

Tirante de agua = 0.74 m.

Para el efecto del funcionamiento del sistema de bombeo se ha estimado dos niveles :

Nivel máximo = cota+1.24 m.

" mínimo = cota+0.54

Cálculo de la Bomba

Se ha elegido un Equipo de Bombeo de 2 unidades, diseñadas para el gasto máximo.

$$\frac{v^2}{2g} = 0.33, \text{ para las tuberías de succión e impulsión}$$

<u>Cálculo hidráulico</u>	<u>K</u>	<u>Ø</u>	<u>h para Q= 20 lps.</u>
Entrada de succión	0.3	4"	0.099 m.
Válvula de compuerta	0.2	4"	0.066
Codo de 90°	0.75	4"	0.250
<u>En la bomba</u>			
Codo de 90°	0.75	4"	0.225 m.
Válvula chack	2.00	4"	0.660
" compuerta	0.20	4"	0.066
" Tee	1.25	4"	0.4125
			<hr/>
			1.779 m.
Pérdida de carga en la tubería h_f en 4 m.			0.480
Carga estática			3.460
			<hr/>
			CARGA TOTAL 5.719 m.

La bomba tendrá las siguientes características :

gasto = 20.0 lps.

H = 6.0 metros.

V.- METRADO DE LA RED DE DESAGUES

La red se ha tratado, en lo posible, de dar una pendiente para los desagües, paralela al declive del terreno con el fin de evitar excavaciones muy profundas.

La longitud total de la red es de 21,258 metros, distribuidas según sus diámetros :

<u>DIAMETROS</u>	<u>LONGITUD</u>
18"	118 metros.
14"	830 "
10"	118 "
8"	20,192 "
<hr/>	
TOTAL	21,258 metros.

Las tuberías de 18" y 14" de diámetro corresponden al INTERCEPTOR GENERAL., las de 10" los colectores y el relleno de la red es de 8".

Se ha considerado tuberías de media presión de concreto tipo "Hume", autorizadas por el Ministerio de Fomento.

BUZONES EN LA RED

Los buzones proyectados son de tipo Standard del Ministerio de Fomento. Se han colocado en cada cruce, en los cambios de pendiente y en los cambios de dirección, con el objeto de facilitar la limpieza en los tramos de la red.

Se ha tenido en cuenta en no excederse en la separación de los buzones, dependiendo de los diámetros de los tramos.

El número total de Buzones es de 348., las profundidades varían de 1.20 hasta 3.00 metros, debido a la irregularidad del terreno y por la única solución.

PLANTA DE TRATAMIENTO

Generalidades— El desague sanitario de la Urbanización Arica puede ser evacuado al mar o para regar cultivos de tallos largos, pero tendrá que ser previamente tratado para disminuir su carga bacterial.

A lado norte, fuera de los límites de la Urbanización se cultiva algodón que muy bien el desague tratado pueda servir para regar éstos.

En el proyecto se considera una planta de Tratamiento Primario para depurar el desague, de tal manera que se consiga obtener una disminución del 45 a 50 % de su B.O.D., y al 80 % de sólidos suspendidos sedimentables.

Partes que constará la Planta de Tratamiento

La Planta de Tratamiento que se considera en el proyecto constará de :

- a- Rejas
- b- Sedimentador primario
- c- Tanque Imhoff
- d- Lechos de secado.

Aprovecharemos el bombeo de la zona baja del Sector I para hacer circular una parte del efluente del Tanque Imhoff, tratando de obtener una mejor estabilización del desague tratado.

BIBLIOGRAFIA

Apuntes de clases de Abastecimiento de aguas
Prof. Ing^o Jorge Pfucker Holguin.

Apuntes de clases de Purificaci3n de aguas.
Prof. Ing^o Alfonso Pons Muzzo.

Apuntes de clases de Tratamiento de Lquidos Cloacales.
Prof. Ing^o Fernando Ortiz de Mevallos.

Water Supply and Sewerage T..
Prof. Steel.

Ingenieria Sanitaria.
Prof. A. Mendiola.

Apuntes de clases de Concreto Armado
Prof. Ing^o Juan Sarmiento.

C3lculos de Construcci3n.
Manuel Company. Ing^o.

Manuel del Ingeniero. Tomo III
2 Colecci3n Hutte ".

Reinforced Concrete Design Handbook
American Concrete Institute.

Anuales del 5^o Congreso Interamericano de Ingenieria
Sanitaria 19 -24 de Marzo 1956. Lima- Per3.