

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO TESIS DE GRADO

T E M A

**Sistema de Abastecimiento de Agua Potable
y de Eliminación de Aguas Servidas
en la Urbanización "Alborada"**

PRESENTADA POR:

JUAN CARLOS RUIZ GONZALES

Ex-Alumno de la Facultad de Ingeniería Sanitaria

Para Optar el Título de Ingeniero Sanitario

PROMOCION 1965

LIMA - PERU 1967

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE
ELIMINACION DE AGUAS SERVIDAS DE LA URBANIZACION

"ALBORADA"

CAPITULO I

CONDICIONES DE DISEÑO

GENERALIDADES:

Objeto	1
Ubicación	1
Topografía	3
Extensión	3

POBLACION DE SERVICIO:

Características de la Lotización	4
Población a servir	8
Programa de Desarrollo	9
Etapas	10

CAPACIDAD:

Dotación Promedio Diario Anual	13
Variaciones	20
Almacenamiento	22
Demanda de agua para incendios	23
Presiones de Servicio en la red de dis- tribución	28

Caudales de diseño	29
--------------------------	----

CAPITULO II

SISTEMA DE AGUA POTABLE

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO:

Fuente	30
--------------	----

ESTUDIO HIDROGEOLOGICO DEL VALLE DE LA CIU- DAD DE LIMA:

Topografía	32
Geología	33
Hidrología	35
Naturaleza del aluvión, deducida de los cortes geológicos de los pozos	37

CARACTERISTICAS DEL POZO DE PRUEBA:

Aspectos Hidrogeológicos	39
Curva de rendimiento	40

INSTALACIONES DE CAPTACION:

Capacidad	42
Cálculo de la presión dinámica total ...	43

INSTALACIONES DE SUMINISTRO:

Capacidad	46
Cálculo del Equipo de Bombeo	47
Característica de la bomba y de la tubería de impulsión	49
Característica de la caseta de bombeo .	50

SISTEMA DE DISTRIBUCION:

Almacenamiento	52
Características	54
Niveles Piezométricos	56
Circuitos de distribución	58
Método de Hardy Cross	59
Aplicación del Método	61
Pérdida de carga	63
Cotas Piezométricas	64
Cálculo de las cotas piezométricas, cuando se presenta el caudal de incendio	65
Elementos de Control	67
Desinfección	69
Clorinador	71
Características generales del sistema..	72

CAPITULO III

SISTEMA DE AGUA SERVIDA

Datos Básicos de Diseño	75
Red de desagües proyectada	77

COLECTOR N° 1:

Descripción del Proyecto 79

COLECTOR N° 2:

Descripción del Proyecto 81

COLECTOR CHACARILLA SUR:

Descripción del Proyecto 83

CAPITULO IV

ESPECIFICACIONES TECNICAS

POZO TUBULAR:

Perforación 89
Forros y rejillas 90
Prueba de bombeo 91
Desinfección y Protección 92

EQUIPO DE BOMBEO: 94

CASETA PARA EL EQUIPO DE BOMBEO:..... 95

RESERVORIO:

Materiales 97

Preparación y Vaceado	98
Encofrados	99
Acabado de las superficies	101
Prueba Hidráulica	102

TUBERIAS Y ACCESORIOS:

Tipo de tubería	104
Accesorios	104
Válvulas	104
Instalación	105
Pruebas Hidráulicas de las tuberías	108
Desinfección de las tuberías.....	109

CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA:..... 111

INSTALACION DE COLECTORES DE DESAGUES:

Material de la tubería	113
Trazo	113
Excavación de zanjas	113
Colocación y Calafateo de las tuberías ✓	114
Prueba de las tuberías	116
Relleno de la zanja	117
Buzones	117

CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE: 120

CAPITULO V

METRADOS

CAPTACION Y CASETA DE BOMBEO:

Pozo	122
Caseta de Bombeo	122

ALMACENAMIENTO: 126

AGUA POTABLE:

Movimiento de tierra	127
Tuberías	128
Accesorios	129
Materiales a usarse en las uniones	130

DESAGUES:

Movimiento de tierra	132
Tuberías	135
Buzones	135
Materiales a emplearse en la construcción de los buzones	136

CAPITULO I

CONDICIONES DE DISEÑO

GENERALIDADES.-

1.- OBJETO.-

La Cooperativa de Urbanización y Edificación de Viviendas de los Empleados de "A.yF. Wiese S.A. Ltda.", proyectan construir para sus socios, una Unidad de Barrio, de aproximadamente 881 viviendas con todos sus servicios cívicos, comunales y comerciales, y en especial - el presente estudio tiende a suministrar a esta Urbanización toda el agua potable necesaria, tanto para el uso doméstico, como para el servicio público y el de extinción de incendios, así como un adecuado servicio de eliminación de las aguas servidas.

2.- UBICACION.-

La Unidad de Barrio Alborada, se encuentra ubicada en

//.

tre las Urbanizaciones Chacarilla del Estanque, Higuereta y Chama, en el Fundo San Juan Chico (Parte de la sección El Estanque y parte en la sección Pampón), Distrito de Santiago de Surco, Lima.

El terreno afecta una forma aproximadamente trapezoidal, enmarcada por tres de sus lados, por vías que están en proceso de construcción, conforme al Anteproyecto del Trazado de Vías, aprobado por el Ministerio de Fomento y por el cuarto lado con el sendero de la Hacienda Higuereta. Sus linderos de vías, son los si---guientes: por el Norte, el eje de la prolongación de la calle Principal que partiendo de la Av. Primavera -bordea la Urbanización de la Cooperativa de los Inge---nieros y se dirige hacia la vía Expresa Av. Circunvala---ción; por el Este, el eje de la prolongación de la Ave---nida Central, que atravezando Chacarilla del Estanque se dirige hacia el Sur (Urbanización San Roque) y que colinda con terrenos de la sección Pampón del Fundo -San Juan Chico; por el Sur el eje de la prolongación -de la Av. Benavides (Av. Salvador) que viniendo de Cha---

//..

ma se dirige a la Av. Circunvalación, y que colinda - con terrenos de VIPSE; y por el Oeste, la acequia lindera con la Hacienda Higuiereta.

3.- TOPOGRAFIA.-

La topografía es bastante regular, con pendientes uniformes de N.N.E. a S.S.O., estando comprendido entre las cotas extremas de 130 y 113 m. sobre el nivel del mar. La altimetría que se indica en los planos de - este proyecto, están referidos a la del Plano Básico de Lima.

4.- EXTENSION.-

La Unidad Alborada se proyecta sobre un terreno que - tiene una superficie total de 315,709 m², compuesta - de dos partes: una de 275, 160 m² comprado por la Cooperativa y otra de 40,549 m² que se halla bajo promesa de venta a favor de la Cooperativa y que retiene - el propietario del Fundo San Juan Chico, por cuanto en élla se encuentra un establo en proceso de traslado.

//..

Existe además, dentro de los linderos mencionados, un área de 5,320 m², no considerada dentro de los 315,709 m² citados anteriormente y corresponden al antiguo camino a Surco, vía pública, hoy en desuso y que la Cooperativa ha de utilizarla como eje de la prolongación de la Av. Central.

POBLACION DE SERVICIO.-

1.- CARACTERISTICAS DE LA LOTIZACION.-

En este terreno de superficie uniforme, plano y con ligera pendiente de Norte a Sur, la Cooperativa proyecta construir una Unidad de Barrio dentro del concepto moderno de Unidad Vecinal y conforme a las mejores normas urbanísticas contemporáneas, con todos los servicios comunes necesarios inherentes a dicho concepto: centro de compras (locales comerciales, estación de servicios, etc); centro cívico, religioso, -educacional y recreativo (local comunal, parroquia, locales cooperativos, instalación pública, cine teatro, biblioteca, club comunal, gimnasio, instalacio-

nes deportivas, etc.) colegios (jardines de infancia, primaria, secundaria, etc.); playas de estacionamiento, parques, locales de servicios (talleres, caseta de bombeo, etc.), etc.; tal como figuran en el proyecto de lotización, además se podrá observar que existen tres franjas concéntricas de manzanas que varían de los lotes de mayor dimensión en la periferia de la Unidad de Barrio, hasta los más pequeños que circunvalan el parque central donde se hallan los centros comerciales, cívicos, religiosos, educacional y recreativo. Se ha perseguido con ello, obtener una densidad variable: más ligera en la periferia, más elevada en el centro de la Unidad de Barrio; con el doble objeto de obtener un ambiente vivo y animado de ciudad en los Centros Cívicos y de que sea la mayoría de las personas las que tengan un acceso más inmediato y directo a los servicios comunales.

En el desarrollo del proyecto de lotización se ha previsto lotes para viviendas unifamiliares en su gran mayoría, y en muy menor proporción, algunos lotes pa-

//..

ra viviendas multifamiliares. Los lotes para viviendas unifamiliares son de un área de 200 m² aproximadamente, variando desde los 128 m² hasta los 300 m².

Las vías de circulación han sido planeadas conforme al principio de separación del tránsito de peatones del de vehículos, a fin de asegurar la máxima seguridad y libertad en la circulación de peatones, en especial niños y ancianos. Para tal efecto, se ha proyectado tres tipos de vías: la "Calle local" (12 m.) para tránsito y estacionamiento de vehículos, la "Alameda" (10 m.) para tránsito preferencial de peatones, - diseñada con una vereda de 5 m. de ancho de tal suerte que permita el ingreso circunstancial y restringido de vehículos para el acceso de garajes y por motivos excepcionales de importancia (ambulancias, bomberos, mudanzas, sepelios, etc.) y el "Sendero" (7 m.) para tránsito preferencial de peatones.

En áreas libres, se ha previsto además, del parque principal de recreación con instalaciones deportivas y gimnásticas, una red de pequeños parques, plazas y

//..

playas de estacionamiento de vehículos suficientes para el servicio de la Unidad. Los lotes que el 2% del área bruta que por la legislación presenta, puede la Cooperativa aplicar a fines de servicios públicos, se ha previsto usarlos para el local Comunal, Parroquia, locales cooperativos, talleres y otros servicios públicos.

El cuadro de áreas es el siguiente:

Total de Area Util	200,441 m ²	63.6 %
Total de Area Libre	33,355 m ²	10.5 %
Total de Area de Vías	81,913 m ²	25.9 %
	<hr/>	<hr/>
Area bruta total	315,709 m ²	100 %

El área útil se descompone de la siguiente manera:

Lotes para Viviendas	170,456 m ²	(54.0%)
Cooperativas de Consumo	11,110 m ²	
Colegios	6,892 m ²	(7.6%)
Cooperativas de Recreación (Club social, gimnasio, teatro, etc.)	5,669 m ²	

Parroquia, oficinas públicas, 6,314 m².....(2.0%)
local comunal, etc.

Area útil total 200,441 m²

2.- POBLACION A SERVIR.-

Se ha considerado en el presente proyecto, en el cálculo de la población futura, los rangos de densidad máxima de población contemplados por la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo para esta zona, valor que oscila de 120 a 300 habitantes/Hectárea neta.

De acuerdo al proyecto de lotización, la Unidad de Barrio "Alborada" ha sido diseñada a base de lotes que van de los 128 m² hasta los 300 m², siendo el número de lotes en total 800, adicionalmente a esto hay que considerar aproximadamente 81 departamentos ubicados en los agrupamientos multifamiliares, lo que nos resultaría un número total de unidades de viviendas de 881; si consideramos un promedio de 7 habitantes por lote, obtendremos una población total de 6,167 perso-

//..

nas, lo que origina una densidad de 193 Hab./Ha. netta. Valor que se adapta con el rango establecido por la O.N.P.U. para esta zona designada por R₂ ó de densidad baja.

3.- PROGRAMA DE DESARROLLO.-

Siendo el área por habilitarse, extensa, por una parte y evidente además que en el mercado, la totalidad de los lotes unifamiliares no podrán ser absorbidos en un determinado tiempo, se ha estudiado la ejecución de etapas de desarrollo que permitirá una adecuada inversión monetaria actualmente para los Urbanizadores.

Las etapas de desarrollo que han de contemplarse serán dos y han sido programadas, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- La facilidad de vías de importancia metropolitana.
- La facilidad de evacuación de las aguas servidas.

//..

- La facilidad de los servicios de agua potable.
- La facilidad de ejecución de las obras transitando por Avdas. ó calles públicas sin necesidad de hacer tratos de compensación con los propietarios vecinos.
- La financiación que ha de contar la Urbanización - de parte de los socios que la integran.

4.- ETAPAS.-

En el acápite anterior indicamos que la Urbanización ha de contar con dos etapas de desarrollo y estas - las hemos limitado de la siguiente forma: la 1^{ra}. Etapa estará integrada por el área que forma la mitad inferior de la Urbanización ó sea la que colinda con la Av. San Salvador y la 2da. Etapa la parte superior ó sea la mitad que colinda con la Av. Principal.

Las razones de la ubicación de la 1^{ra}. Etapa se debe primordialmente:

- 1.- La facilidad de vías de importancia metropolitana.- La Av. San Salvador actualmente se encuen-

//..

tra terminado el tramo que comprende desde la Av. Atocongo hasta la Av. Higuereta, estando por finalizar el tramo correspondiente a la Urbanización "Alborada" porque la Urbanización Vipse que se encuentra al frente, ha terminado su 1^{ra}. Etapa de construcción.

2.- La facilidad de evacuación de las aguas servidas.

Dado que la pendiente es de N.N.O. a S.S.E. y encontrándose el área que comprende la 1^{ra}. Etapa - más cerca al Interceptor Surco, el costo inicial se limita a la construcción parcial de los colectores N° 1 y N° 2, y en su totalidad al colector "Chacarilla Sur".

3.- La facilidad de los servicios de agua potable. - -

Por ubicación topográfica, el pozo y el tanque de almacenamiento se han de construir en la parte superior de la Urbanización ó sea en la zona que comprende la 2da. Etapa, razón por el cual se tendrá que instalar las líneas matrices que sigan los alineamientos que especifica el proyecto para

//..

abastecer la zona de la 1^{ra}. Etapa.

4.- La facilidad de acceso a las obras para no necesitar tratos de compensación con los propietarios vecinos.-

En la zona de la 1^{ra}. Etapa es fácil el transporte de los materiales por estar más cerca a la ciudad como - por el contar con la Av. San Salvador, terminada en el tramo necesario para iniciar los trabajos.

5.- La financiación que ha de contar la Urbanizadora de parte de los socios que la integran.- La 1^{ra}. Etapa

de la Urbanización, ha de ser financiada con préstamo que se obtenga de Entidades Estatales o Extranjeras que obliga a la Cooperativa para que sus socios que la integran tengan obligaciones de contar con una determinada cantidad de dinero.

En su mayor parte los socios antiguos, que viene a ser un 40% cumplen con la condición estipulada y ellos tuvieron prioridad de elegir sobre el plano de lotización, el lote que deseaban y por razones de un mejor acceso a la ciudad, la zona que comprende la 1^{ra}. Etapa

//..

pa fué la más solicitada.

CAPACIDAD

1.- DOTACION PROMEDIO DIARIO ANUAL.-

En el "Informe sobre los Sistemas de Agua Potable y Desagüe de Lima" preparado por la Superintendencia - de Agua Potable de Lima, en Julio de 1961; en el Ca pítulo referente al consumo de agua, expresa lo si- guiente:

"La información sobre el consumo de agua de la ciu-- dad de Lima es discontinua y no es precisa, debido a la falta de medidores de agua en las líneas de con- ducción principales, resultando en la necesidad de - estimar el flujo por medio de otras fuentes. Para - ayudar a la determinación del consumo de agua per cá pita y de las variaciones diarias, se hicieron medi ciones horarias de flujo en el desagüe de 48" (1.20 m) de diámetro del Interceptor Costanero del Distri- to de San Miguel, desde Abril 28 hasta 3 de Mayo de

//..

1956. La cantidad de flujo se estimó por medio de me
diciones de la altura de agua y de la pendiente de es
te interceptor. De éstos datos, se deduce que el con
sumo promedio per-cápita es de 390 l.p.s."

"Una inspección de los datos disponibles sobre la pro
ducción de las fuentes de agua, indica que entre los
años 1939 a 1944, cuando casi todas las conexiones se
proveían con medidores, el consumo varió desde 192 -
l.p.d. hasta 218 l.p.h.d., al paso que en el año -
1955 con un sistema de distribución inadecuado y sola
mente el 25% de los servicios con medidores, el uso
estimado de agua fué de 348 l.p.h.día".

"Una comparación con el consumo de agua en otras ciu
dades americanas que cuentan con alto porcentaje de
servicios con medidores, nos indica que 300 l.p.h.d.
es una dotación suficiente para el promedio usado du
rante el año".

"En vista de las consideraciones que han sido fijadas,
hemos adoptado para el diseño del sistema de distribu
ción de Lima el valor de 300 l.p.h.día, como el con

//..

sumo promedio anual".

En la dotación de los 300 l.p.h.día que estipula el informe en mención, se contempla además del consumo doméstico, servicios públicos y pérdidas inevitables en la red, el consumo debido al alto comercio y a la gran industria.

Según Schönbrunner, el consumo total se reparte de la siguiente manera:

Consumo doméstico	38.6 %
Consumo industrial y comercial..	33.1 %
Servicios públicos .v.v.....	10.6 %
Pérdidas	17.7 %

y en una investigación llevada a efecto en Akron-Ohio (E.E.U.U.) reveló los siguientes resultados (excluyéndose las pérdidas):

Consumo doméstico	39 %
Consumo industrial	53 %
Consumo comercial	6 %
Consumo público	2 %

//..

Desde que la cantidad de agua requerida para usos comerciales e industriales, no guarda relación con la población sino con el tipo de industria que se desarrolla y puede variar entre 15% al 65% del consumo total; por tanto creemos conveniente que la dotación que asume el "Informe presentado por la Rader and Associates" de 300 l.p.h.día, no corresponde al tipo de habilitación que ha de desarrollarse en esta Urbanización, dado que la zona, según el plano de zonificación de la O.N.P.U. no considera ninguna forma de industria, que haga necesario adoptar tal consumo.

En base a este criterio; se hace necesario determinar la dotación per-cápita necesaria para este tipo de lotización unifamiliar; analizando los diferentes consumos, podemos llegar a asumir los siguientes porcentajes:

a.- Pérdidas y desperdicios.- En toda la red de distribución se pierde agua, debido a uniones defectuosas de los tubos, a válvulas que gotean; presiones de operación altas y variables, etc. En redes

//..

bien mantenidas este desperdicio corresponde a un 20% del consumo total.

b.- Consumo público.- Este consumo está en función - directamente con los siguientes servicios:

Riego y lavado de calles

Riego de jardines públicos

Fuentes y bebederos

Edificios públicos

Combate contra incendios

Piscinas públicas de recreación, etc.

pudiendo asumirse en el 10% del consumo total sin cometer mayor error.

c.- Consumo comercial.- En este tipo de consumo se - contempla lo siguiente:

Tiendas

Bares

Restaurants

Puestos diversos, etc.

asumiendo también un 10% del consumo total.

//..

d.- Consumo doméstico.- Sumando los porcentajes de los consumos antes mencionados, podemos afirmar que el 60% del consumo total corresponde a todos los tipos de aplicaciones domésticas.

Si tenemos presente los consumos promedios de agua que especifica Angelo Gallizio, en su publicación "Instalaciones Sanitarias", donde considera:

Aseo personal diario (lavado) ...	30	lts/hab/d.
Para alimentación y lavado de vajillas	10	" " "
Usos higiénicos	30	" " "
Baño (una vez por semana, 200 lts)	30	" " "
Lavado doméstico de la ropa blanca.....	20	" " "
	<hr/>	
<u>Total</u>	120	lts/hab/d.

Si relacionamos este valor, con el porcentaje asumido para el consumo doméstico, obtenemos un cau-

//..

dal de 200 l.p.h.día para el consumo promedio dia
rio anual.

Luego tenemos un rango de consumo unitario de 200 l.p.h.día a 300 l.p.h.día, en el cual considero - que estos valores están afectados por diversos fac
tores que hacen que ninguno de ellos sean represen-
tativos del consumo promedio unitario en condicio--
nes satisfactorias, siendo necesario adoptar una do
tación promedio de 250 l.p.h.día como la más reco-
mendable.

Si analizamos los consumos de las ciudades de Améri
ca del Sur, similares a nuestra ciudad, los valores
así anotados nos servirá de base para la fundamenta
ción de la dotación adoptada.

Managua, Nicaragua	200	lts/hab/día.
Maracaibo, Venezuela	210	" " "
San Juan, Puerto Rico	290	" " "
Cali, Colombia	246	" " "
Valparaiso, Chile	247	" " "
Avellaneda, Argentina	175	" " "

Rosario, Argentina	150	lts/hab/día.
Mendoza, Argentina	200	" " "
Montevideo, Uruguay	110	" " "
Bogotá, Colombia	183	" " "

La dotación que hemos adoptado garantiza un eficiente -
servicio, siempre y cuando el sistema se opere sobre la
base de mantener los servicios con medidores en perfec-
to estado de funcionamiento

Sino se cumplen estos requisitos sería inútil estable--
cer valores de dotación promedios, ya que la falta de
control, provoca el desperdicio.

2.- VARIACIONES.-

La evolución de las variaciones del máx₂imo diario y del
máx₁imo horario, son practicamente imposible de determi-
nar; diversos estudios realizados, así como observacio-
nes y experiencias, han demostrado que si bien la demanu-
da máx₁ima diaria está relacionada con el promedio dia--

//..

rio anual de acuerdo con el clima, la demanda máxima por hora está más relacionada con la naturaleza de la comunidad.

En climas templados como el que presenta la Ciudad de Lima, la relación entre el consumo diario máximo y el consumo diario promedio oscila entre 1.2 a 1.6 y la hora de máximo consumo con el promedio diario de 2.0 a 2.8 con algunas excepciones.

En el Informe de "La Rader and Associates" en uno de sus párrafos indica lo siguiente:

"El estudio de los informes sobre el sistema de Lima, descritos antes, y de otras ciudades comparables de Norte y Sud-América, nos llevan a la conclusión de que la siguiente variación de flujo es adecuado para el diseño del sistema principal de distribución de Lima".

Promedio anual	100 %
Consumo máximo diario	130 %
Consumo máximo horario	200 %

//..

Consumo mínimo horario 40 %

Teniendo en cuenta las observaciones y las conclusiones del estudio realizado sobre el sistema de agua en Lima, asumo estas variaciones en el desarrollo del proyecto de Agua, por ser valores que se han determinado experimentalmente.

3.- ALMACENAMIENTO.-

El reservorio de regulación, lo hemos de considerar - hidráulicamente como una parte integrante del sistema de distribución. Durante las horas de mínimo consumo ha de recibir el exceso de la producción de la fuente de abastecimiento y durante las horas de mayor consumo proporcionar la diferencia entre el gasto máximo - horario y la producción. La capacidad necesaria del reservorio para realizar esta operación ha de constituir el volumen de regulación del sistema.

El volumen total del reservorio de distribución se di mensionará para satisfacer las condiciones siguientes:

//..

- 1.- Para regular el gasto a fin de atender las varia
ciones horarias de consumo.
- 2.- Para mantener un volumen de reserva, para la -
atención de condiciones de emergencia que se pue
den presentar (interrupción de la energía, falla
de los equipos de bombeo, etc.).
- 3.- Para asegurar un volumen de reserva para comba--
tir incendios.

Para el dimensionamiento como regulador de gasto, el método convencional es el diagrama-masa de las varia ciones horarias de consumo: no teniendo antecedentes en lo que se refiere a dichas variaciones para atender estas fluctuaciones, adoptaremos un volumen que es una fracción del total del consumo.

4.- DEMANDA DE AGUA PARA INCENDIOS.-

El volumen de agua necesario para extinguir incen--
dios, considerado dentro del consumo anual, es un -
porcentaje muy pequeño pero tiene una influencia muy

//..

marcada en el consumo diario y en el horario, además dicho volumen puede llegar a cifras de tal magnitud, que puede aumentar exageradamente el costo de las obras de agua, sino se sabe aplicar con criterio la demanda a considerar; antes de asumir un valor, es conveniente realizar comparaciones con criterios adoptados en el Perú y Normas aplicadas por diversos países:

1.- Proyecto Integral de Agua Potable y Desagüe de la Ciudad del Cuzco.- La Comisión encargada del estudio, adoptó el siguiente criterio para preveer la demanda contra incendio en la zona de vivienda:

Motobombas conectadas directamente al grifo

Gasto 32 lts/seg. 6 horas

alimentado mediante 2 grifos.

2.- Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Piura.- La Comisión consideró la posibilidad de que se produzcan incendios simultáneos en las ciudades de Piura y Castilla. Cada incendio sería atendido por lo menos con dos grifos de un gasto de 12.5 lts/seg. c/u. y con una duración de 5 horas.

3.- Proyecto de Agua Potable de la Ciudad de Arequipa.-

En el estudio integral, se adoptó para las zonas periféricas de la ciudad y ciudades satélites, el combatir un incendio usando dos grifos de 16 lts/seg. c/u. durante un tiempo de 5 horas.

4.- Recomendaciones de "The National Board of Fire Underwriters".-

Emplea la fórmula siguiente:

$$Q = 64.4 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P.})$$

donde:

Q = demanda necesaria para extinguir el fuego, expresado en lts/seg.

P = Población que se considera expresada en millares de habitantes.

Para una población de 6,167 habitantes, nos resultaría un caudal de :

$$Q = 160 \text{ lts/seg.}$$

5.- Normas del I.N.O.S. de Venezuela.- Según estas normas, consideran la siguiente fórmula:

//..

$$Q = 15 \sqrt{P}$$

y para una población de 6,167 habitantes, obtendríamos un caudal de:

$$Q = 37.5 \text{ lts/seg.}$$

Analizando los criterios mencionados, consideramos que las recomendaciones del "The National Bureau of Fire - Underwrites" nos dan valores muy altos, pues al aplicar la fórmula correspondiente necesitaríamos un gasto de 160 lts/seg.; caudal mayor que el requerido para el consumo total de la población en el día de máxima demanda.

Los demás consumos que se han asumido en los diferentes proyectos realizados en el Perú y en las normas del I.N.O.S. contemplan un rango de 12.5 lts/seg. a 16 lts/seg. por grifo para atender la demanda contra incendio, valores que se han obtenido después de analizar la frecuencia e intensidad de los incendios; clase de materiales y tipo de construcciones; densidad de población y energía empleada para la cocción de los ali-

//..

mentos (leña, cocinas a kerosene, etc.).

Conociendo las características de los materiales utilizados en la construcción moderna, así como el número de ocurrencia de siniestros en urbanizaciones, se considera como suficiente y necesario proveer la siguiente demanda:

Para el sector de viviendas:

- 2 grifos contra incendio actuando simultáneamente con una entrega de 10 lts/seg. cada uno, durante 4 horas.

Para el sector comercial y zona multifamiliar:

- 3 grifos contra incendio con entregas similares a las anteriores y actuando durante 6 horas.

Por tanto la distribución de los grifos contra incendios se ha de efectuar a fin de que un incendio en cualquier punto, sea atendido por 2 grifos simultáneamente y en la zona comercial por 3.

La presión suplementaria requerida para combatir incenu

dios deberá ser dada por las motobombas de las compañías de bomberos.

Para el cálculo de la red de distribución se ha de aplicar el criterio del "gasto coincidente" que consiste en adoptar el gasto que resulte mayor al comparar el máximo horario con el consumo en el día de máxima demanda, más el gasto para combatir incendios.

5.- PRESIONES DE SERVICIO EN LA RED DE DISTRIBUCION.-

El sistema de agua potable, como cuestión básica debe disponer de presiones tales que evite las fallas originadas por presiones muy bajas o demasiadas altas.

Especificar una presión máxima es, en principio objetable, sin embargo es deseable evitarle al usuario las dificultades que provienen de una presión excesiva, en tal razón hemos contemplado limitar la presión estática a un valor máximo de 60 m. de carga de agua (6 Kg/cm^2) lo cual evitará desperdicios derivados de presiones exageradas.

//..

Las presiones mínimas correspondientes a las horas de máximo consumo, están supeditadas a la altura de las edificaciones y a las facilidades para combatir incendios. Teniendo en cuenta estos factores, la presión mínima que asumiremos es de 15 m. (1.5 Kg/cm^2), la cual permitirá disponer de cargas adecuadas, tanto para el abastecimiento domiciliario de 2 pisos como para el suministro de agua para fines de incendio.

6.- CAUDALES DE DISEÑO.-

Para atender a la población futura que hemos calculado de 6,167 habitantes, con una dotación promedio anual de 250 lts/hab/día y adoptando una variación máxima diaria de 130% sobre la dotación promedio anual y una variación a la hora de máximo consumo de 200% en el día máximo se necesitan los siguientes caudales:

Caudal promedio diario anual.....	17.84	lts/seg.
Caudal promedio en el día de máximo consumo	23.19	" "
Caudal promedio en la hora de máximo consumo del día máximo ...	46.38	" "

//..

CAPITULO II

SISTEMA DE AGUA POTABLE

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.-

FUENTE.-

La Urbanización "Alborada" se ha de encontrar rodeada por lotizaciones que actualmente están en proceso de habilitación y otras en proyecto, constituyendo este conjunto en la actualidad un núcleo aislado de los servicios públicos generales de la Gran Lima; generado esto por las sucesivas habilitaciones de terrenos urbanos en forma aislada y sin haberse estudiado su integración colectiva. Por tal motivo, todas ellas dependen para su abastecimiento de - captación del agua del sub-suelo, disponiéndose en la zona de cuatro reservorios elevados construidos y uno por - construir.

La Urbanización Alborada dependerá consecuentemente también de la captación de aguas subterráneas para su abastecimiento, por ser la única fuente actual disponible en la

zona. En relación a este punto, cabe destacar, que la zona es excepcionalmente favorable a tal captación, por ser abundante el agua en los estratos del sub-suelo. Esta - realidad se confirma por la existencia de pozos de alto rendimiento en la zona, pudiéndose afirmar que el nivel - estático de las aguas freáticas en la zona donde ha de de sarrollarse la Urbanización, se encuentra aproximadamente a 30 metros de la superficie del terreno.

Teniendo en consideración que las obras de Ampliación del Servicio Público de Agua Potable de Lima Metropolitana es tá en ejecución, y que si bien es cierto que éllas no han considerado de inmediato abastecer a la zona de Surco, su ejecución permitirá en un futuro próximo, hacerlo, de - acuerdo a las necesidades de desarrollo del Sistema General de Agua Potable de Lima Metropolitana, en tal razón - se ha de proyectar el sistema de agua con miras a ser a- bastecidas del servicio público.

ESTUDIO HIDROGEOLOGICO DEL VALLE DE
LA CIUDAD DE LIMA

Este breve informe sobre los Recursos de Agua Subterránea en el Area de Lima fué ejecutado por el Dr. Stuart L. Schoff, del U.S. Geological Survey y el Ing°. Luis Sayán M. del Servicio Cooperativo Interamericano de Fomento, en el cual presenta la situación del área de Lima con relación a los recursos de agua subterránea y ofrece opiniones preliminares acerca de la factibilidad de desarrollo futuro de estos recursos.

TOPOGRAFIA.-

Lima y sus alrededores están situados en el cono aluvial del Río Rimac que se une con el cono del Río Chillón a pocos kilómetros al Nor-Oeste de la ciudad. Los afloramientos rocosos estériles terminales de los Andes están a 10 Km. o menos, al Sur-Este de la ciudad y en ambos lados de los valles del Rimac y Chillón. El lecho del Rimac sigue muy cerca el margen Nor-Este del cono, aguas abajo de Vitarte - que puede ser considerado como el vértice, aproximadamente

del cono. El valle del Chillón sigue más hacia la dirección Sur-Oeste que hacia la dirección Oeste y el río sigue muy cerca al lado Nor-Oeste del valle.

El alineamiento de estos dos valles sugiere que los lechos de los ríos han estado migrando del Sur al Norte. Si el Rimac siguiera el eje aparente del cono del Rimac, llegaría al Océano cerca de Magdalena Nueva, y si el río Chillón continuara la tendencia indicada por su cañón arriba de la Hacienda Punchauca, llegaría al Océano Pacífico cerca del Callao. De esta observación se deduce que el agua subterránea en el aluvión y el cono aluvial del Chillón - puede estar moviéndose principalmente hacia el lado Sur-Oeste hacia el Callao, y no hacia el lado Oeste aproximadamente a lo largo del curso presente del río.

GEOLOGIA.-

En el área de Lima, el agua subterránea se encuentra principalmente en la arena y grava aluviales, que constituyen los depósitos de los fondos de los valles de los ríos Rimac y Chillón, y de sus conos aluviales. El acantilado -

que se extiende a lo largo de la orilla del Pacífico desde Chorrillos, casi hasta el Callao revela una gran cantidad de cantos rodados y pedrones unidos por materiales de granos más finos, tales como el limo. Los materiales más finos indudablemente reducen substancialmente la permeabilidad de los depósitos aluviales y como no están distribuidos uniformemente en toda el área influyen parcialmente en la diferencia de rendimiento de los pozos. Las excavaciones efectuadas en muchos lugares de la ciudad han mostrado que la capa de piedras comienza practicamente en la superficie. El espesor del aluvi6n indudablemente difiere en forma considerable de un lugar a otro. La mayoría de los pozos de agua perforados, no llegan a la parte inferior del aluvi6n; sin embargo un pozo perforado en la Molina lleg6 a la roca a los 32 m., uno en la Hacienda - Huascata en la Carretera Central lo hizo a los 40 m. y - uno en el Rimac a los 148 m.

El lecho de roca que aflora en las estribaciones andinas en conjunto parece ser bastante impermeable. Cierta cantidad de agua podría estar contenida en fracturas, pero -

//..

probablemente no se puede disponer de ella sino en muy pequeñas cantidades, siendo la recarga efectuada muy lentamente. Durante el desarrollo del Primer Congreso Nacional de Geología llevado a cabo en Lima en 1955 se realizó una excursión geológica por los alrededores de Atocongo donde se encontró que el sub-suelo estaba formado por calizas compactas, estratificadas en bancos gruesos.

También se encontró en el área, roca metamórfica e ígnea, formando un batolito de granito y diosita.

Las rocas que se encuentran bajo el aluvión son probablemente de la misma clase y tal vez las mismas formaciones que aparecen en las estribaciones. Consecuentemente no es probable que se puedan encontrar acuíferos de gran importancia, perforando en la roca bajo el aluvión.

HIDROLOGIA.-

El aluvión, recibe agua principalmente sino en forma total de los ríos. Practicamente nada proviene de la escasa precipitación en el área inmediata o por vías subterráneas, a

//..

través de otras rocas acuíferas. Esto significa que el total del abastecimiento de agua en el área de Lima, es traída por los ríos. Significa también que el agua subterránea en Lima no constituye una fuente de abastecimiento que sea separada y distinta del abastecimiento del río y que - está íntimamente relacionada a él.

El agua del río que se infiltra en el lecho se vuelve agua subterránea. Puede reaparecer en el lecho del río, transformándose en agua superficial de nuevo; esto puede efectuarse en pocos metros o en varios kilómetros. Parte del agua usada en irrigación se infiltra debajo del suelo a la mesa de agua y por último puede ser bombeada de un pozo, o aparecer en un manantial, a la orilla del mar.

Es obvio que el agua tomada directamente del río, no tiene oportunidad de infiltrarse en el aluvión y por consiguiente no puede transformarse en agua subterránea, a no ser - que sea descargada sobre el terreno como irrigación, o sea devuelta al río.

Por otro lado cuando el agua es bombeada de pozos cercanos

//..

al río, se forma un espacio que trae como consecuencia mayor infiltración de agua del río. Si esta agua de otro modo se perdería en el Océano, esto puede considerarse como una ganancia, pero si solamente se cambia su curso normal al abastecimiento de Lima, no representa una adición neta a la cantidad disponible.

NATURALEZA DEL ALUVION, DEDUCIDA DE LOS CORTES GEOLOGICOS
DE LOS POZOS.-

De los perfiles estatigráficos existentes de los pozos que actualmente están en funcionamiento, se ha deducido que -cerca del 53% de los estratos pueden ser considerados permeables. Esta parte consiste de grava, arena y mezclas de grava y arena. Cerca del 45% se debe considerar impermeable, porque está constituido por arcilla, junto con mezclas de arcilla con grava y arena. El 2% restante es tierra vegetal, la que en la mayoría de los casos está encima de la mesa de agua y por consiguiente no es productora de agua.

Los porcentajes de las diferentes clases de material aluvial, son como sigue:

//..

<u>MATERIAL</u>	<u>PORCENTAJE</u>
Tierra vegetal	2
Grava	30
Arena	5
Grava y arena	18
Arcilla	9
Arcilla y grava	33
Arcilla y arena	<u>3</u>
TOTAL	100

CARACTERISTICAS DEL POZO DE PRUEBA.-

1.- ASPECTOS HIDROGEOLOGICOS.-

En el pozo de prueba perforado en terrenos de la Urbanización "Alborada" de 101 m. de profundidad, se ha podido constatar de acuerdo al perfil estratigráfico que el sub-suelo se encuentra formado por el acarreo de material detrítico, preferentemente de origen fluvial que se ha ido acumulando en dicha zona.

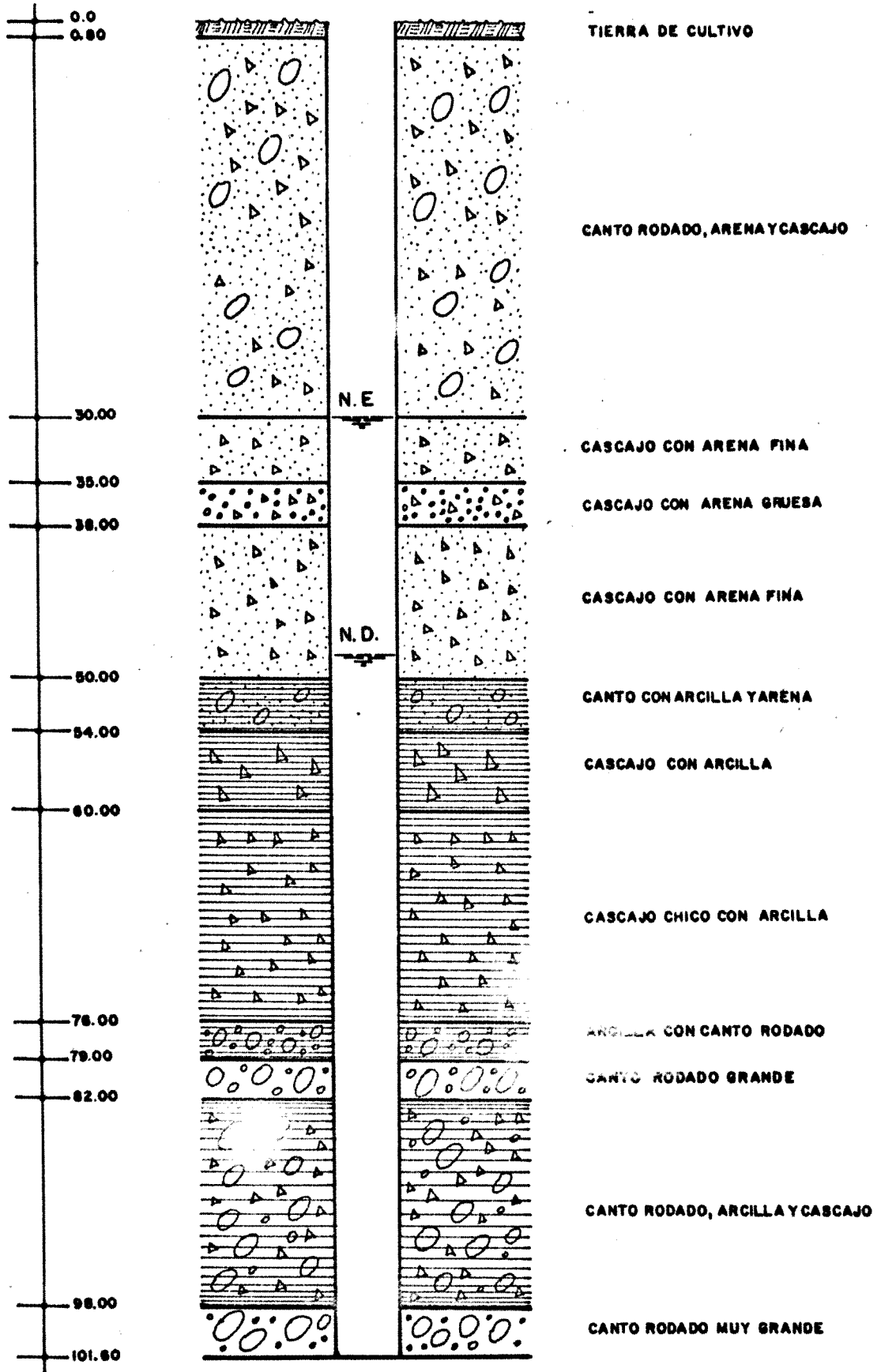
El material detrítico está constituido principalmente por gran cantidad de cantos rodados y pedrones unidos por materiales de grano más fino, tales como el limo. Esto nos indica que este material a sido transportado por la corriente del río Rimac, probablemente desde el inicio de la cuenca receptora. También se nota la presencia de arcilla limosa, la cual forma los niveles impermeables.

En el sondaje realizado hasta los 101 m. de profundidad se ha encontrado las siguientes formaciones litológicas:

//..

PERFIL ESTRATIGRAFICO

URBANIZACION ALBORADA



0.00	- -	0.80 m.	Tierra de cultivo
0.80 m.	-	30.00 m.	Canto rodado, arena y cascajo
30.00 m.	-	35.00 m.	Cascajo con arena fina
35.00 m.	-	38.00 m.	Cascajo con arena gruesa
38.00 m.	-	50.00 m.	Cascajo con arena fina
50.00 m.	-	54.00 m.	Canto rodado con arcilla y arena
54.00 m.	-	60.00 m.	Cascajo con arcilla
60.00 m.	-	76.00 m.	Cascajo chico con arcilla
76.00 m.	-	79.00 m.	Arcilla con canto rodado
79.00 m.	-	82.00 m.	Canto rodado grande
82.00 m.	-	98.00 m.	Canto rodado, arcilla y cascajo
98.00 m.	-	101.60 m.	Canto rodado muy grande

2.- GURVA DE RENDIMIENTO.-

La determinación de la curva de rendimiento sirve para indicarnos si el pozo perforado es capaz de abastecer a la Urbanización de acuerdo al caudal requerido, además de proporcionarnos datos necesarios para seleccionar la bomba que más se adapte y la unidad motriz que sea necesaria para una operación eficiente.

//..

CURVA DE RENDIMIENTO

URBANIZACION ALBORADA

60

40

20

GASTOS lts/seg

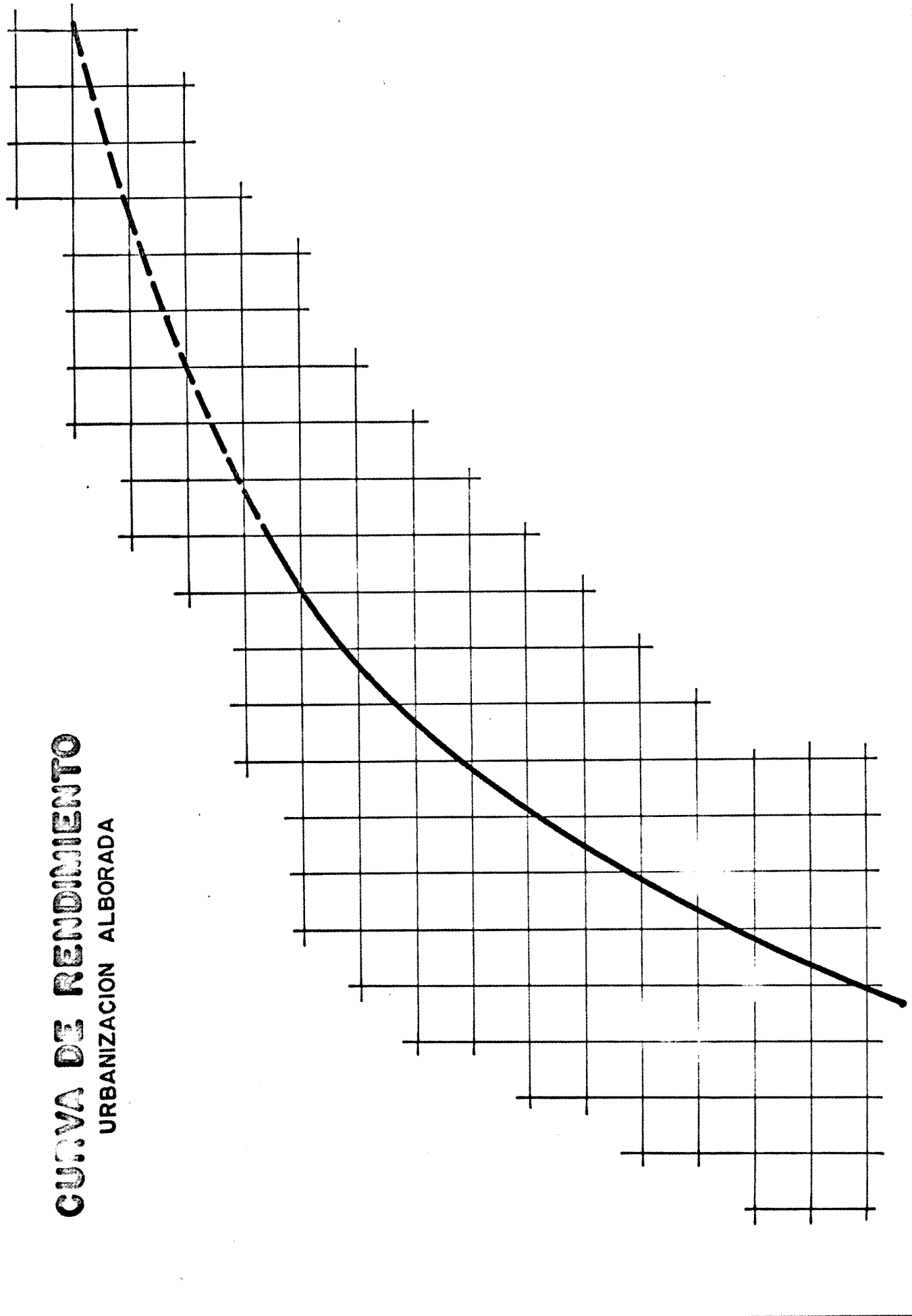
250

200

150

100

NIVEL DINAMICO (en pies)



En el dibujo adicional se ilustra la forma de indicar gráficamente los resultados de una prueba de bombeo. En ella se muestra el nivel estático que se encuentra a 32 m. (105 pies) de la superficie del terreno y la depresión máxima con un valor de 60 m. sobre el nivel del terreno para un gasto máximo de 59 lts/seg.; valores que se obtuvieron con una bomba de 300 pies de largo total.

La curva de rendimiento, se confecciona haciendo que el pozo de prueba sea bombeado inicialmente a velocidad lenta, tomándose las medidas cuando el nivel de agua y la descarga de ésta sean prácticamente constantes. Después se procede a aumentar la velocidad de la bomba y nuevamente se toman medidas cuando la descarga y el nivel del agua se tornan más o menos constantes. Este procedimiento deberá continuarse hasta que se obtiene datos completos de la característica del pozo.

Debemos de tener presente que una prueba de bombeo en un pozo proporciona información hidráulica solamente, y no da idea sobre la producción de seguridad.

INSTALACIONES DE CAPTACION.-1.- CAPACIDAD.-

El volumen de agua necesario para alimentar la red de distribución, es función directa de la capacidad del pozo.

Para calcular el caudal que hemos de captar del pozo - asumimos que la Urbanización debe ser abastecida con un buen servicio cuando en ésta se presente el consumo máximo diario y que este gasto sea constante durante - las 24 horas del día, lo que origina un volumen total de:

$$Q = 23.19 \frac{\text{lbs}}{\text{seg}} \times \frac{86,400 \text{ seg.}}{1 \text{ día}} \times \frac{1\text{m}^3}{1,000 \text{ lbs.}}$$

$$Q = 2,010 \text{ m}^3/\text{día.}$$

como hemos de hacer funcionar la bomba solamente durante 12 horas al día, el caudal que el pozo debe darnos durante este tiempo es de:

//..

$$Q = 46.4 \text{ lts/seg.}$$

al analizar la curva de rendimiento vemos que para este valor nos resulta una depresión con respecto al nivel - estático de 16 m. y al nivel de la superficie del terreno de 48 m.

2.- CALCULO DE LA PRESION DINAMICA TOTAL.-

El cálculo cuidadoso de la presión dinámica total que un sistema impone a la bomba, es factor muy importante para la correcta selección de la unidad de bombeo, de lo contrario si el cálculo es erróneo o descuidado, la bomba así seleccionada tendrá un funcionamiento que - distará mucho de ser satisfactorio. Para realizar el cálculo de la presión Dinámica Total es necesario, primero, calcular todos los factores que la integran y sumarlos después.

Alce de Aspiración Estática.- Se entiende como tal a la distancia vertical desde la superficie del agua hasta la línea central de la linterna de descarga, como -

//..

la fuente de abastecimiento es un pozo, la superficie del agua se deprime cuando la bomba está trabajando, lo cual aumenta el alce de succión estática.

En la curva de rendimiento del pozo hemos apreciado que cuando la bomba funciona para obtener un caudal de 46.4 lts/seg. el nivel dinámico que se obtiene, se encuentra a 48 m. de la superficie del terreno, valor que corresponde al alce de Aspiración Estática.

Altura Estática de Bombeo.- Puede conceptuarse como la altura comprendida entre la línea central de la linterna de descarga de la caseta de bombeo hasta el nivel máximo de agua del tanque elevado, valor que resulta ser de:

h_f = altura del tanque elevado desde el nivel del terreno al fondo de la cuba + nivel máximo de agua en el tanque.

$$h_f = 18 \text{ m.} + 6.90 \text{ m.} = 24.90 \text{ m.}$$

Fricción de la columna de agua.- Cuando el agua fluye por un tramo de tubería, la presión disminuye debido a la fricción que ocurre. Una pérdida similar por fricción se registra cuando el flujo pasa a través de acoplamientos o accesorios que tiene la tubería. Puesto que la bomba debe subsanar estas pérdidas, primero de-

terminaremos la longitud equivalente de los siguientes accesorios:

<u>Accesorios</u>	<u>Longitud equivalente (m.)</u>
2 válvulas de compuerta de 8"	2.4 m.
1 válvula check de 8"	15.6 m.
1 medidor venturi de 8"	20.8 m.
3 codos de 8" x 90°	12.6 m.
1 codo de 22 1/2° x 8"	4.2 m.
1 boquilla de 8" a 10"	1.2 m.
1 tee de 8" x 8"	12.9 m.
	<hr/>
<u>Total</u>	69.70 m.

seguidamente debemos de considerar la longitud de la tubería de impulsión, la que sumada a la anterior nos dá una longitud total de:

$$L_t = 69.70 \text{ m.} + 40 \text{ m.} = 109.70 \text{ m.}$$

La pérdida de carga que se presenta en tuberías de fo.

//..

fdo. de 8" de diámetro, con un caudal de 46.4 lts/seg., es de 1.71 m. por cada 100 m. de longitud. De lo cual se obtiene:

$$h_f = 109.7 \text{ m.} \times \frac{1.71 \text{ m.}}{100 \text{ m.}} = 1.86 \text{ m.}$$

Consecuentemente, de acuerdo con los datos calculados, la presión dinámica total es de:

$$H.D.T. = 48 \text{ m.} + 24.90 \text{ m.} + 1.86 \text{ m.}$$

que se puede aproximar a :

$$H.D.T. = 75 \text{ m.}$$

Una vez calculada la altura dinámica total y el valor del caudal requerido, podemos seleccionar la bomba que más se adapte a las necesidades del sistema.

INSTALACIONES DE SUMINISTRO.-

1.- CAPACIDAD.-

Para determinar eficazmente el tipo y tamaño de la bomba que haya de emplearse, es necesario conocer la capacidad que el equipo deberá tener. Esto se logra deter

minando previamente el flujo y la presión, es decir, - la cantidad ó volumen de agua necesario y la altura di námica total que tendrá que vencer la bomba.

En acápites anteriores hemos determinado los valores de:

$$Q = 46.4 \text{ lts/seg.}$$

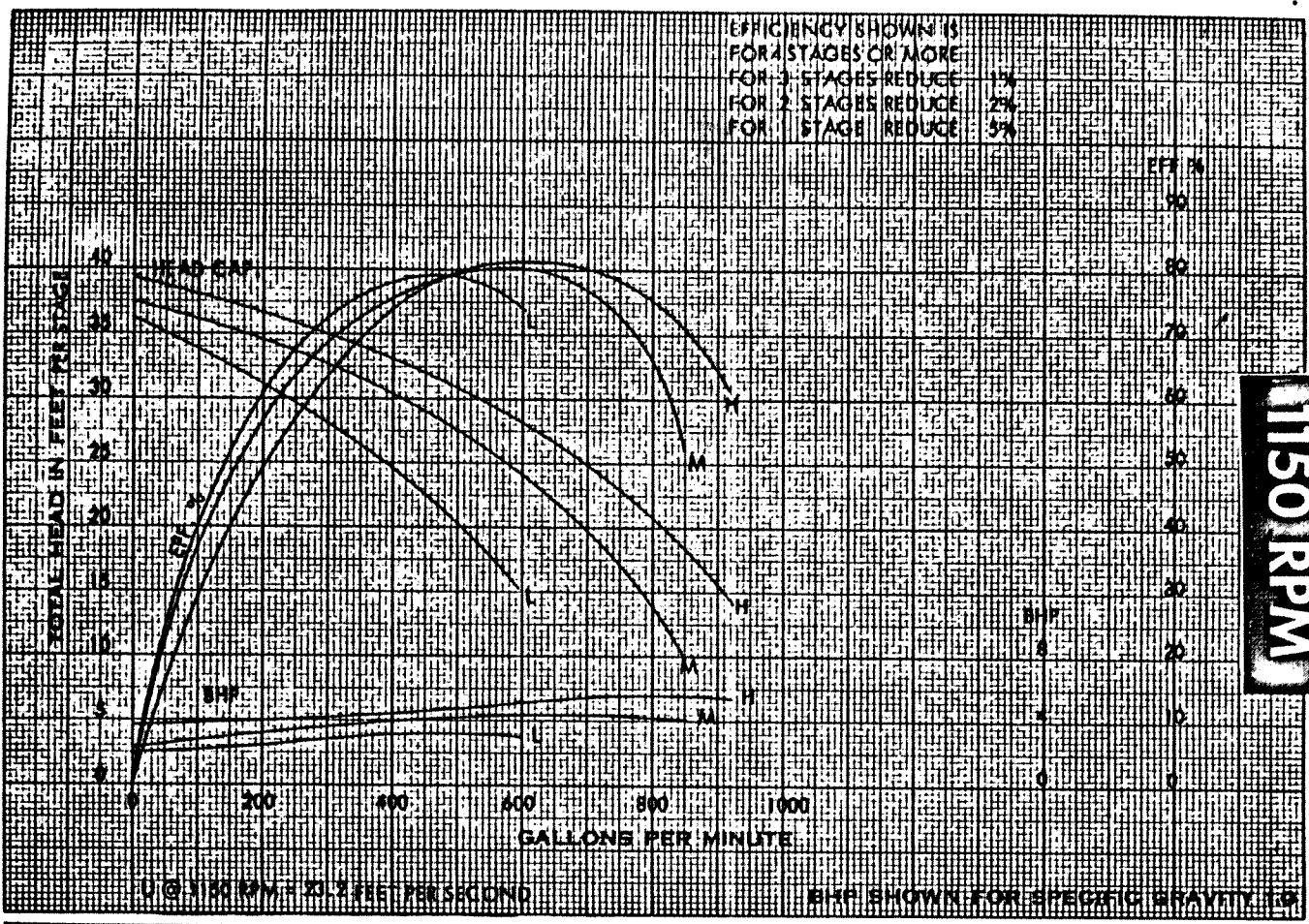
$$H.D.T. = 75 \text{ m.}$$

que corresponden al caudal necesario para abastecer el servicio (trabajando el equipo de bombeo durante 12 horas al día) y la altura dinámica total respectivamente

2.- CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO.-

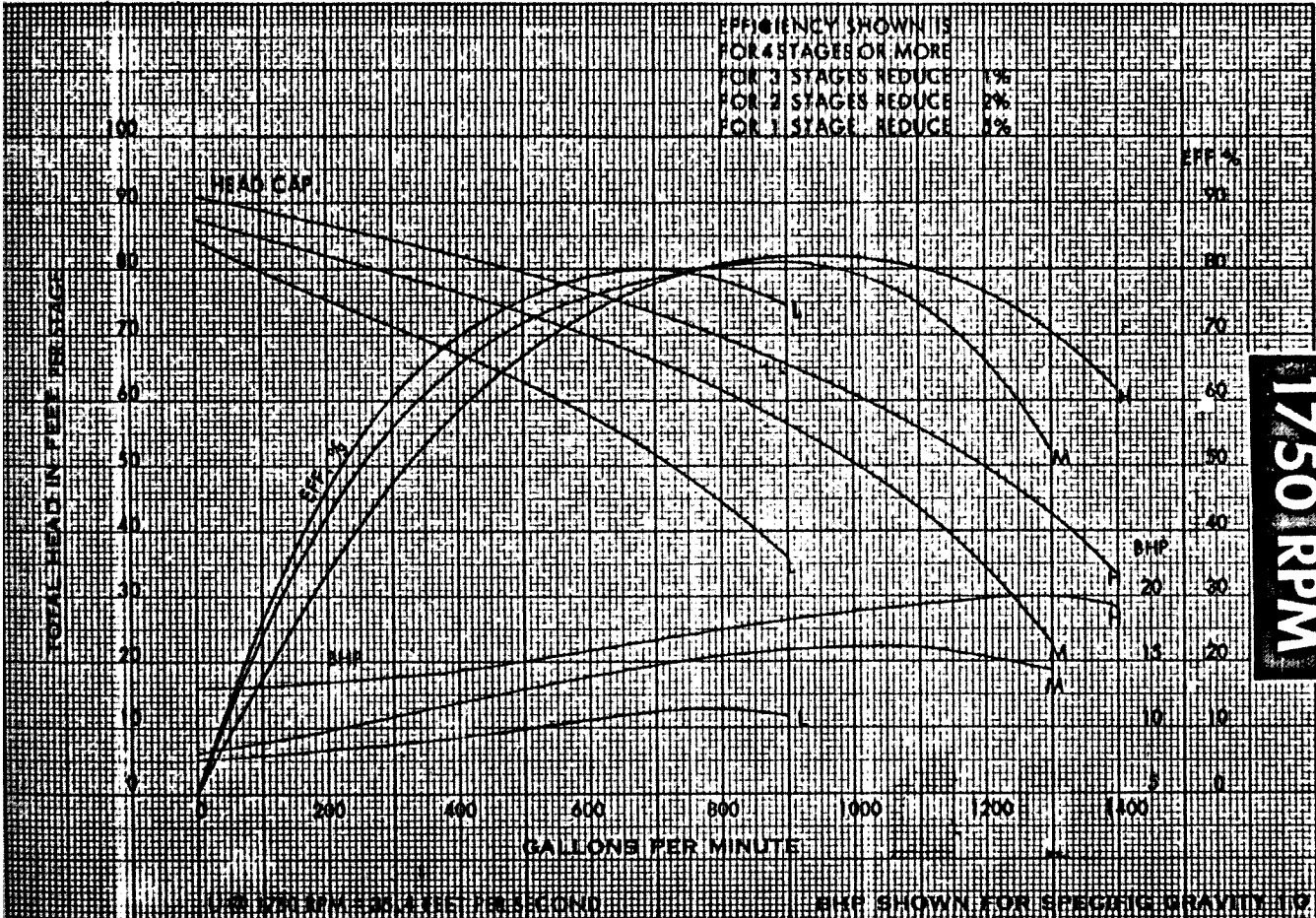
Para la determinación del equipo de bombeo que más se adapte a las características mencionadas, realizaremos un análisis comparativo entre dos bombas cuyas velocidades son de 1,150 r.p.m. y de 1,750 r.p.m. para poder seleccionar la más eficiente, en cuanto al rendimiento de la bomba y a la potencia del motor.

Del gráfico que se adjunta, se deduce que para un cau



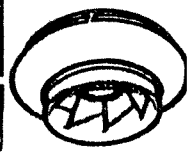
1150 RPM

PUMP SIZE AND TYPE 12" CK VTP	RPM 1150	EYE AREA = 14.6 SQ. IN. 12.0	DRAWN BY H.B.	DATE 7-5-52	BYRON JACKSON RATINGS 1938
			SUPERSEDED	DATE	



1750 RPM

PUMP SIZE AND TYPE 12" CK VTP	RPM 1750	EYE AREA = 14.6 SQ. IN. 12.0	DRAWN BY G.H.D.	DATE 12-1-52	BYRON JACKSON RATINGS 1640
			SUPERSEDED	DATE	



dal de 46.4 lts/seg. y trabajando la bomba a una velocidad de 1,150 r.p.m., origina una presión de 5 m. por elemento, es decir que es necesario una bomba de 15 elementos para vencer la presión dinámica total de 75 m. siendo su rendimiento total de 73% de eficiencia.

Análogamente a 1,750 r.p.m. harán falta sólo 4 elementos con un rendimiento de 79%.

Además en el gráfico podemos determinar que a la velocidad de 1,150 r.p.m. se requiere una potencia al freno de 4.5 H.P. por elemento, por lo tanto el caballaje necesario para la bomba, será de 72 H.P. . Del mismo modo a 1,750 r.p.m. será necesario 15 H.P. por elemento, lo que resulta que es necesario una potencia de 60 H.P. para hacer funcionar la bomba de 4 elementos. Por tanto la bomba más conveniente para el servicio previsto es la de 4 elementos, con un consumo de 60 H.P., - sin embargo esta potencia es sólo la absorbida por los elementos, a la cual debemos aumentarle aproximadamente un 10% para compensar las pérdidas de transmisión - del motor eléctrico, de lo cual resulta que es necesario un motor con una potencia de 70 H.P.

3.- CARACTERISTICA DE LA BOMBA Y DE LA TUBERIA DE IMPULSION.-

El sistema de bombeo proyectado comprende de una bomba para pozo profundo de 1,760 r.p.m. con 4 impulsores de 12" de diámetro y con un cabezal de descarga de 8" x 8" x 16 1/2"; acoplado directamente al cabezal de la bomba un motor eléctrico de 70 H.P. para corriente alterna de 220 voltios y trifásica de 60 voltios.

La bomba será capaz de obtener 46.4 lts/seg y vencer una altura dinámica total de 75 m. de los cuales 50m. corresponden al alce estático de succión y 25 m. a la presión estática de descarga y a la fricción en la columna de impulsión.

Además el sistema de bombeo a de contar con un motor adicional tipo Diesel de explosión de 80 H.P. para hacer funcionar la bomba, cuando el motor eléctrico se encuentre interrumpido por falta de energía eléctrica.

La tubería de impulsión dentro de la caseta es de hierro fundido de 8" con los siguientes accesorios:

//..

- Una unión flexible tipo Diesser de 8"
- Una válvula contra golpe de ariete de 8"
- Un medidor tipo Venturi de 8" completo, con ind
icator, registrador y totalizador de gasto.
- Una válvula de compuerta de 8".

A la salida de la caseta se efectuará el empalme con -
la red del servicio, mediante una tee de 8" x 8" del
cual un ramal unirá la caseta con el reservorio y el -
segundo a la red de agua.

Antes de la tee en mención se ha considerado otra de
8" x 6", el fin es purgar la bomba cuantas veces se -
crea necesario. Este ramal tendrá su respectiva válvu
la y estará conectada a la red de desagüe.

4.- CARACTERISTICA DE LA CASETA DE BOMBEO.-

La caseta de bombeo se ha proyectado para edificarse -
sobre el nivel del terreno, siendo sus dimensiones ex-
teriores de 7 m. x 7 m., esta área permitirá albergar
los siguientes ambientes:

//..

Sala de máquinas.- De 3.75 m. x 6.50 m., lugar donde estará ubicado el motor eléctrico y la línea de descarga con sus respectivos accesorios. Adosado en la pared se instalará el arrancador del motor y el tablero de instrumentos registradores, indicadores y de control.

La sala contará en el techo con una claraboya de 1.85 m. x 1.85 m. ubicado sobre la bomba, permitiendo que las operaciones de montaje y desmontaje se realicen más fácilmente. Además en esta sala se instalará el equipo clorador.

Depósitos.- Esta sala será destinada al almacenamiento de los cilindros de cloro; la balanza de control y de las herramientas que puedan ser necesarias en el mantenimiento de los equipos. En este ambiente se dispondrá de un detector de escape de cloro. Las medidas interiores serán de 2.50 m. x 2.80 m.

Servicios Higiénicos.- Las dimensiones de este cuarto serán de 1.40 m. x 2.50 m. y estará equipado con un lavatorio de pared y un W.C. de tanque bajo.

SISTEMA DE DISTRIBUCION.-

1.- ALMACENAMIENTO.-

En el capítulo anterior se ha determinado las condiciones que deben satisfacer el volumen total del reservorio, analizando cada uno de los puntos expuestos podemos determinar los siguientes valores:

a.- El almacenamiento de regulación deberá contar con un volumen que sea capaz de atender las variaciones horarias de la demanda de agua, equivalente a 6 horas del consumo total del día máximo, resultando este volumen de:

$$V_r = 23.19 \frac{\text{lbs}}{\text{seg.}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1,000 \text{ lbs.}} \times \frac{3,600 \text{ seg.}}{1 \text{ hora}} \times 6 \text{ Hrs.}$$

$$V_r = 500.9 \text{ m}^3$$

b.- Para mantener un volumen de reserva, se ha tenido en cuenta las características propias del servicio. Este volumen es función directa de las posibilida-

//..

des de fallas o interrupciones que se pueden presentar en la energía que alimenta al equipo de bombeo. Consideramos que la fuente de energía es confiable y no se justifica almacenar para cubrir contingencias anotadas, si tenemos en cuenta el motor Diesel de reserva.

c.- Para asegurar un volumen de reserva para combatir incendios, hemos adoptado el criterio de considerar que un desastre puede ser combatido a través de dos grifos, con una capacidad de 10 lts/seg. cada uno, durante 4 horas. Para la zona comercial y multifamiliar, seguiremos el mismo criterio ya que debemos de tener en cuenta que al entrar en funcionamiento las motobombas, baja la presión en la red, lo que trae como consecuencia una reducción en el consumo de una parte de población adyacente a la zona del siniestro, este menor consumo compensa en parte el mayor consumo para combatir el incendio. No es pues justificable adoptar mayores volúmenes para el caso de un desastre.

//..

El volumen necesario resulta ser:

$$V_i = 4 \text{ horas} \times \frac{10 \text{ lts}}{\text{seg.}} \times \frac{3,600 \text{ seg.}}{1 \text{ hora}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1,000 \text{ lts.}} \times 2$$

$$V_i = 288 \text{ m}^3$$

En total el reservorio tendrá una capacidad de:

$$V_t = V_r + V_i$$

valor que puede redondearse en:

$$V_t = 800 \text{ m}^3$$

2.- CARACTERISTICAS.-

El almacenamiento de regulación está contemplado en un sólo tanque elevado que tiene las funciones de un reservorio flotante, su capacidad es de 800 m³ y estará ubicado en la cota 128.41 m.s.n.m. que resulta ser la zona más alta de la altimetría de la Urbanización con lo cual se asegura una adecuada presión y distribución a las redes del servicio. La altura del tanque desde

//..

el nivel del terreno, al fondo de este es de 18 m. y te niendo la cuba un diámetro de 13.40 m. y una altura de 8.76 m. con un tirante máximo a los 6.90 m. y un mínimo a los 3.30 m.

El reservorio tiene tres tipos de tuberías que ingre-- san a la cuba a saber:

- a.- Una tubería de 8" de impulsión que ha de alimentar al tanque y además a de servir para abastecer a la red del sistema, provista de su respectiva válvula de cõpuerta.
- b.- Una tubería de desagüe de 8" cuya función es elimi nar el material que ha de sedimentar en el fondo - del tanque, así como vaciar el tanque cuando se - crea conveniente.
- c.- Una tubería de rebose de 8" de diámetro que en su parte superior llevará un ensanchamiento que asegu re la eliminación del gasto máximo sin producir re presamiento en la línea. Esta tubería se empalma a la tubería de desagüe del tanque después de la

válvula de compuerta respectiva. El reservorio - estará provisto de un dispositivo de flotador, el cual dará las mediciones para el indicador correspondiente que se instalará en la caseta de bombeo y desde la cual se realizará el control operativo de todo el sistema. Así mismo el nivel máximo de agua en el reservorio, accionará por medio del - flotador, la parada del equipo de bombeo y el a-rranque del mismo lo determinará el nivel mínimo de regulación. Se deberá proveer un dispositivo de alarma en la caseta que opere cuando el nivel de agua descienda del valor mínimo pre-estableci-do para el arranque del equipo de bombeo.

3.- NIVELES PIEZOMETRICOS.-

Se entiende por nivel piezométrico de un determinado punto de la red del servicio de agua a la diferencia que existe entre la cota del terreno donde está ubicado y la cota del nivel máximo de agua del tanque ele-vado. Esta altura ó presión máxima se presenta en - las horas de menor consumo, siendo de importancia su

determinación principalmente en los puntos más desfavorables.

En el cálculo del nivel piezométrico del punto A de la red de agua, determinaremos en primer término la cota del nivel máximo del tanque elevado:

Cota del terreno	128.41 m.s.n.m.
Altura hasta el fondo de la cuba.....	18 m.
Nivel superior de agua en la cuba.....	6.90 m.
	<hr/>
	153.31 m.s.n.m.

luego restamos la cota hallada de la cota del terreno donde se encuentra el punto A:

$$N_p = 153.31 \text{ m.s.n.m.} - 128.22 \text{ m.s.n.m.}$$

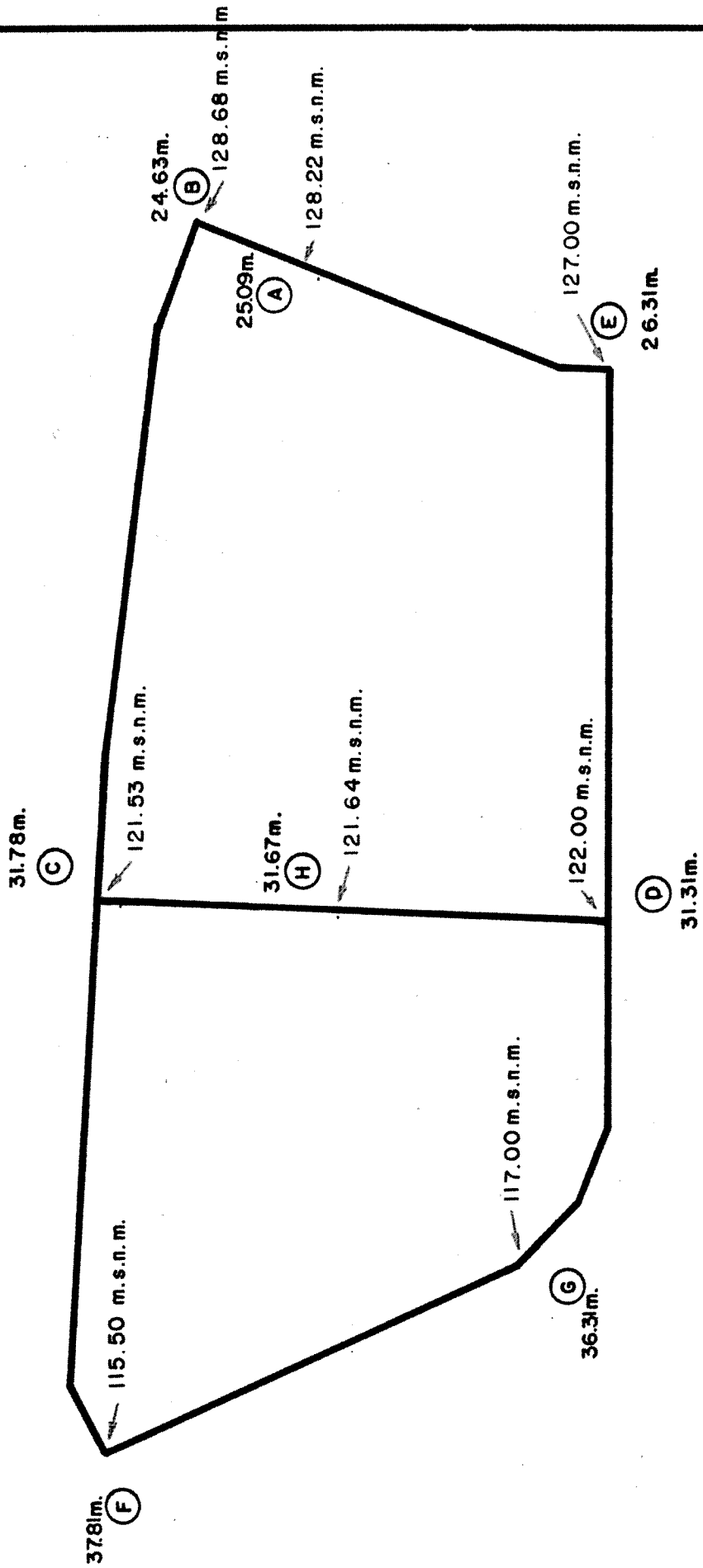
$$N_p = 25.09 \text{ m.}$$

siguiendo los mismos pasos podemos determinar los niveles piezométricos en los puntos:

//..

NIVELES PIEZOMETRICAS

RED DE AGUA



↗ COTA DEL TERRENO

<u>Punto</u>	<u>Nivel Piezométrico</u>
A	25.09 m.
B	24.63 m.
C	31.78 m.
H	31.67 m.
E	26.31 m.
D	31.31 m.
F	37.81 m.
G	36.31 m.

analizando los valores que hemos hallado podemos afirmar que la presión máxima ha presentarse en el punto - más desfavorable (F) es aceptable por ser menor al estimado como máximo en el capítulo anterior.

4.- CIRCUITOS DE DISTRIBUCION.-

Para el cálculo de la red de distribución hemos constituido dos circuitos principales que circundan interiormente a la Urbanización y se cierran en anillo con el objeto de evitar los puntos muertos de posible contaminación por falta de circulación de agua.

El trazado adoptado para los circuitos principales, lo hemos elegido con el objeto de asegurar un buen servicio para toda la Urbanización, habiéndose realizado en función de las vías proyectadas del plano de lotización.

En el dimensionamiento de las tuberías matrices ó de los circuitos principales hemos recurrido al método de Hardy Cross ó de aproximaciones sucesivas.

5.- METODO DE HARDY CROSS.-

Para la aplicación de este método se debe contar con circuitos cerrados de tuberías y tanto los caudales como las pérdidas de carga se les asigna signos positivos o negativos de acuerdo al sentido del movimiento de las agujas del reloj.

Según Hazen Williams:

$$h_f = 1.07 \frac{L \cdot Q^{1.85}}{C^1 \cdot d^{4.87}}$$

para una tubería particular se puede escribir:

//..

$$h_f = K \cdot Q^{1.85}$$

Razona el autor del método que si asumimos para un ramal un gasto inicial Q_0 , el gasto correcto Q_c en este ramal será:

$$Q_c = Q_0 + e$$

en donde "e" es el error cometido; por lo tanto la pérdida de carga correcta es:

$$h_c = K (Q_0 + e)^{1.85}$$

si desarrollamos la ecuación según el Binomio de Newton y si el error "e" cometido es pequeño, son despreciables los términos que lo contengan elevado a potencias mayores que la unidad.

Por lo tanto:

$$h_c = K \cdot Q_0^{1.85} + 1.85 \frac{K \cdot Q_0^{1.85}}{Q_0} \times e$$

En un circuito cerrado la suma algebraica de las pérdi

das de carga debe ser igual a cero, ó sea:

$$h_c = \sum h_o + 1.85 e \cdot \sum \frac{h_o}{Q_o} = 0$$

si despejamos de esta expresión el valor de "e" tenemos:

$$e = \frac{- \sum h_o}{1.85 \sum \frac{h_o}{Q_o}}$$

Ecuación que nos determina el error de aproximación - que modifica directamente al gasto inicial, y si el valor fuera relativamente grande será necesario realizar una serie de tanteos hasta conseguir un valor acepta--ble, que generalmente es del orden del 1%.

6.- APLICACION DEL METODO.-

En la aplicación de este método simplificado, se hace necesario considerar en determinados puntos del circuito principal, caudales de salida, que se calculan de acuerdo al área de influencia que puede tener cada tra

//..

mo de tubería. Para tal efecto la Urbanización fué dividida en una serie de zonas que involucraban cada una, un determinado número de lotes, asumiéndose que cada tramo de tubería debería de abastecer la zona que le corresponda.

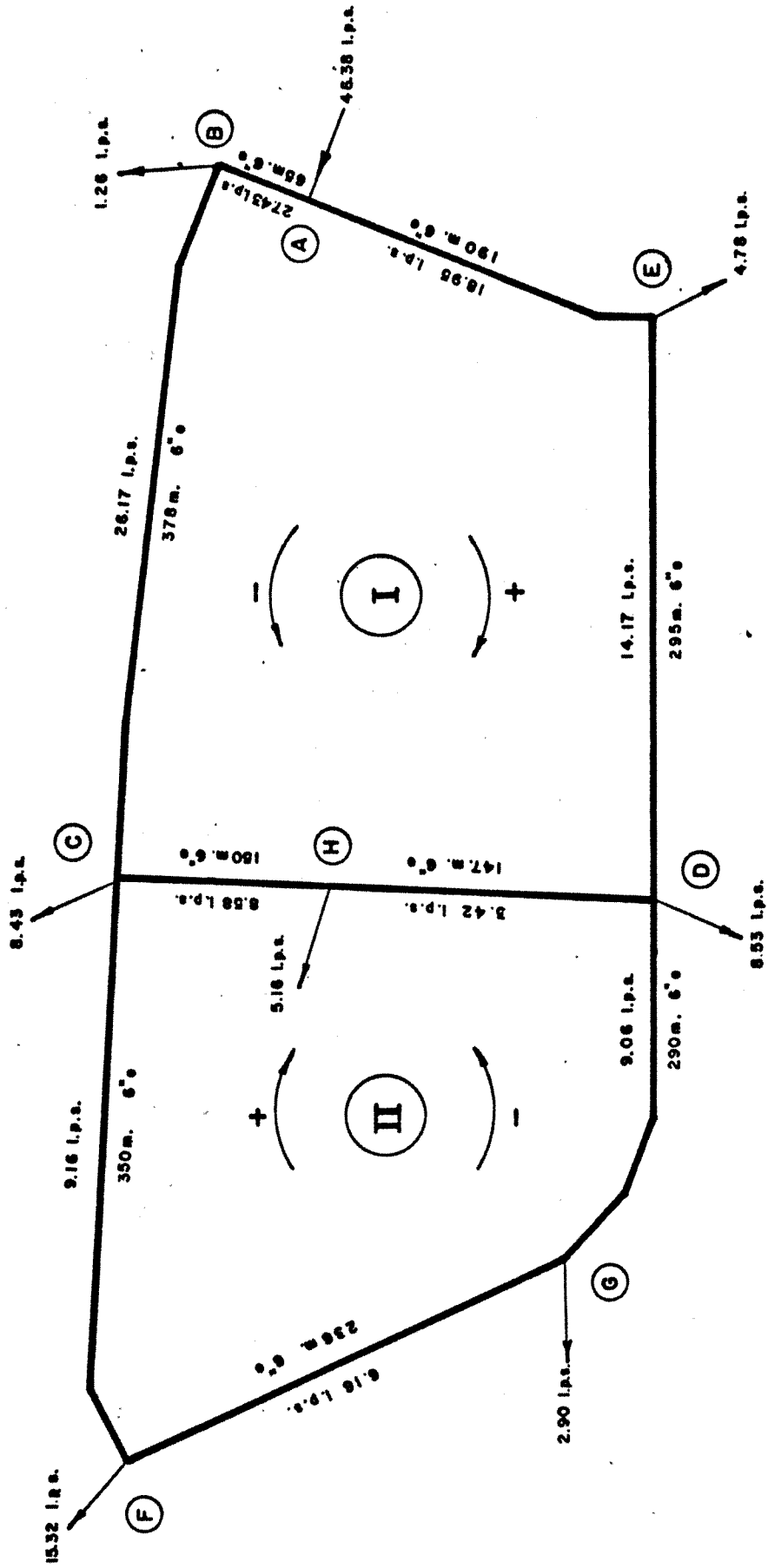
El segundo paso, es determinar el coeficiente de rugosidad y siendo la fórmula de Hazen-Williams de las más exactas, requiere para su aplicación provechosa, un cuidado especial al adoptar el coeficiente C, la tubería que ha de instalarse será de asbesto-cemento por lo cual podemos afirmar que un valor de $C = 130$ resultará bastante conservador para el dimensionamiento de las tuberías del circuito principal.

Una vez fijadas las características mencionadas, el método de Hardy Cross nos permitirá calcular el diámetro más adecuado para el circuito principal y el sentido del flujo.

Adjuntamos los resultados obtenidos, respectivamente tabulados, de los tres tanteos realizados, así como los diagramas del circuito principal, indicando el sentido del flujo.

CALCULO DE LA RED DE AGUA

METODO DE HARDY CROSS



10. TANTEO

CALCULO DE LA RED DE AGUA

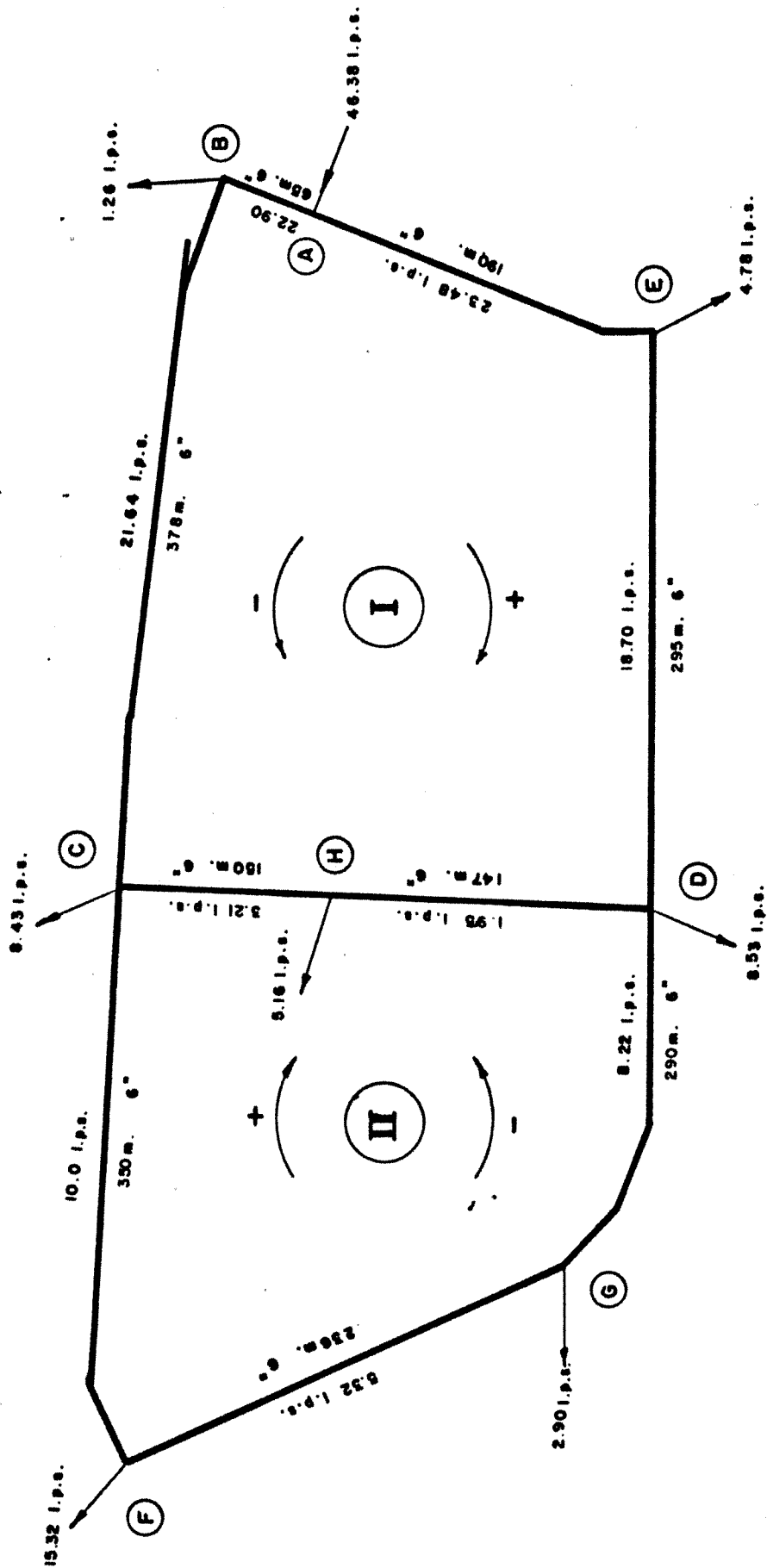
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG.(Km.)	C	Q _a	S (m/Km.)	h _o (m)	h _o /Q _a	$\Sigma h_o - \frac{\Sigma h_o \cdot Q_a}{1.85 \Sigma Q_a}$
I	AE	6"	0.190	130	+18.95	8.0	+1.52	0.08	+4.53
	ED	6"	0.295	130	+14.17	4.60	+1.36	0.10	+4.53
	DH	6"	0.147	130	-3.42	0.30	-0.04	0.01	+5.37
	HC	6"	0.150	130	-8.58	1.80	-0.27	0.03	+5.37
	CB	6"	0.378	130	-26.17	14.50	-5.48	0.21	+4.53
	BA	6"	0.065	130	-27.43	15.80	-1.03	0.04	+4.53
							$\Sigma = -3.94$	$\Sigma = 0.47$	
II	HD	6"	0.147	130	+3.42	0.40	+0.06	0.02	-5.37
	DG	6"	0.290	130	+9.06	2.10	+0.61	0.07	-0.84
	GF	6"	0.236	130	+6.16	1.0	+0.24	0.04	-0.84
	FC	6"	0.375	130	-9.16	2.10	-0.79	0.09	-0.84
	CH	6"	0.150	130	+8.58	1.80	+0.27	0.03	-5.37
								$\Sigma = +0.39$	$\Sigma = 0.25$

16. TANTEO

CALCULO DE LA RED DE AGUA

METODO DE HARDY CROSS



CALCULO DE LA RED DE AGUA

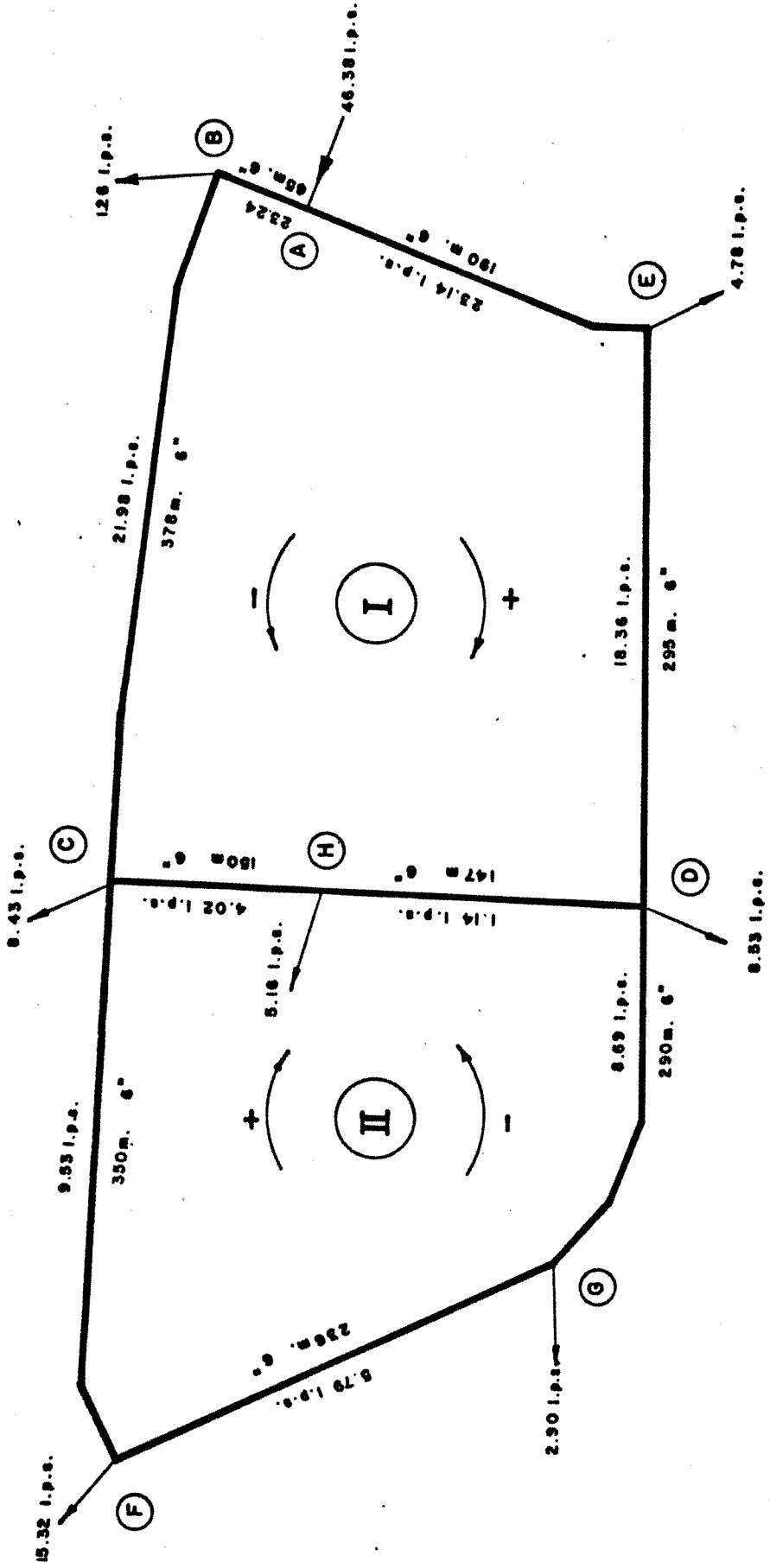
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG.(Km.)	C	Q _a	S (m/Km.)	h _a (m)	h _e /Q _a	$e = \frac{\sum h_e}{1.85 \sum Q_a}$
I	AE	6"	0.190	130	+ 23.48	11.90	+ 2.26	0.10	- 0.34
	EO	6"	0.295	130	+ 18.70	8.90	+ 2.63	0.14	- 0.34
	DH	6"	0.147	130	+ 1.97	0.10	+ 0.02	0.01	- 0.81
	HC	6"	0.150	130	- 3.21	0.30	- 0.05	0.02	- 0.81
	CB	6"	0.378	130	- 21.64	10.1	- 3.82	0.18	- 0.34
	BA	6"	0.147	130	- 22.90	11.40	- 0.74	0.03	- 0.34
						$\Sigma = +0.30$	$\Sigma = 0.48$		
II	HO	6"	0.147	130	- 1.95	0.10	- 0.02	0.01	+ 0.81
	DG	6"	0.290	130	+ 8.22	1.70	+ 0.49	0.06	+ 0.47
	GF	6"	0.236	130	+ 5.32	0.80	+ 0.19	0.04	+ 0.47
	FC	6"	0.375	130	- 10.0	2.40	- 0.90	0.09	+ 0.47
	CH	6"	0.150	130	+ 3.21	0.30	+ 0.05	0.02	+ 0.81
						$\Sigma = - 0.19$	$\Sigma = 0.22$		

2o. TANTEO

CALCULO DE LA RED DE AGUA

METODO DE HARDY CROSS



30. TANTEO

CALCULO DE LA RED DE AGUA

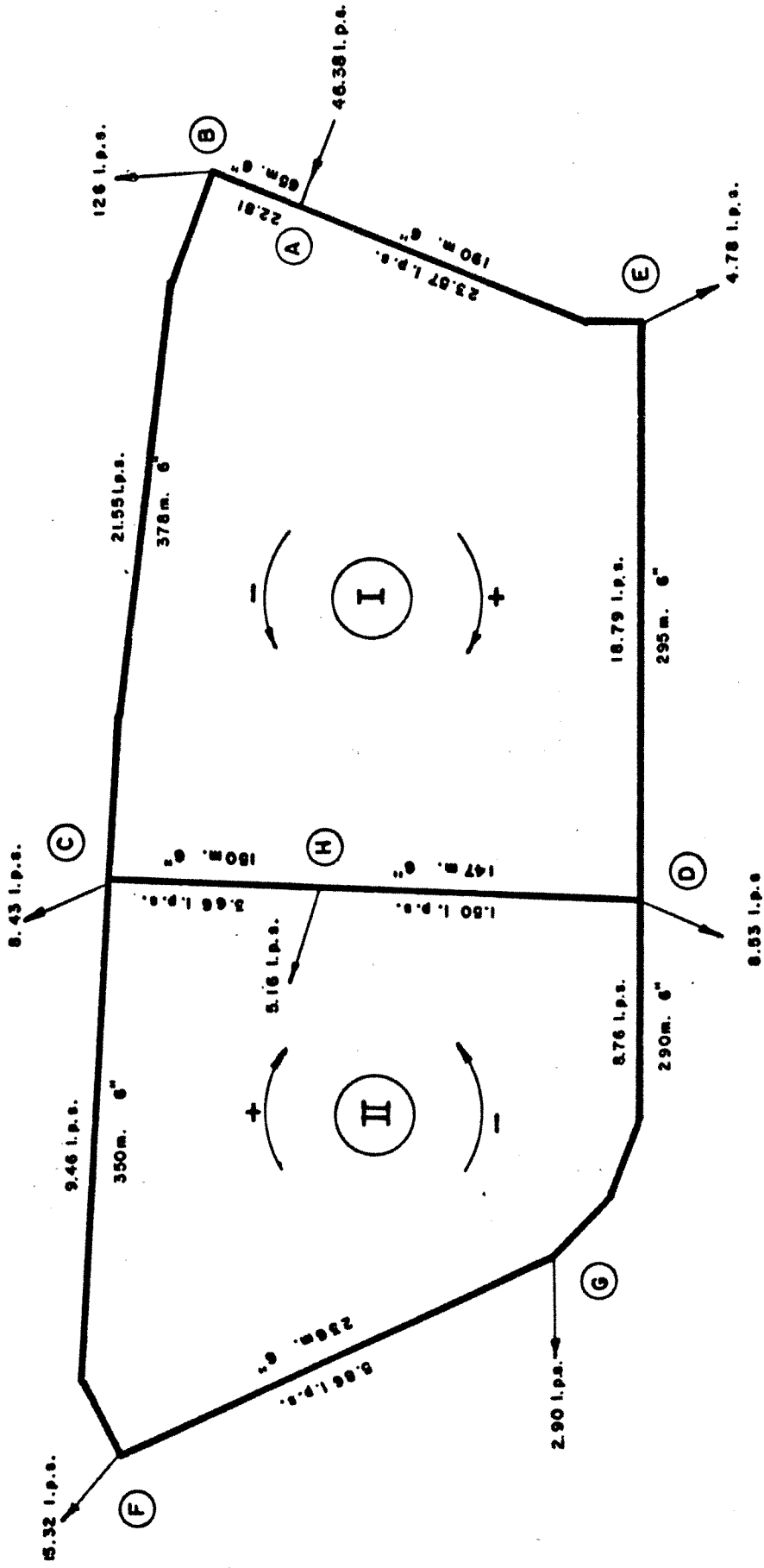
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG.(Km)	C	Q _e	S (m/Km)	h _e (m)	h _e /Q _e	$\Sigma \frac{h_e}{Q_e} \frac{L}{D^5}$
I	AE	6"	0.190	130	+ 23.14	11.5	+ 2.19	0.10	+ 0.43
	ED	6"	0.295	130	+ 18.36	7.50	+ 2.21	0.12	+ 0.43
	DH	6"	0.147	130	+ 1.14	0.10	+ 0.02	0.02	+ 0.36
	HC	6"	0.150	130	- 4.02	0.40	- 0.06	0.02	+ 0.36
	CB	6"	0.378	130	- 21.98	10.50	- 3.97	0.18	+ 0.43
	BA	6"	0.065	130	- 23.24	11.70	- 0.76	0.03	+ 0.43
							$\Sigma = - 0.37$	$\Sigma = 0.47$	
II	HD	6"	0.147	130	- 1.14	0.10	- 0.02	0.02	- 0.36
	DG	6"	0.290	130	+ 8.69	1.90	+ 0.55	0.06	+ 0.07
	GF	6"	0.236	130	+ 5.79	0.90	+ 0.21	0.04	+ 0.07
	FC	6"	0.375	130	- 9.53	2.20	- 0.83	0.09	+ 0.07
	CH	6"	0.150	130	+ 4.02	0.40	+ 0.06	0.02	- 0.36
							$\Sigma = - 0.03$	$\Sigma = 0.23$	

3. TANTEO

CALCULO DE LA RED DE AGUA

METODO DE HARDY CROSS



SOLUCION

7.- PERDIDA DE CARGA.-

Cuando un líquido o fluido, circula por una tubería con un caudal Q . dado, se constata que entre dos secciones cualesquiera aparece un desnivel piezométrico, debido a diversos factores que dependen de las características - de la tubería, del caudal que circula, etc.

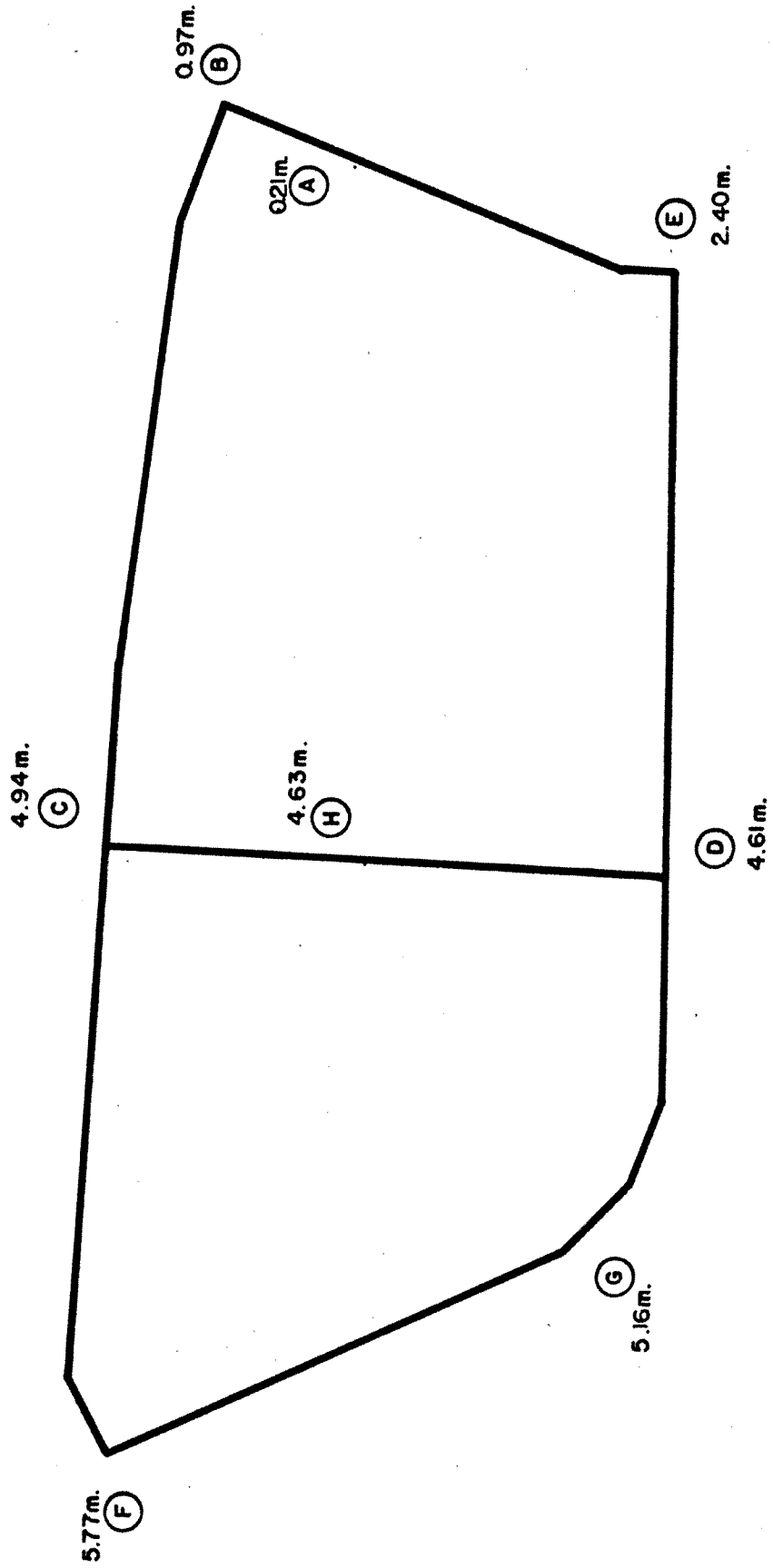
Del último tanteo del desarrollo del Método de Hardy - Cross hemos calculado para los diferentes nudos del sistema, las pérdidas de cargas acumuladas desde el nivel - mínimo de regulación en el tanque; pérdidas que son debidas principalmente a las resistencias opuestas por las paredes internas de los conductos, a la corriente - del flujo.

Los valores obtenidos son:

<u>Punto</u>	<u>Pérdida de carga</u>
A	0.21 m.
B	0.97 m.
C	4.94 m.
H	4.63 m.

//..

PERDIDAS DE CARGA RED DE AGUA



<u>Punto</u>	<u>Pérdida de carga</u>
D	4.61 m.
E	2.40 m.
F	5.77 m.
G	5.16 m.

La pérdida de carga hasta el punto más desfavorable (F) con respecto al tanque de almacenamiento es de 5.77 m.

8.- CARGAS DE SERVICIOS.-

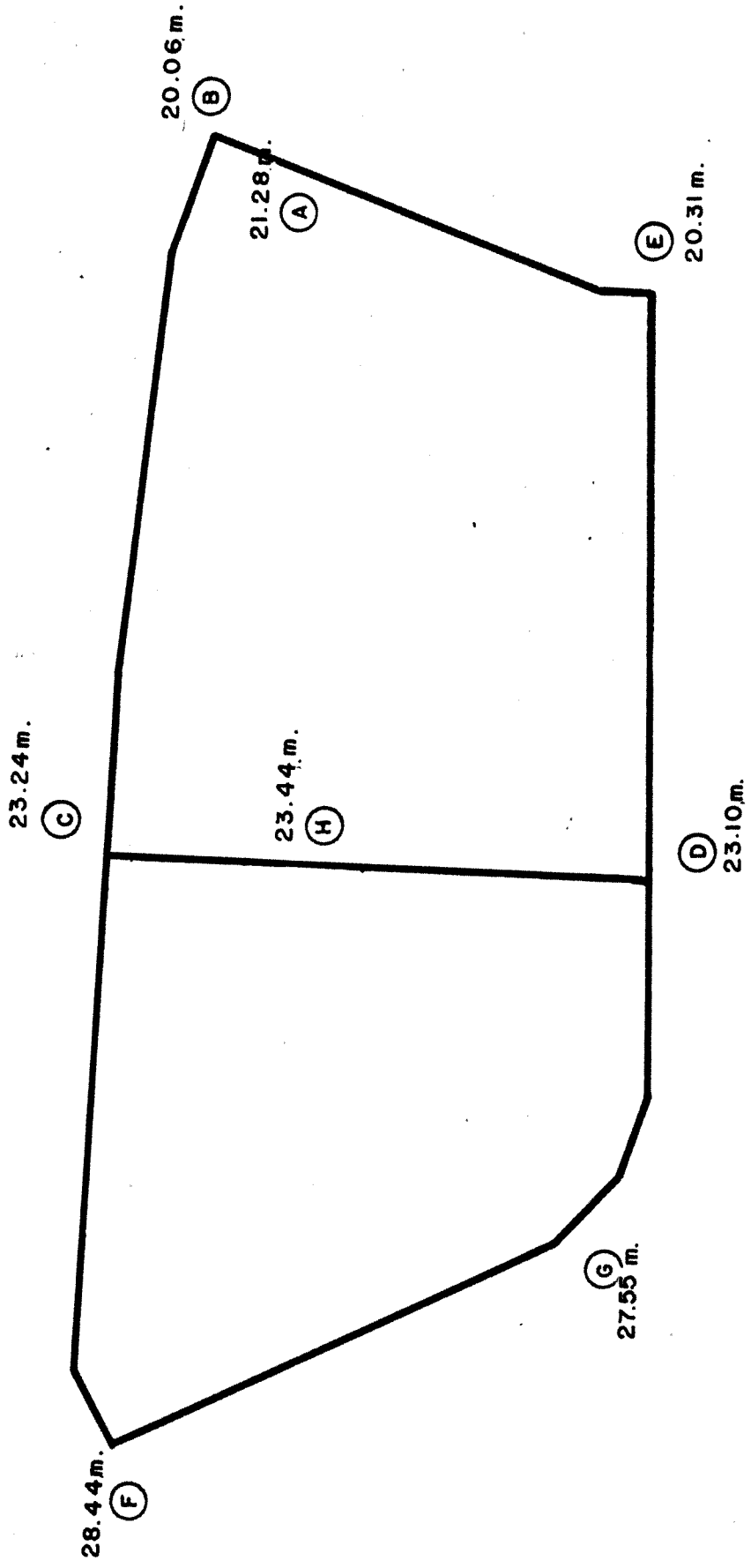
La carga de servicio en un determinado punto de la red de distribución, se define como la diferencia que existe entre el plano horizontal del nivel mínimo de descarga del tanque elevado y la pérdida de carga en el correspondiente punto.

El resultado de las cargas de servicios en los diferentes puntos de salida de la red son:

<u>Punto</u>	<u>CARGAS DE SERVICIOS</u>
A	21.28 m.
B	20.06

COTAS PIEZOMETRICAS

RED DE AGUA



<u>Punto</u>	<u>CARGAS DE SERVICIOS</u>
C	23.24 m.
H	23.44 m.
D	23.10 m.
E	20.31 m.
F	28.44 m.
G	27.55 m.

los valores obtenidos, nos demuestra que la red ha de contar con una adecuada presión de servicio en toda la Urbanización.

9.- CALCULO DE LAS CARGAS DISPONIBLES, CUANDO SE PRESENTA EL CAUDAL DE INCENDIO.-

En el cálculo de los circuitos principales de la red de distribución, no contemplamos en ningún punto de la Urbanización la presencia de un siniestro, ó sea - no determinamos si los diámetros calculados eran capaces de darnos cargas disponibles por encima de la -

//..

presión mínima, cuando se presente un incendio.

En el presente cálculo asumiremos que se origina un incendio, no en el punto más desfavorable por estar muy cerca al reservorio, sino en el punto más alejado y verificar si las cargas disponibles resultan mayores - que las mínimas.

El caudal que ha de incrementarse en la salida F de la red es de 20 lts/seg. por habernos adoptado en las condiciones de diseño que un incendio en cualquier punto, sea atendido por dos grifos simultáneamente con una entrega de 10 lts/seg. cada uno.

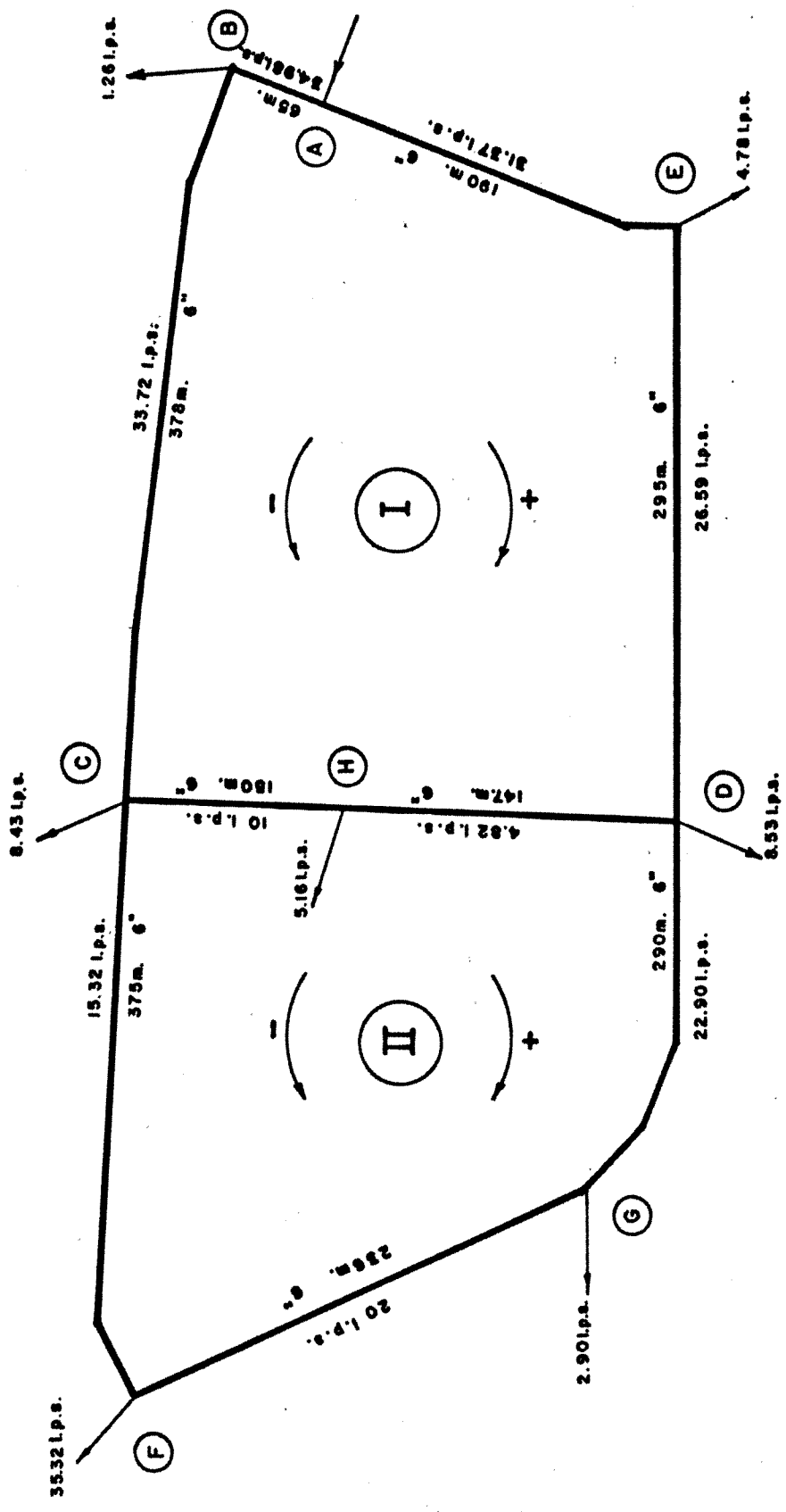
Adjuntamos para este caso particular, los diferentes tanteos realizados por el método de Hardy Cross, así como los resultados finales que indicamos a continuación:

<u>Punto</u>	<u>Nivel Piezométrico</u>	<u>Pérdida de carga</u>	<u>CARGAS DISPONIBLES</u>
A	25.09 m.	0.21 m.	17.98 m.
B	24.63 m.	1.63 m.	16.10 m.

//..

CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

EN CASO DE PRESENTARSE UN SINIESTRO



l. TANTEO

CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

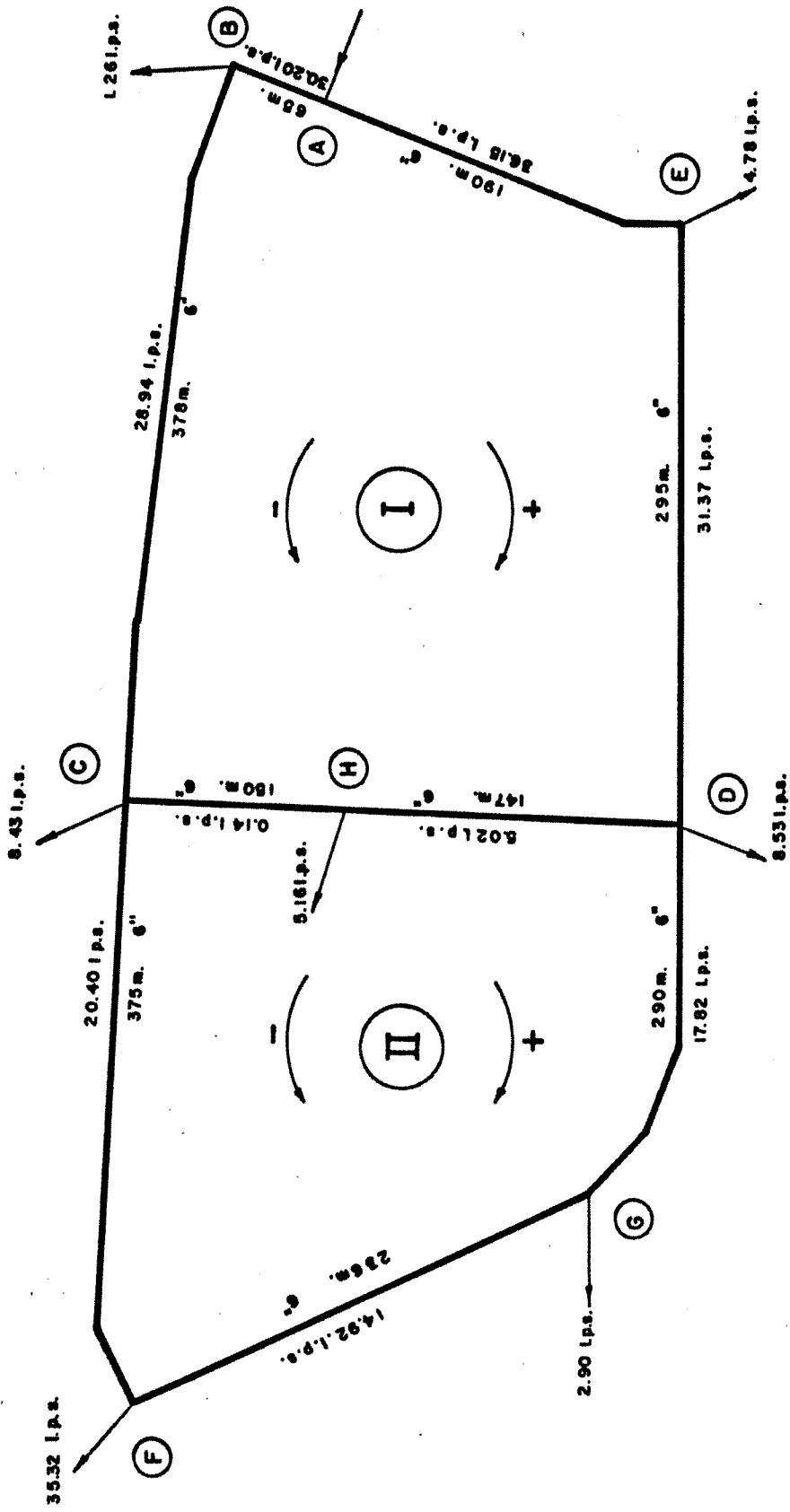
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG.(Km.)	e	Qa.	S(m/Km.)	ho.(m)	ho./Qa.	$\sum ho. \frac{ho.}{185 \sum Qa.}$
I	AE	6"	0.190	130	+ 31.37	19.7	+ 3.75	0.12	+ 4.78
	ED	6"	0.295	130	+ 26.59	15.3	+ 4.50	0.17	+ 4.78
	DH	6"	0.147	130	- 4.84	0.7	- 0.10	0.02	+ 9.86
	HC	6"	0.150	130	- 10.	2.40	- 0.36	0.04	+ 9.86
	CB	6"	0.378	130	- 33.72	23.04	- 12.80	0.38	+ 4.78
	BA	6"	0.065	130	- 34.98	24.7	- 2.26	0.09	+ 4.78
							$\sum ho. = -7.27$	$\sum \frac{ho.}{Qa.} = 0.82$	
II	HD	6"	0.147	130	+ 4.84	0.70	+ 0.10	0.02	- 9.86
	DG	6"	0.290	130	+ 22.90	11.40	+ 3.30	0.14	- 5.08
	GF	6"	0.236	130	+ 20	8.80	+ 2.08	0.10	- 5.08
	FC	6"	0.375	130	- 15.32	5.10	- 1.91	0.12	- 5.08
	CH	6"	0.150	130	+ 10	2.40	+ 0.36	0.04	- 9.86
								$\sum ho. = +3.93$	$\sum \frac{ho.}{Qa.} = 0.42$

lo. TANTEO

CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

EN CASO DE PRESENTARSE UN SINIESTRO



CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

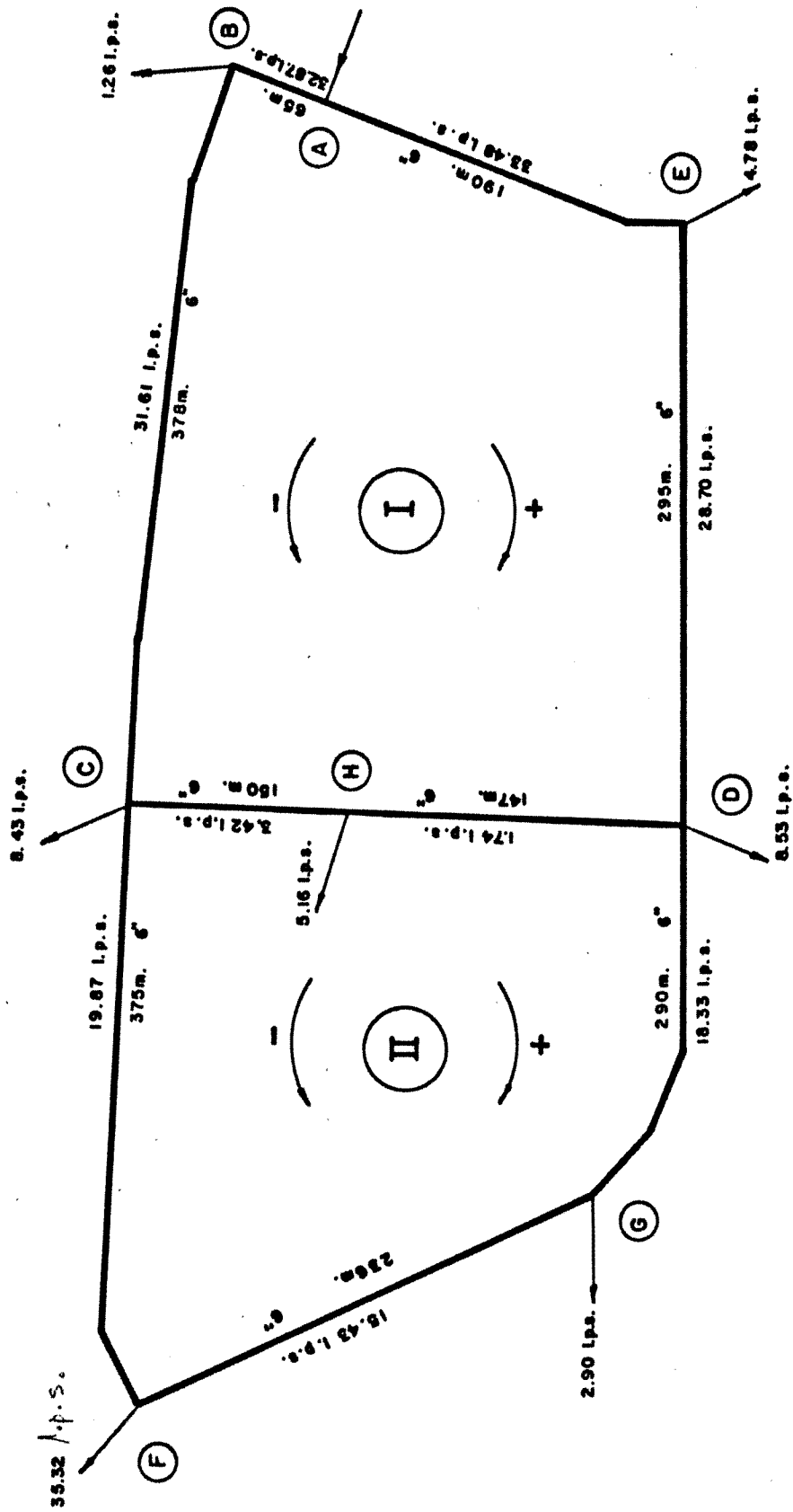
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG. (Km.)	C	Q _s	S (m/Km.)	h _o (m)	h _o /Q _s	$\Sigma h_o = \frac{\Sigma h_o}{1.85 \Sigma \frac{h_o}{Q_s}}$
I	AE	6"	0.190	130	+ 36.15	26.0	+ 4.94	0.14	- 2.67
	ED	6"	0.295	130	+ 31.37	19.70	+ 5.18	0.19	- 3.28
	DH	6"	0.147	130	+ 5.02	0.70	+ 0.10	0.02	- 3.28
	HC	6"	0.150	130	- 0.14	0.0	- 0.0	0.0	- 3.28
	CB	6"	0.378	130	- 28.94	17.40	- 6.58	0.23	- 2.67
	BA	6"	0.065	130	- 30.20	18.60	- 1.20	0.04	- 2.67
							$\Sigma h_o = + 3.07$	$\Sigma \frac{h_o}{Q_s} = 0.62$	
II	HD	6"	0.147	130	- 5.02	0.70	- 0.10	0.02	+ 3.28
	DG	6"	0.290	130	+ 17.82	7.20	+ 2.08	0.12	+ 0.51
	GF	6"	0.236	130	+ 14.92	5.10	+ 1.24	0.08	+ 0.51
	FC	6"	0.375	130	- 20.40	9.60	- 3.60	0.18	+ 0.51
	CH	6"	0.150	130	+ 0.14	0.0	+ 0.0	0.0	+ 3.28
							$\Sigma h_o = - 0.38$	$\Sigma \frac{h_o}{Q_s} = 0.40$	

2o. TANTEO

CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

EN CASO DE PRESENTARSE UN SINIESTRO



CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

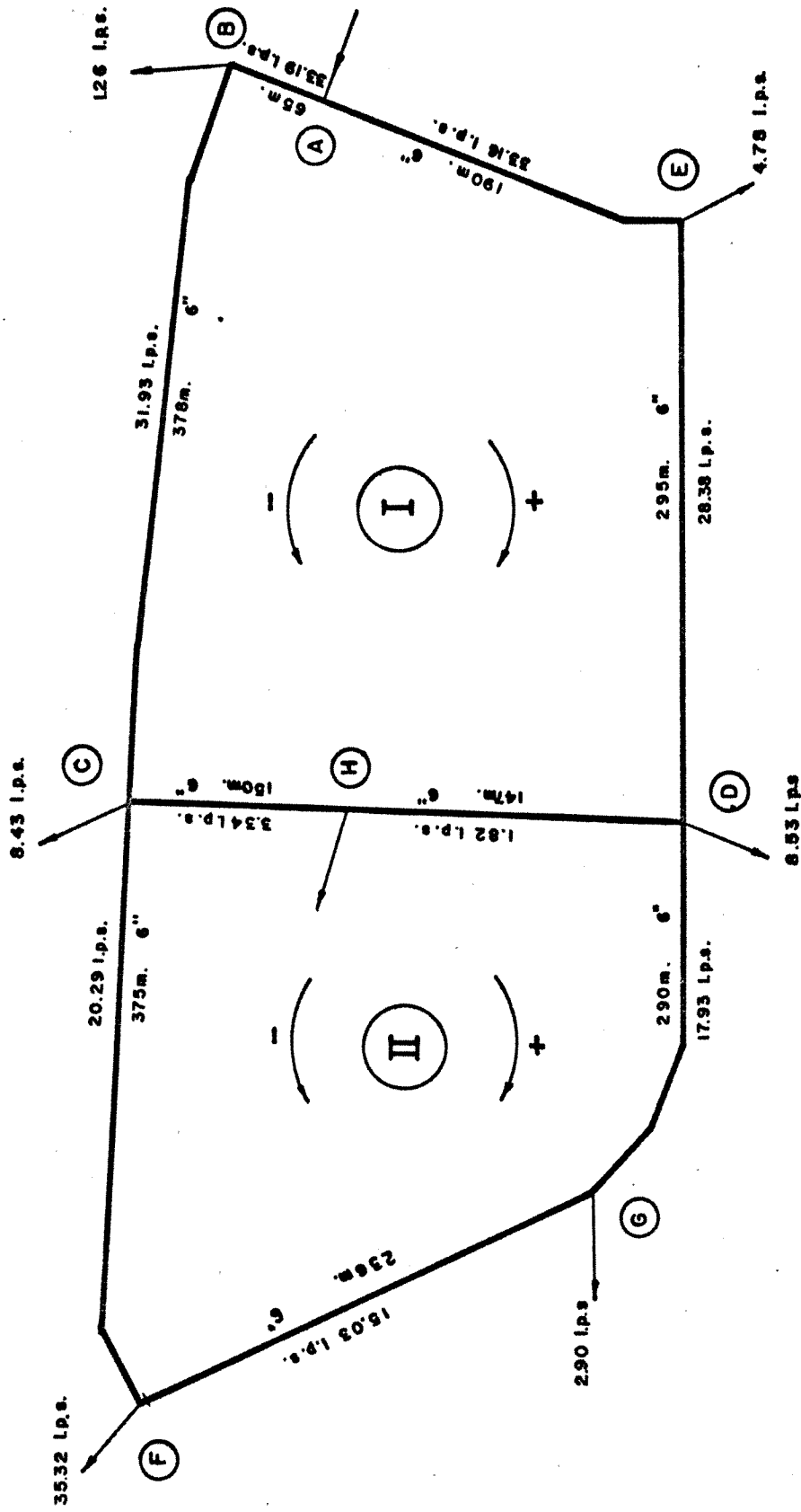
METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO	LONG.(Km.)	c	Qe.	S(m/Km.)	h _o (m)	h _o /Q _e	$\sum \frac{h_o}{Q_e} = -\frac{1.85 L Q_e^{1.85}}{C^4 D^5}$
I	AE	6"	0.190	130	+ 33.48	25.0	+ 4.20	0.14	- 0.32
	ED	6"	0.295	130	+ 28.70	18.0	+ 4.90	0.19	- 0.32
	DH	6"	0.147	130	+ 1.74	0.0	0.0	0.0	+ 0.08
	HC	6"	0.150	130	- 3.42	0.33	- 0.05	0.15	+ 0.08
	CB	6"	0.378	130	- 31.61	20.50	- 7.15	0.25	- 0.32
	BA	6"	0.065	130	- 32.87	22.0	- 1.42	0.04	- 0.32
							$\sum h_o = +0.22$	$\sum \frac{h_o}{Q_e} = 0.77$	
II	HD	6"	0.147	130	- 1.74	0.0	0.0	0.0	- 0.08
	DG	6"	0.290	130	+ 18.33	7.50	+ 2.18	0.12	- 0.40
	GF	6"	0.236	130	+ 15.43	6.50	+ 1.53	0.10	- 0.40
	FC	6"	0.375	130	- 19.89	9.0	- 3.36	0.17	- 0.40
	CH	6"	0.150	130	+ 3.42	0.33	+ 0.05	0.15	- 0.08
							$\sum h_o = +0.40$	$\sum \frac{h_o}{Q_e} = 0.54$	

3. TANTEO

CALCULO DE LAS COTAS PIEZOMETRICAS

EN CASO DE PRESENTARSE UN SINIESTRO



SOLUCION

<u>Punto</u>	<u>Nivel Piezométrico</u>	<u>Pérdida de carga</u>	<u>CARGAS DISPONIBLES</u>
C	31.78 m.	8.78 m.	16.10 m.
H	31.67 m.	8.83 m.	15.94 m.
E	26.31 m.	4.41 m.	15.00 m.
D	31.31 m.	9.31 m.	15.10 m.
F	37.81 m.	12.14 m.	18.77 m.
G	36.31 m.	11.49 m.	17.92 m.

Si analizamos los resultados obtenidos, podemos afirmar que la presencia de un siniestro en cualquier punto de la Urbanización, no ha de originar presiones menores que la mínima.

10.- ELEMENTOS DE CONTROL.-

La red del sistema, está provista de válvulas, en número y distribución tal, que no quede fuera de servicio tramos mayores de 300 m., para los casos en que sea preciso realizar reparaciones u otras clases de trabajos en dicho sector.

//..

Las válvulas serán del tipo compuerta, de fierro fundido, montadas en bronce, con guarniciones de este mismo material, con dado de operación cambiable y - tornillo interior de bronce forjado, para presión mínima de trabajo de 10 atmósferas y de conformidad - con las especificaciones de la "American Water Works Association".

Las válvulas irán en cajas especiales de fierro fundido, para protegerlas del medio ambiente.

El número de válvulas necesarias que hemos instalado es de:

<u>Diámetro</u>	<u>Número</u>
8"	2
6"	5
4"	52

Los grifos contra incendio están distribuidos en forma tal, que la distancia entre dos de ellos no es mayor de 200 m. y que la presencia de un siniestro en cualquier punto, ha de ser atendido por dos grifos,

//..

con longitudes de mangueras de 150 m. como máximo. -
Se instalará una válvula de compuerta de 4" en el ra
mal de la tubería que alimenta al grifo.

Los grifos contra incendio serán del tipo hidrante -
(poste) de dos boquillas para conexiones de 2 1/2" y
una de 4 1/2" para succión con motobomba, con enlace
de bayoneta y con desagüe automático, llevarán en su
base un codo terminal de campana para conexión con
tuberías de 4".

Los grifos deberán cumplir con las especificaciones
de la "American Water Works Association", habiéndose
utilizado en el proyecto un total de 14 unidades.

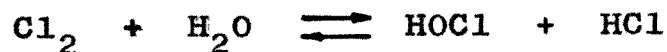
11.- DESINFECCION.-

Para la desinfección del agua a distribuirse a la po
blación, recomendamos el uso del Cloro, las razones
de su empleo se debe primordialmente a su economía,
seguridad y a no ofrecer grandes dificultades en su
manipulación.

//..

Los métodos de aplicación pueden ser en forma directa o indirecta, en la primera el cloro gaseoso se inyecta directamente en el agua mediante una boquilla especial; en la segunda el gas se mezcla primero con una pequeña cantidad de agua, y esta mezcla se inyecta en la tubería, también mediante una boquilla especial.

La desinfección se debe a la reacción del agua con el cloro, como lo demuestra la siguiente ecuación química:



El ácido hipocloroso HOCl, se disocia rápidamente en ácido clorhídrico HCl y en oxígeno nascente O.; siendo los compuestos de cloro los que oxidan a la materia orgánica contenida en el agua; oxidación que exige practicamente 10 minutos para completarse y transcurrido ese tiempo debe guardar un excoeso de 0.1 a 0.2 p.p.m. de cloro para que asegure una buena desinfección, y de esa manera evitar la re-infección del agua ó contaminaciones secundarias.

El dosaje de cloro, necesario para una buena desinfección, es función directa de la calidad del agua, y se determina mediante ensayos con solución de ortotoluidina, que consiste en determinar el Cloro residual que el agua contiene, después de 10 minutos de contacto y verificar si este valor oscila entre los rangos deseados de 0.1 a 0.2 p.p.m. de Cloro.

12.- CLORINADOR.-

Para seleccionar el equipo de cloración es indispensable conocer además del gasto máximo (46.4 lts/seg.), el suministro que permita satisfacer el exceso de cloro residual deseado en la red de distribución.

La demanda de cloro depende de muchas variables, sin embargo para la pre-selección de los cloradores se puede considerar que para el tipo de captación en nuestro caso particular, es suficiente de 0.5 a 1 p.p.m.

En el comercio se encuentra una diversidad de tipos

//..

de cloradores, el que se instalará en la Urbanización, tendrá las siguientes características:

- a.- De acuerdo a la forma de operación, el clorador será semi-automático ó sea la tasa de cloración se ajusta a mano, pero la partida y detención son automáticos.

- b.- Por la forma de inyectar el cloro, el clorador será de solución ó sea el gas se disuelve previamente en agua y se conduce en solución acuosa hasta el punto de aplicación.

- c.- De acuerdo a los principios de acción, el clorador será de vacío.

CARACTERISTICAS GENERALES DEL SISTEMA.-

El sistema de agua proyectado contempla las siguientes características principales:

CAPTACION.-

La captación se hará aprovechando las aguas del sub-

//..

suelo, por ser la única fuente disponible en la zona y el caudal que deberá rendir el pozo según las necesidades de la Urbanización es de 46.4 lts/seg.

CASETA DE BOMBEO.-

La caseta de bombeo ha de contar con una bomba para pozo profundo tipo turbina, de 1,760 r.p.m. compuesto de 4 impulsores de 12" de diámetro, al cual irá acoplado directamente en el cabezal un motor eléctrico de 70 H.P., capaz de vencer una altura dinámica total de 80 m. La Tubería de impulsión será de 8" y contará con sus respectivos accesorios.

La caseta tendrá como medidas exteriores 7 m. x 7 m. y contará con una sala de máquinas, un depósito y un cuarto de servicios higiénicos.

ALMACENAMIENTO.-

El almacenamiento de regulación tendrá la función de un reservorio flotante cuya capacidad será de 800 m³. correspondiendo 500m³ a las variaciones horarias del

//..

consumo doméstico y 300 m³ como reserva contra un posible incendio. El reservorio estará ubicado en la cota 128.41 m. s.n.m. y con una altura de 18 m. desde el nivel del terreno al fondo del tanque.

RED DE DISTRIBUCION.-

La red estará formada por dos circuitos principales - que cierran en anillo de 6" de diámetro y el resto por tuberías de relleno de 4".

La red estará provista de válvulas y grifos contra incendio distribuidos adecuadamente, permitiendo que no quede fuera de servicio, tramos mayores de 300 m. en caso de reparaciones y de 200 m. la distancia de los grifos en caso de un siniestro.

CAPITULO III

SISTEMA DE AGUA SERVIDA

DATOS BASICOS DE DISEÑO.-

De una manera general, se tomarán como base para el diseño de la red de colectores los mismos criterios que se han considerado en el proyecto de agua potable en lo referente a densidad, dotación y variaciones de consumo. Estas especificaciones son:

Población servida	6,167 Hab.
Dotación promedio	250 lts/hab./día.
Gasto máximo diario	130 % del prom. anual
Gasto máximo horario	200 % " " "
Porcentaje de agua que llega a los colectores	80 %

En relación a lo asumido con respecto al porcentaje que llega a la red de desagüe, hemos considerado que un 20 % del caudal de agua consumido no llega a los colectores, debido generalmente a: riego de jardines, lavado de calles, pérdidas por uniones mal calafateadas, tanto en la de agua

como de desagüe, buzones permeables y roturas de tuberías.

En el diseño de la red de desagüe se han considerado las siguientes pendientes mínimas que aseguran una velocidad de 0.60 m/seg. cuando el gasto alcanza los valores indicados en la tercera columna de la tabla siguiente:

<u>Diámetro</u>	<u>Pendiente</u>	<u>Gasto Mínimo</u>
8"	5.2 ‰	23 lts/seg.
10"	3.7 ‰	37 lts/seg.
12"	2.8 ‰	50 lts/seg.
14"	2.3 ‰	70 lts/seg.
16"	1.8 ‰	90 lts/seg.
20"	1.4 ‰	150 lts/seg.

En los tramos de origen, la pendiente mínima será de 10‰ no habiéndose considerado en el diseño el empleo de cajas de lavado u otro dispositivo de limpieza, por contar el terreno con adecuada pendiente.

Con el objeto de tener un factor de seguridad en la ejecución del proyecto, los colectores deberán trabajar para -

//..

gastos máximos a $3/4$ de diámetro de la tubería. Además no hemos adoptado el coeficiente de retardo en el diseño de la red, a fin de que ésta, pueda absorber eventualmente las máximas puntas que pueden presentarse.

El diseño de la red proyectada, se ajustará a las normas establecidas para dichos fines, por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

RED DE DESAGUES PROYECTADA.-

La Urbanización Alborada se encuentra ubicada dentro del área de drenaje contemplada para el Interceptor Surco, al cual llegarán las aguas servidas mediante un colector que además de evacuar los desagües de la Urbanización en mención, servirá para drenar diversas áreas de la vecindad.

La red de desagües ha sido proyectada en base a dos colectores, el N° 1 y el N° 2 trazados por las Avdas. Higuiereta y Central respectivamente. Estos colectores se inician con las aportaciones provenientes de la zona alta de la Urbanización.

En la convergencia de las Avdas. Higuiereta y San Salvador, se unen los colectores N° 1 y N° 2 para formar el colector "Chacarilla Sur", el cual descargará el efluente al Interceptor Surco.

En el plano de "áreas de drenaje", figuran las áreas de influencia de los colectores mencionados, así como también se señalan en que buzones harán su ingreso a la red, los caudales correspondientes a dichas áreas.

El resto de la red de alcantarillado de la Urbanización Alborada, estará constituida íntegramente por colectores de 8" de diámetro, de concreto normalizado. Los buzones serán del tipo standard, recomendado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

La longitud en metros de tubería de concreto, proyectada, se indica a continuación:

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud</u>
8"	5,033 m.
10"	729 m.
12"	155 m.

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud</u>
14"	507 m.
16"	500 m.
20"	1,048 m.

COLECTOR N° 1DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

El colector N° 1, tributario del sistema que a de drenar - el colector "Chacarilla Sur"; sirve principalmente a las - Urbanizaciones Chacarilla del Estanque, Cooperativa del In- geniero, Colegio Santa María y la Urbanización Alborada. - Su área de influencia es de 183.81 Has., y si consideramos la densidad de 193 Hab./Ha., su capacidad ha de albergar - un caudal de 166.53 lts/seg. aprox.

El colector se inicia en la intersección de la calle H con la Av. Higuiereta, en el buzón N° 82 con un caudal de 97.90 lts/seg. proveniente de la Urbanización Chacarilla del Es- tanque y del Colegio Santa María. Continúa por la Av. Hi- guiereta y es en el buzón N° 84 donde recibe los aportes de

la Urbanización Cooperativa del Ingeniero, incrementándose el caudal a 132.71 lts/seg.

En los buzones N° 90 y N° 16 ubicados en la intersección de la Av. Higuiereta con las calles J y K respectivamente, recibe las descargas propias de la Urbanización Alborada, evacuando un total de 166.53 lts/seg. al colector "Chacarilla Sur" en el buzón N° 123 ubicado en la convergencia de la Av. Higuiereta y Av. San Salvador.

El colector tiene una longitud total de 786 m., siendo sus diámetros como sigue: 155 m. de tubería de 12"; 507 m. de tubería de 14" y 124 m. de tubería de 16". Las pendientes son de 19.7 ‰; 16.2 ‰ y 15.4 ‰, respectivamente, lo que de acuerdo a los diámetros adoptados, aseguran una capacidad variable de 140 lts/seg.; 190 lts/seg. y 260 lts/seg.

Los buzones en número de 10 serán del tipo standard, adoptado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

//..

COLECTOR N° 2DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

El colector N° 2 al que se refiere este proyecto, es un colector tributario del "Chacarilla Sur", cuya finalidad es drenar un área servida de 91.83 Has. perteneciente a la Lotización Semi-rústica Santa Teresa, al Colegio Santa María y además otras áreas que actualmente no están en proceso de lotización.

El colector N° 2 se inicia en el cruce de las Avdas. Prin cipal y Central, con un caudal de 44.5 lts/seg. provenien te de la zona alta ó sea del Colegio Santa María, una par te de la Urbanización Chacarilla del Estanque y el Fundo San Juan Chico. Continúa por la Av. Central hasta el bu zón N° 118, donde cambia de dirección, para seguir por la Av. San Salvador, siendo en este mismo buzón donde recibi rá la aportación de la lotización Semi-rústica Santa Tere sa y de la zona rústica, incrementándose el caudal en un total de 138.31 lts/seg.

Entre los buzones N° 118 y el N° 123, el colector sigue a

://..

lo largo de la Av. San Salvador, empalmándose al colector "Chacarilla Sur" en el buzón último mencionado.

El colector tiene una longitud total de 988 m., de los cuales 612 m. corresponden a tubería de 10" de diámetro y 376 m. a tuberías de 16". Las pendientes son variables, presentándose entre los límites 16.9 ‰ y 7.6 ‰ las que de acuerdo a los diámetros adoptados, aseguran una capacidad variable entre 76 lts/seg. y 190 lts/seg. trabajando a tubo lleno.

Los buzones en número de 13 serán del tipo standard, adoptados por el Ministerio de Fomento de Obras Públicas.

COLECTOR "CHACARILLA SUR"DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

El colector "Chacarilla Sur" se ha proyectado siguiendo - el trazo previsto para la Av. San Salvador y la Urbanización Chama Sur; este colector además de recibir los aportes de los colectores antes mencionados, recibirá la descarga correspondiente a una determinada área de la Urbanización Higuiereta.

El área servida por este colector es en total de 324.22 - Has. con un caudal futuro máximo de 362.20 lts/seg. que - se distribuye en la siguiente forma:

Urbanz. Chacarilla del Estanque	103.03 Ha.	117.35	l.p.s.
Urbanización Higuiereta	48.58 "	56.40	"
Urbanz.Cooperativa del Ing°.	29.32 "	34.10	"
Colegio Santa María	19.91 "	10.60	"
Urbanización Alborada	31.55 "	37.00	"
Fundo San Juan Chico	12.43 "	14.45	"
Lot.Semi-Rústica Sta. Teresa	61.70 "	71.70	"

Otros	17.70 Ha.	20.60 l.p.s.
Total	324.22 Ha. =====	362.20 l.p.s. =====

El colector "Chacarilla Sur" se inicia con la unión de los colectores N° 1 y N° 2 en la intersección de las Avdas. Higuereta y San Salvador, con un caudal de 305.80 lts/seg., luego a de recibir el aporte de la Urbanización Higuereta que se empalmará al buzón N° 124 del colector, incrementando la capacidad a 362.20 lts/seg. con el cual continúa por la Av. San Salvador, hasta ingresar a los terrenos de la - Urbanización Chama Sur, por la calle Enrique León García, luego atravieza el Parque Tnte. Coronel Leonardo Alvaríño para ingresar a la Av. Tnte. FAP Alfredo Franco, hasta llegar a la Av. Atocongo, en donde descargará al buzón N° 64 del Interceptor Surco.

El colector tendrá una longitud total de 1,048 m. lineales que corresponde a tubería de 20" de diámetro. La Pendiente es uniforme y de 12 ‰, la que de acuerdo al diámetro - adoptado, asegura una capacidad de 420 lts/seg. trabajando

a tubo lleno.

Los buzones en número de 14 serán del tipo standard adoptados por el Ministerio de Fomento y Obras Pública, habiéndose previsto que los cambio de dirección no sean mayores de 45°.

BUZONES DE INSPECCION.-

Se han colocado buzones en todas las intersecciones de colectores, en los cambios de pendiente y a distancias máximas de 60 m. para tuberías de 8"; 80 m. para 10"; 100 m. para mayores de 10" a fin de facilitar la limpieza de las tuberías.

La construcción de buzones se deberá ceñir a las normas establecidas por el Ministerior de Fomento y las canales de fñdo de buzón deberán estar de acuerdo con los planos de detalle de canaletas y dirección de flujo.

El número total de buzones proyectados es de 137, los cuales se han dividido como sigue, según su profundidad promedio:

//..

<u>Diámetro</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Nº de Buzones</u>	<u>Prof. Promedio</u>
8"	1.10 - 1.20	8	1.20
	1.20 - 1.30	21	1.25
	1.30 - 1.40	12	1.36
	1.40 - 1.50	16	1.44
	1.50 - 1.60	12	1.54
	1.60 - 1.70	12	1.65
	1.70 - 1.80	6	1.76
	1.80 - 1.90	3	1.85
	1.90 - 2.00	3	1.93
	2.00 - 2.10	2	2.04
	2.10 - 2.20	1	2.12
	2.20 - 2.30	1	2.25
10"	1.60 - 1.70	1	1.69
	1.70 - 1.80	1	1.78
	1.80 - 1.90	2	1.85
	1.90 - 2.00	6	1.96
	2.00 - 2.10	-	--
	2.10 - 2.20	1	2.12
12"	1.80 - 1.90	2	1.87
	1.90 - 2.00	1	2.00

<u>Diámetro</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Nº de Buzones</u>	<u>Prof. Promedio</u>
14"	1.60 - 1.70	1	1.65
	1.70 - 1.80	1	1.80
	1.80 - 1.90	-	--
	1.90 - 2.00	-	--
	2.00 - 2.10	3	2.04
	2.10 - 2.20	1	2.15
16"	1.60 - 1.70	1	1.70
	1.70 - 1.80	-	--
	1.80 - 1.90	-	--
	1.90 - 2.00	3	1.96
	2.00 - 2.10	1	2.08
	2.10 - 2.20	1	2.11
20"	1.70 - 1.80	1	1.74
	1.80 - 1.90	-	--
	1.90 - 2.00	2	1.95
	2.00 - 2.10	4	2.06
	2.10 - 2.20	2	2.14
	2.20 - 2.30	-	--
2.30 - 2.40	1	2.34	

//..

<u>Diámetro</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Nº de Buzones</u>	<u>Prof. Promedio</u>
	2.40 - 2.50	1	2.45
	2.50 - 2.60	-	--
	2.60 - 2.70	1	2.62
	2.70 - 2.80	1	2.78
	2.80 - 2.90	1	2.86
	2.90 - 3.00	-	--
	3.00 - 3.10	1	3.05

En los buzones cuando el empalme entre dos colectores se efectúe a un nivel mayor de 0.50 m. será necesario colocar los accesorios correspondientes a la caída, que son: el tubo vertical, codo e "Y" de fierro fundido.

CALCULO DE LA RED DE DESAQUE

APLICACION FORMULA DE KUTTER

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		LONGITUD (m)	POBLACION		CAUDAL litros/seg.	PULGADAS	VELOCIDAD m/seg.	PENDENTE	COTA DE FONDO	
	DEL	AL	SUPERIOR	INFERIOR		INCREM.	TOTAL					SUPERIOR	INFERIOR
PASAJE 1	30	31	126.10	125.86	50	35	91	0.55	8"	—	10‰	124.76	124.26
PASAJE 3	48	49	119.42	118.99	56	105	231	1.39	8"	—	10‰	118.22	117.66
	49	50	118.99	118.98	17	7	238	1.43	8"	—	10‰	117.66	117.49
CALLE I	51	52	118.80	118.36	55	63	1.701	10.21	8"	0.79	7.5‰	117.38	116.97
	52	53	118.36	118.03	60	70	1.771	10.63	8"	0.81	7.5‰	116.97	116.52
	53	64	118.03	117.58	48	49	2.604	15.62	8"	0.85	7.5‰	116.52	116.16
CALLE J	65	66	117.94	117.54	60	91	91	0.55	8"	—	10‰	116.74	116.14
	66	67	117.54	117.10	60	91	182	1.09	8"	—	10‰	116.14	115.54
	67	68	117.10	116.70	54	63	245	1.47	8"	—	10‰	115.54	115.00
	68	80	116.70	116.26	55	49	3.780	22.68	10"	1.04	10‰	114.96	114.41
	80	81	116.26	116.00	35	28	4.522	22.13	10"	1.15	10‰	114.41	114.06
	81	90	116.00	115.94	27	14	4.536	27.22	10"	1.15	10‰	114.06	113.79
CALLE K	110	111	117.02	116.67	60	63	581	3.49	8"	—	6.9‰	115.45	115.04
	111	112	116.67	116.36	50	70	651	3.91	8"	—	6.9‰	115.04	114.69
	112	113	116.36	115.99	50	56	707	4.25	8"	—	6.9‰	114.69	114.35
	113	114	115.99	115.66	55	49	756	4.54	8"	—	6.9‰	114.35	113.97
	114	115	115.66	115.27	50	63	819	4.92	8"	—	6.9‰	113.97	113.62

CALCULO DE LA RED DE DESAQUE

APLICACION FORMULA DE KUTTER

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		LONGITUD (m)	POBLACION		CAUDAL litros/seg.	Ø PULGADAS	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE 10/1000	COTA DE FONDO	
	DEL	AL	SUPERIOR	INFERIOR		INCREM.	TOTAL					SUPERIOR	INFERIOR
CALLE K	115	116	115.27	114.86	50	63	882	5.30	8"	—	6.9‰	113.62	113.28
AV. SAN SALVADOR	118	119	116.91	115.93	74	—	552	138.31	16"	1.6	7.6‰	114.79	114.23
	119	120	115.93	115.62	74	42	294	138.56	16"	1.6	7.6‰	114.23	113.67
	120	121	115.62	115.08	74	35	329	138.77	16"	1.6‰	7.6‰	113.67	113.11
	121	122	115.08	114.51	74	35	364	113.98	16"	1.6	7.6‰	113.11	112.55
	122	123	114.51	113.92	80	49	413	139.27	16"	1.6	7.6‰	112.55	111.94
AV. HIGUERETA	82	83	128.00	126.32	80	42	42	98.15	12"	2.10	19.7‰	126.00	124.42
	83	84	126.32	124.74	75	35	77	98.36	14"	2.10	19.7‰	124.42	122.94
	84	85	124.74	122.78	90	42	119	132.71	14"	2.15	19.7‰	122.90	121.13
	85	86	122.78	121.45	75	42	161	132.97	14"	2.15	19.7‰	121.13	119.65
	86	87	121.45	119.91	90	42	203	133.22	14"	2.15	19.7‰	119.65	117.88
	87	88	119.91	118.69	75	42	245	133.47	14"	2.15	16.2‰	117.88	116.66
	88	89	118.69	117.26	90	35	280	133.68	14"	2.15	16.2‰	116.66	115.20
	89	90	117.26	115.94	87	49	329	133.97	14"	2.15	16.2‰	115.20	113.79
	90	116	115.94	114.86	65	7	4872	161.23	16"	2.30	15.4‰	113.75	112.15
	116	123	114.86	113.92	59	—	5.754	166.53	16"	2.30	15.4‰	112.75	111.84
CALLE A	14	69	127.91	126.96	60	56	56	0.34	8"	—	19.5‰	126.71	125.54

CALCULO DE LA RED DE DESAQUE

APLICACION FORMULA DE KUTTER

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		LONGITUD (m)	POBLACION		CAUDAL lts/seg.	PULGADAS	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE 10/1000	COTA DE FONDO	
	DEL	AL	SUPERIOR	INFERIOR		INCREM.	TOTAL					SUPERIOR	INFERIOR
CALLE B	60	61	120.64	119.81	50	84	651	3.91	8"	—	17.7%	119.20	118.51
	61	62	119.81	118.89	50	84	735	4.41	8"	—	17.7%	118.51	117.42
	62	63	118.89	118.13	40	49	784	4.70	8"	—	17.7%	117.42	116.71
	63	64	118.31	117.57	47	63	847	5.08	8"	—	17.7%	116.71	115.88
	64	68	117.58	116.70	49	35	3486	20.92	8"	1.30	17.7%	115.88	115.01
CALLE C	29	39	126.46	125.69	45	63	63	0.39	8"	—	21%	125.21	124.26
	39	40	125.69	125.12	50	63	126	0.76	8"	—	21%	124.26	123.21
	40	41	125.12	123.80	60	42	168	1.01	8"	—	21%	123.21	121.95
	41	42	123.80	122.72	50	42	210	1.26	8"	—	21%	121.95	120.90
	42	43	122.72	121.59	50	42	252	1.57	8"	—	21%	120.90	119.85
PASAJE 2	43	44	121.59	120.68	60	42	294	1.76	8"	—	14.9%	119.85	118.96
	44	45	120.68	119.66	50	105	399	2.39	8"	—	14.9%	118.96	118.21
	45	50	119.66	118.98	47	105	504	3.02	8"	—	14.9%	118.21	117.51
	50	53	118.98	118.03	65	42	784	4.70	8"	—	14.9%	117.51	116.52
	46	47	120.71	120.07	35	63	63	0.38	8"	—	18.7%	119.51	118.85
CALLE D	47	48	120.07	119.42	34	63	126	0.76	8"	—	11.8%	118.85	118.22
	27	31	126.29	125.86	22	21	21	0.13	8"	—	17.4%	124.64	124.26

CALCULO DE LA RED DE DESAQUE

APLICACION FORMULA DE KUTTER

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		LONGITUD (m)	POBLACION		CAUDAL litros/seg.	Ø PULGADAS	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE 10/1000	COTA DE FONDO	
	DEL	AL	SUPERIOR	INFERIOR		INCREM.	TOTAL					SUPERIOR	INFERIOR
	25	26	120.16	119.42	42	70	1239	7.43	8"	—	15.2%	118.87	118.22
CALLE F	98	99	127.27	126.59	60	56	56	0.34	8"	—	16.9%	126.07	125.06
	99	100	126.59	125.64	54	70	126	0.76	8"	—	16.9%	125.06	124.15
	100	101	125.64	125.00	44	42	168	1.01	8"	—	16.9%	124.15	123.41
	101	102	125.00	123.95	60	63	231	1.39	8"	—	16.9%	123.41	122.40
	102	103	123.95	123.00	50	63	294	1.76	8"	—	16.9%	122.40	121.51
	103	104	123.00	122.08	50	42	336	2.02	8"	—	16.9%	121.55	120.70
	104	105	122.08	120.94	60	70	406	2.44	8"	—	16.9%	120.70	119.69
	105	106	120.94	120.18	44	56	462	2.77	8"	—	16.9%	119.69	118.95
	106	107	120.18	119.41	42	56	518	3.11	8"	—	16.9%	118.95	118.21
	107	108	119.41	118.70	40	—	518	3.11	8"	—	18.7%	118.21	117.46
	108	109	118.70	117.56	60	—	518	3.11	8"	—	18.7%	117.46	116.34
	109	110	117.56	117.03	48	—	518	3.11	8"	—	18.7%	116.34	115.45
AV. CENTRAL	91	92	127.04	125.75	76	42	42	44.75	10"	1.6	16.9%	125.04	123.76
	92	93	125.75	124.32	72	35	77	44.96	10"	1.6	16.9%	123.76	122.54
	93	94	124.32	122.88	80	35	112	45.17	10"	1.6	16.9%	122.54	121.19
	94	95	122.88	121.65	82	49	161	45.47	10"	1.6	16.9%	121.19	119.80

CALCULO DE LA RED DE DESAGUE

APLICACION FORMULA DE KUTTER

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		LONGITUD (m)	POBLACION		CAUDAL lts/seg.	PULGADAS	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE	COTA DE FONDO	
	DEL	AL	SUPERIOR	INFERIOR		INCREM.	TOTAL					SUPERIOR	INFERIOR
AV. CENTRAL	95	96	121.65	120.52	73	42	203	45.72	10"	1.6	16.9‰	119.80	118.57
	96	97	120.52	119.30	73	49	252	46.01	10"	1.6	16.9‰	118.57	117.30
	97	117	119.30	118.42	56	—	252	46.01	10"	1.4	14.7‰	117.30	116.47
	117	118	118.42	116.91	100	—	252	46.01	10"	1.4	14.7‰	116.47	115.00
PASAJE 4	26	38	119.42	119.40	43	—	1239	7.43	8"	5.2	5.2‰	118.22	118.00
AV. SAN SALVADOR	123	124	113.92	113.36	18	—	6167	305.80	20"	2.50	12‰	111.84	111.62
	124	125	113.36	112.55	82	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	111.62	110.64
	125	126	112.55	111.60	94	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	110.64	109.51
	126	127	111.60	110.75	92	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	109.51	108.41
	127	128	110.75	109.90	94	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	108.41	107.28
	128	129	109.90	109.20	94	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	107.28	106.15
ENRIQUE L. GARCIA	129	130	109.20	108.15	72	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	106.15	105.29
LEONARDO ALVARINO	130	131	108.15	107.10	81	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	105.29	104.32
	131	132	107.10	105.80	81	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	104.32	103.35
ALFREDO FRANCO	132	133	105.80	104.30	98	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	103.35	102.17
	133	134	104.30	103.15	98	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	102.17	100.99
	134	135	103.15	101.80	98	—	6167	362.20	20"	2.50	12‰	100.99	99.81

CAPITULO IV

ESPECIFICACIONES TECNICAS

POZO TUBULAR.-

1.- Perforación.-

- 1.1.- El pozo se encontrará ubicado en el área libre marginada por las calles B y G, en el punto - que fijará la Cía. Urbanizadora.
- 1.2.- La profundidad del pozo, será de 110 m. de acuerdo a lo indicado por la Corporación de Saneamiento de Lima.
- 1.3.- El diámetro mínimo de perforación será de 14".
- 1.4.- El contratista tomará muestras y acotaciones - de los diversos estratos que se atraviezan. Anotarán cuidadosamente las cotas que corresponden a las caras superiores e inferiores que las limitan, guardará muestras de un pie cúbico aproximadamente, de los materiales que corresponden a los estratos atravesados.
- 1.5. Se tomará muestras de agua cuando el ferro lle gue a las napas de agua que se desean captar, si

//..

tuadas a más de 12 m. de profundidad. Las muestras de agua se procederán a analizarlas para determinar su potabilidad.

1.6.- Las anotaciones, muestras del suelo cuidadosamente especificadas y los resultados de los análisis, serán puestos a disposición de la Urbanizadora Wiese.

2.- Ferros y rejillas.-

2.1.- Los ferros serán construidos con planchas de fierro acerado de 1/4" a 3/6" de espesor, roladas y soldadas; ó también mediante tubos de acero. El tubo de perforación irá disminuyendo a medida que la profundidad aumenta y siempre que el rechazo a la penetración así lo exija.

2.2.- El contratista llevará un registro exacto de los tubos que forman el ferro, anotando el número de tubos utilizados, los diámetros, profundidad en metros, etc.

2.3.- Para que la Urbanizadora Wiese acepte el pozo, exigirá una prueba de verticalidad y alineamiento del ferro, en la que se comprobará:

//..

2.3.1.- Que el desplome máximo del forro no supere a los $2/3$ del diámetro más pequeño del forro por cada 30 m. de longitud.

2.3.2.- Que el desplome máximo permita la entrada vertical del eje y de los tazonnes de la bomba hasta el nivel previsto a que debe ir la canastilla.

2.4- Se dispondrá de rejillas de material "Everdur" para evitar el arenamiento del pozo.

2.5- Las características de la rejilla se determinarán luego de haberse analizado y estudiado las muestras de material obtenidas de los estratos filtrantes.

2.6- Si las arenas son muy finas, se emplearán rejillas especiales.

3.- Prueba de Bombeo.-

3.1- La prueba de bombeo se hará en presencia del Delegado de la Urbanizadora Wiese y para lo cual el contratista avisará oportunamente la fecha y hora de iniciación.

3.2- La capacidad de la bomba de prueba, así como

//..

su localización dentro del pozo, deberán ser -
tales que garanticen un amplio rendimiento, de
acuerdo a las posibilidades de las napas acuí-
feras ensayadas.

3.3.- El contratista proporcionará ó instalará el e-
quipo de prueba, como también los elementos de
medición de niveles y gastos.

3.4.- El bombeo de prueba se hará entre 24 y 72 ho-
ras consecutivas, debiéndose comprobar la si-
tuación de los niveles estáticos del agua.

3.5.- Se deberá graduar la descarga de tal modo que
se obtenga, por lo menos, cinco datos de gas-
tos uniformes que correspondan a sus respectivo
nivel estacionario.

3.6.- Se diseñará un gráfico apropiado de gastos y
abastecimientos, donde se pueda apreciar el -
máximo rendimiento del pozo.

4.- Desinfección y protección.-

4.1.- La desinfección se hará luego que el pozo esté
completamente terminado.

4.2.- Antes de la operación de desinfección, el fo-
rro se limpiará de aceites y grasas. La desin

//..

fección se realizará empleando una solución de cloro en tal proporción que se garantice su concentración en 50 p.p.m.

4.3.- En el caso de que el bombeo de prueba se realice después que el pozo haya sido desinfectado, será necesario que todas las partes exteriores de la bomba en contacto con el agua se desinfecten con una solución de cloro similar a la especificada en el acápite anterior.

4.4.- Luego que el pozo haya sido desinfectado y aprobado se deberá protegérsele cerrando su boca con un tapón hermético. Este tapón será construido de plancha de fierro y soldado al tubo, lo suficientemente seguro para evitar contaminaciones y caídas de cuerpos extraños.

EQUIPO DE BOMBEO.-

- 1.- La bomba será de tipo turbina con motor eléctrico acoplado directamente al cabezal.
- 2.- La capacidad y potencia definitivas del equipo de bombeo se determinarán luego de efectuar las pruebas de rendimiento del pozo.
- 3.- Para determinar la potencia del equipo de bombeo debe considerarse que el gasto máximo elegido debiera elevarse hasta el nivel del techo del reservorio, a través de una tubería de fierro fundido de 8" de diámetro, adoptando un coeficiente de $C = 100$ en la fórmula de Hanze - Williams. Además deberá tenerse en cuenta que el equipo será de funcionamiento continuo.
- 4.- El motor se apoyará en un bloque de concreto ciclópeo $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ que irá aislado del resto de la construcción mediante planchas de corcho.

CASETA PARA EL EQUIPO DE BOMBEO.-

1.- Dimensiones.-

Tendrá como medidas interiores: 7.00 m. de ancho; 7 m. de largo y 3.60 m. de alto. Las dimensiones deberán, en última instancia, estar supeditadas al tamaño de los equipos a instalarse.

2.- Cimientos.-

Los cimientos para los muros serán de hormigón 1 : 10, con 30% de piedra grande y 0.40 m. x 0.60 m. de dimensiones mínimas. Se apoyarán en el muro firme. Los sobrecimientos serán de hormigón 1 : 8 de 0.30 m. x 0.40 m.

3.- Piso.-

El terreno será perfectamente apisonado dentro del recinto de la caseta. Sobre este terreno se construirá una losa de concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, de 15 cm. de espesor y su superficie exterior tendrá un piso acabado en forma integral con la losa.

Luego de curadas las superficies, serán limpiadas y tratadas con dos aplicaciones de endurecedor de pisos, por lo menos. El endurecedor de pisos consistirá en una solución de fluorsilicato de zinc y magnesio.

//..

4.- Muros.-

Los muros serán de ladrillo K.K., asentados de "cabeza" y unidos con mortero cemento-arena 1 : 5; serán tarrajeados y enlucidos interiormente y terminados en "imitación ladrillo" exteriormente.

Se pintarán con "Glide - on" interior y exteriormente. En los bordes inferiores, interior y exterior, se construirán zócalos con mortero de cemento, de 0.20 m. de alto.

El zócalo interior será pulido.

5.- Techo.-

El techo consistirá de una losa aligerada de 0.20 m. de espesor que posee abertura zenital sobre el eje - del pozo tubular. Esta abertura estará marginada por vigas de 0.25 m. por 0.50 m. La losa y las vigas serán construidas de concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, reforzada con varillas de fierro $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$. La superficie interior será enyesada y la superficie irá cubierta de ladrillos pasteleros, asentados con barro y fraguado con mortero de concreto.

RESERVORIO.-

1.- Materiales.-

1.1.- Cemento.-

Se conformará a las "Especificaciones Para Cemento Portland ASTM - C 150".

1.2.- Agregados.-

Deberán Satisfacer las "Especificaciones Para Agregados del Concreto ASTM - C 33", teniendo en cuenta sin embargo, que los agregados que han de mostrado por ensayos ó servicio actual que producen concreto de la resistencia requerida, durabilidad, impermeabilidad, resistencia al fuego y al intemperismo, pueden ser empleados previa autorización.

Los agregados finos con impurezas orgánicas y - que produzcan un olor más obscuro que el standard, serán rechazados sin excepciones.

Los agregados serán mantenidos limpios y libres de todo otro material durante el transporte y manejo. Serán mantenidos separados de otros en el sitio, hasta que sean medidos en cargas y colocados en la mezcladora.

1.3.- Agua.-

//..

El agua usada en la mezcla deberá ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite y álcalis, materias orgánicas u otras sustancias deletéreas.

1.4.- Acero.-

Las barras de acero destinadas a reforzar el concreto, deberán estar de acuerdo con los requerimientos de la ASTM - 15, Grado Intermedio, con un esfuerzo en el yield-point de 2,800 Kg/cm². Tendrán deformaciones de acuerdo con los requerimientos de la ASTM - A - 305

2.- Preparación y vacado.-

2.1.- Los materiales disponibles se deberán proporcionar de manera que se obtenga un concreto que cumpla con los requerimientos de las especificaciones, empleando un contenido mínimo de agua.

2.2.- La mezcla del concreto deberá hacerse en una mezcladora del tipo apropiado. El concreto deberá mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y la mezcladora deberá ser descargada íntegramente antes de volverla a llenar.

2.3.- El concreto deberá ser conducido desde la mezcladora al lugar del vacado por sistemas que no produzcan segregación de los materiales.

- 2.4.- Todo el concreto será consolidado por medio de vibradores mecánicos internos, aplicados directamente dentro del concreto en posición vertical.
- 2.5.- El curado se deberá iniciar poco después de la operación del vaciado. El concreto se deberá mantener húmedo por lo menos durante los 7 primeros días después del vaciado, utilizando cualquier sistema que la buena práctica aconseja.
- 2.6.- Las tuberías, pernos de anclaje, manguitos, marcos de tapas u otros insertos serán encajados en el concreto. Se deberá tomar especial cuidado en la colocación y sujeción de los mismos. En lo posible serán colocados antes del vaciado del concreto y serán suficientemente arriostrados para prevenir cualquier desplazamiento durante el progreso de la obra.

3.- Encofrados

- 3.1.- Los encofrados deberán ser diseñados para producir unidades de concreto idénticas en forma y dimensiones a las unidades mostradas en los planos de diseño.
- 3.2.- Los encofrados para las superficies de concreto del reservorio serán de madera contra-placada, no menos de 3/8" de espesor ó de madera cepillada, ó

de planchas de acero, de anchos y largos múltiples que permitan formar las curvas correctas.

3.3.- Los encofrados serán hechos de forma que al de sencostrar dejen un concreto a la vista que no requieran tarrajeos posteriores para alisar las superficies.

3.4.- Los encofrados deberán poseer un adecuado siste ma de arriostre para mantenerlos en su posición durante el vaceado y endurecimiento del concreto.

3.5.- Se usarán únicamente tirantes de encofrado, col gadores y grampas de tal tipo, que después de la extracción de los encofrados ninguna parte estará más cerca de 2.5 cm. de la superficie.

Los encofrados deberán ser lo suficiente ajusta dos para evitar las pérdidas de mortero durante el vaceado.

3.6.- Todas las superficies interiores de los encofra dos serán aceradas con una clase apropiada de aceite ó completamente humedecidas antes de la colocación del concreto. La madera será inte gramente aceitada en las caras en contacto, con aceite de linaza crudo u otro laqueador aproba do. El aceite sobrante será limpiado de los en cofrados antes que el acero del refuerzo sea co locado y mientras las superficies sean accesi--

bles. Los encofrados de acero serán recubiertos antes de cada uso, con un aceite a base de parafina, claro y liviano, u otra preparación comercial aceptable, que no decolore el concreto.

Después de cada uso se pasará escobilla de alambre a los encofrados.

3.7.- Las barras del refuerzo que se dispongan dentro de los encofrados serán completamente limpiados de toda escama y óxido suelto y de cualquier su cidad y recubrimiento de otros materiales que puedan reducir la adherencia.

4.- Acabado de las superficies.-

4.1.- Las superficies mojadas del reservorio serán en lucidas empleando como impermeabilizante el producto SIKA N° 1.

En la preparación del mortero se utilizará la so lución de SIKA que se obtiene disolviendo una - parte de SIKA N° 1 en 10 partes de agua por volu men.

4.2.- El enlucido tendrá dos capas. La primera capa - de 1 cm. de espesor preparada con mortero cemento-arena 1 : 3 y solución de SIKA; y la segunda capa, también de 1 cm. de espesor, preparada con mortero cemento-arena 1 : 1 y solución de SIKA.

//..

5.- Prueba Hidráulica.-

5.1.- Prueba.-

Las pruebas hidráulicas se realizarán llenando el reservorio hasta su nivel máximo de la superficie libre y se observará por 48 horas si existe presencia de fugas en las superficies exteriores.

5.2.- Reparación.-

Si aparecen fugas, se vaceará el agua; las fugas serán reparadas con las técnicas usuales y luego se volverá a llenar de agua para realizar una nueva prueba.

5.3.- Aceptación.-

Se aceptará la estructura correspondiente, una vez que las pruebas demuestren que no se presentan fugas de agua.

6.- Desinfección.-

6.1.- Las superficies interiores del reservorio serán lavadas íntegramente con agua limpia, y esta agua de limpieza será eliminada. A continuación se esparcirá ó se refregará con una solución de cloro de 0.1% todas las superficies interiores; luego se llenará con una solución

//..

de cloro de 50 p.p.m. hasta una profundidad de 0.50 m. y se dejará reposar por 24 horas. Se añadirá Cl. residual, si fuera necesario, para mantener el contenido residual de Cl a 25 p.p.m. al final de un período de 24 horas. La solución desinfectante será entonces eliminada y la estructura será llenada con agua limpia.

TUBERIAS Y ACCESORIOS.-

1.- Tipo de tubería.-

Las tuberías correspondientes a la red de distribución de agua potable, serán de asbesto-cemento, - clase 150, debiendo cumplir dichas tuberías con - las Normas Técnicas vigentes en el Perú.

2.- Accesorios.-

Los accesorios para las tuberías de asbesto-cemento serán de fierro fundido con terminales especiales que eviten piezas adicionales de transición y deberán cumplir con las Especificaciones del "American Water Works Association" si son de procedencia americana. Los de procedencia europea ó similar deberán cumplir con las Especificaciones del - "Standard International Europea"

3.- Válvulas.-

Serán del tipo de compuerta, de fierro fundido, montadas en bronce, con guarniciones de este mismo material, con dado de operación cambiable y tornillo interior, para presión mínima de trabajo de 10 atmósfera y de conformidad con las Especificaciones de la "American Water Works Association" denominación 7-F-1939.

//..

4.- Instalación.-

4.1.- Excavación de zanjas.-

Las zanjas serán abiertas en los alineamientos y profundidades requeridas únicamente poco antes de la colocación de la tubería.

Su ancho mínimo será de 0.60 m. y la profundidad mínima será tal que la tubería tendrá finalmente un relleno de 1 m. sobre la clave. En cuanto al ancho máximo de la zanja será - el estrictamente necesario para permitir un trabajo eficiente, sobre todo en los puntos correspondientes a las uniones.

4.2.- Excavaciones extras.-

Cualquier parte de la zanja que se excave en exceso por negligencia del contratista, será rellenada por cuenta de éste, hasta alcanzar el nivel correcto utilizando hormigón de río suficientemente apisonado de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos igual a la del terreno adyacente.

4.3.- Transporte de la tubería.-

Durante la carga, transporte y descarga de las tuberías se deberá tener el mayor cuidado para no producir ningún perjuicio a las -

mismas. Bajo ninguna circunstancia se les dejará caer. Las piezas serán examinadas tratando de descubrir los defectos y no se instalará ninguna pieza que se descubra que es defectuosa.

4.4.- Unión de los tubos.-

Las zanjas serán cuidadosamente niveladas para permitir que la tubería se apoye enteramente en toda su longitud. Debajo de cada junta se dejará una pequeña cavidad con el fin de facilitar la revisión al efectuar las pruebas hidráulicas. En las tuberías de asbesto-cemento, las uniones se harán a base de anillos de jebe. En las tuberías de fierro fundido con terminales de espiga y campana, las uniones se harán empleando plomo ó compuestos de azufre y estopa de cáñamo trenzado ó yate retorcido sin alquitranar u otro material debidamente aprobado. En las tuberías de fierro fundido con terminales de bridas las uniones se harán mediante pernos.

4.5.- Instalación de las válvulas.-

Las válvulas deberán unirse a las tuberías de la misma manera como se ha especificado para la tubería. Las cajas de fierro fundido para las válvulas serán asentadas primeramente y cen

tradas "aplomada" con la nuez de operación de la válvula. La tapa de la caja deberá coincidir con el acabado del pavimento.

4.6.- Instalación de accesorios.-

Se colocarán anclajes en todas las tees, tapones y codos. El anclaje podrá hacerse por medio de dados de concreto ó por varillas o grampas de fierro. En caso de usarse concreto, éste deberá ser por lo menos de proporción 1 : 2 1/2 : 5 y colado en forma tal que las juntas sean accesibles para cualquier reparación. Si se usan varillas o grampas de fierro, éstas deberán ser galvanizadas ó pintadas con pintura anticorrosiva.

4.7.- Relleno de zanjas.-

Luego de aceptada la tubería instalada se procederá a completar el relleno de la zanja con material selecto, libre de piedras grandes, el que se depositará hasta una elevación de 0.30 m. sobre la clave del tubo. Sobre este primer relleno se podrá verter material que contenga piedras hasta de 0.20 m. pero estará libre de cualquier material que no asegure una buena consolidación. El relleno se efectuará por capas sucesivas debidamente compac-

tadas.

5.- Pruebas Hidráulicas de las tuberías.-

5.1.- Generalidades.-

A medida que se vá realizando el montaje de la tubería y colocando en su posición definitiva los accesorios y válvulas, se procederá a efectuar pruebas parciales a presión interna por tramos de 300 a 500 m. preferentemente entre - válvulas. Las zanjas del tramo en prueba deben quedar parcialmente rellenas, dejando descubierto y bien limpias todas las uniones.

El tramo a probar será llenado lentamente con agua por medio de una bomba hasta llegar a la presión especificada, la que se medirá en el - punto más bajo de la tubería. Antes de aplicar la presión, todo el aire de la tubería deberá - ser expulsado.

5.2.- Pruebas de tuberías de asbesto-cemento.-

Se procederá previamente a llenarlas de agua - sin presión y se mantendrá esta condición durante 24 horas para que se sature la tubería. Luego se comenzará a elevar la presión manteniéndola constante durante un minuto, sin bombear, -

//..

por cada 10 pulgadas cuadradas de presión. La presión de prueba será de 175 lbs/pulg.² La prueba se considerará positiva si no se producen roturas ó pérdidas de ninguna clase. La prueba se repetirá tantas veces como sea necesario hasta conseguir resultados positivos

6.- Desinfección de las tuberías.-

Antes de ser puestas en servicio las tuberías deberán ser desinfectadas.

Primeramente deberá eliminarse toda suciedad y materia extraña inyectando agua por un extremo de la tubería y permitiendo salir por el otro. Esta operación deberá hacerse después de la prueba hidráulica y antes ó después del relleno de la zanja.

Si se aplica cloro líquido deberá utilizarse un aparato clorinador de solución ó se podrá aplicar el cloro directamente de un cilindro, siempre y cuando se disponga de medios adecuados para controlar la dosificación y asegurar la difusión efectiva del cloro en toda la tubería.

Si se aplica hipoclorito de calcio ó similar, se usará solución al 5% en agua, la que será inyectada dentro de la tubería.

El dosaje será de 40 a 50 p.p.m. de cloro y el pe-

ríodo de retención de por lo menos 3 horas. Al final de la operación deberá obtenerse un residuo de por lo menos 5 p.p.m. Durante el proceso las válvulas serán operadas repetidamente para asegurar que todas sus partes entran en contacto con la solución de cloro.

Al finalizar la operación de desinfección, el agua con cloro será totalmente eliminada llenando la tubería con el agua destinada al consumo.

CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA.-

La conexión domiciliaria de agua, consta de las siguientes partes:

- 1.- Una llave de toma "Corporation" de bronce.
- 2.- Una caja de ladrillo, asentados con mortero de cemento arena 1 : 3 ó construida con otro material similar; - provista de caja cónica de señal, de fundición; donde se instalará la llave "Corporation".
- 3.- Tubería de plomo de un diámetro interior no menor de $1/2"$, con peso no menor de 3 Kg/m., llevando forros de tubos de concreto de $4"$.
- 4.- Un aparato controlador del gasto que se consuma, colocado dentro de una caja de albañilería de ladrillo ó de otro material similar, con su tapa de fierro. Estará colocado al final de la conexión domiciliaria, cerca de la línea de fachada.
- 5.- Dos llaves de paso ó llaves de medidor. En caso de no proveerse el medidor respectivo se colocará un niple de fierro galvanizado de $3/4"$ de diámetro y $7"$ de longitud.
- 6.- Dado que la tubería matriz es de asbesto-cemento, se empleará la correspondiente abrazadera de derivación con su anillo de jebe.

En las instalaciones a medidor, la conexión termina en el

lado de salida del aparato controlador, el cual se colocará en la acera y a una distancia no menor de 0.50 m. del lado exterior de la línea de fachada, debiéndose conservar un alineamiento recto en la ubicación de las cajas.

La tubería de agua, penetrará a los predios por el sitio más conveniente, debiéndose colocar cerca de la línea de fachada, en el interior del predio, una llave de interrupción cuya maniobra ó conservación, corresponde al propietario.

El material a emplear en la fabricación de las llaves de bronce, deberá contener no menos de 85% de cobre. Dichas llaves deberán estar perfectamente terminadas, con rosca tipo "Mueller" y no deberá acusar fugas a una presión de prueba de 150 lbs/pulg.².

La tubería de plomo deberá ser fabricada con plomo electrolítico de primera calidad; sección transversal circular y espesor uniforme. La presión de prueba será de 100 lbs/pulg.².

El material a emplearse en la fabricación de los marcos y tapas de fierro fundido, será el siguiente:

Para los marcos: 100% de fierro fundido.

Para las tapas : 30% de fierro cochino y 70% de fierro fundido.

//..

INSTALACION DE COLECTORES DE DESAGUES.-

1.- Material de las tuberías.-

Se empleará tubería de concreto normalizado de acuerdo a las Normas Peruanas para presión interna de 10 lbs/pulg.². Las uniones pueden ser de espiga y campana ó machiembradas.

2.- Trazo.-

El trazo ó alineamiento, gradientes, distancias, etc., deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del proyecto.

Cualquier modificación de los perfiles, por exigirlo así las circunstancias de carácter local, deberá recibir previamente la aprobación respectiva.

3.- Excavación de zanjas.-

3.1.- El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal - que exista un juego de 0.15 m. como mínimo y - 0.30 m. como máximo ante la cara exterior de - los collares y la pared de la zanja.

3.2.- El fondo de la zanja se nivelará con cuidado, conformándose exactamente a la rasante correspondiente del proyecto, aumentada con el espesor del tubo respectivo. Los excesos de excava

ción en profundidad, hechos por negligencia del contratista, serán corregidos por su cuenta, debiendo emplear hormigón de río, apisonado por capas no mayores de 0.20 m. de espesor, de modo que la resistencia conseguida sea por lo menos igual a la del terreno adyacente.

- 3.3.- En caso de que el suelo fuera inestable, deberá colocarse una base de hormigón de río bien apisonada de 0.25 m. de espesor, ó un solado con piedras grandes, cubierto con una capa de hormigón de 0.15 m. de espesor.
- 3.4.- El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50 m. de los bordes de la zanja para seguridad de la misma, facilidad y limpieza de trabajo.
- 3.5.- No deberá ser abierto un tramo de zanja mientras no se cuente en la obra con la tubería necesaria.

4.- Colocación y Calafateo de las Tuberías.-

- 4.1.- Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado, evitando los golpes y trepitaciones, cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tienen defectos visibles ni presentan rajaduras. Todos los tubos recibidos por el contratista, se

//..

considerarán en buenas condiciones, siendo desde ese momento, responsabilidad de él, su conservación.

- 4.2.- Colocados los tubos en la zanja se enchufarán - convenientemente debiendo mirar las campanas hacia aguas arriba; se les contará y alineará perfectamente y se procederá al relleno del espacio anular de las campanas, con estopa sin alquitranar de una sola pieza y de un largo tal que les abrace con exceso, haciéndola penetrar profundamente, presionándola fuertemente, empleando el botador apropiado.
- 4.3.- El alineamiento de las tuberías se hará utilizando dos cordeles; uno en la parte superior de la tubería y otro a un lado de ella; para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.
- 4.4.- La tubería y sus respectivos collares, debe cuidarse que estén completamente limpios, a fin de que la adherencia de la mezcla del calafateo con la junta sea lo más perfecta.
- 4.5.- En el calafateo de la unión, se usará mortero de cemento-arena proporción de uno a uno (1 : 1); - la arena debe ser limpia y fina. Se usará una - cantidad de agua que apenas humedezca la mezcla

//..

en seco; se preparará la cantidad necesaria para el calafateo de una sola cabeza; no deberá usarse la mezcla humedecida que tenga más de media hora de preparada.

4.6.- El interior de las tuberías serán cuidadosamente limpiado de toda suciedad ó residuos de mortero a medida que progresa el trabajo, y los extremos de cada tramo que ha sido inspeccionado y aprobado, serán protegidos convenientemente con tapones de madera, de modo que impidan el ingreso de tierra y otras materias extrañas

5.- Prueba de las tuberías.-

5.1.- Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizarán las pruebas de alineamiento, y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.

5.2.- La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos, una pieza ó "bola" de sección transversal circular, cuyo diámetro está en función del diámetro del tubo.

5.3.- La prueba hidráulica se hará por tramos comprendidos entre buzones consecutivos. La prueba durará 30 minutos como mínimo, siendo la carga de

//..

agua para la prueba, la producida por el buzón - de aguas arriba completamente lleno, hasta el ni vel del techo mismo.

6.- Relleno de la zanja.-

El relleno se hará con el material extraído, libre de piedras, raíces y terrones grandes, por capas de 0.15 m. sobre la tubería. Se completará el relleno de la zanja con el material extraído, por capas de 0.30 m. de espesor máximo; regadas, apisonadas y bien compactadas.

7.- Buzones.-

7.1.- El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones que serán los que determinen la nive lación y alineamiento de la tubería.

7.2.- Los buzones serán del tipo standard, adoptados por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas, con 1.20 m. de diámetro interno, construido con concreto simple de proporción 1 : 3 : 6 para los muros y fondo, con 0.15 m. y 0.20 m. de espesor respectivamente. Llevarán tapa y marco de hierro fundido de primera calidad, de 125 Kg. de peso total provista de charnela y con abertura circular de 0.60 m. de diámetro.

Los buzones de más de 1.50 m. de profundidad lle

varán escalines de fierro de 5/8", espaciados a 0.30 m., sobre el fondo se construirá las " medias cañas" que permiten la circulación de los desagües directamente entre las llegadas y salidas del buzón. Las medias cañas serán de igual diámetro que las tuberías de los colectores que convergen al buzón.

La cara interior de los buzones será enlucida con acabado fino, con una capa de mortero en proporción 1 : 2 de cemento - arena; y de 1/2" de espesor.

El techo será de concreto 1 : 2 : 4 reforzado con fierro de 1/2" en malla, espaciado a 0.15 m. y a razón de 10 kg. de fierro por techo.

7.3.- Las tapas de los buzones se colocarán de la manera siguiente:

7.3.1.- En buzones donde no hay intersección de colectores, la charnela se colocará paralela al eje del colector.

7.3.2.- En los buzones donde hay convergencia de colectores, la charnela se colocará paralela a la bisetriz de los ángulos formados por los colectores.

7.3.3.- En los buzones de más de 1.50 m. de pro-

//..

fundidad, las tapas irán tangentes al mu
ro del buzón y sobre la línea vertical -
en que están colocados los escalines.

CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE.-

La conexión domiciliaria de desagüe, consta de las siguientes partes:

- 1.- Tramo de conexión entre el empalme con la tubería matriz y la caja de registro de las características siguientes: diámetro mínimo ϕ 6" con pendiente uniforme de 1.5% aceptándose en casos especiales, una gradiente mínima de 1% en alineamiento recto, con empalme a la tubería matriz a ángulo de 45° . De preferencia material de concreto reforzado para una presión mínima de 10 lbs/pulg.².
- 2.- La caja de registro de concreto 1 : 2 $\frac{1}{2}$: 5 de forma rectangular, con dimensiones mínimas de 0.25 x 0.50 m. y a una profundidad que exija la pendiente de la conexión; estará provista de su respectiva tapa de plancha de acero ó de fierro fundido, terminada en el fondo en media caña de concreto.

La conexión de desagüe está comprendida entre la línea de propiedad y el conducto matriz de la red del servicio público, é instalación interna a la que sirve particularmente a cada propiedad con sus diversas dependencias.

Las conexiones de desagüe deberán instalarse a nivel inferior que el de las tuberías de agua, con el fin de evitar contaminación, siempre que no existean obstáculos de orden

//..

material insalvable.

Ninguna instalación de servicio de desagüe podrá ser colocada de manera que pueda contaminar la red de agua, ó alguna de sus derivaciones.

Los pesos y material a emplearse en la fabricación de marcos y tapas de fierro fundido serán:

Marco para caja de registro de desagüe 8 Kg.

Tapa para caja de registro de desagüe 8 Kg.

Para marcos: 100% de fierro fundido

Para tapas : 30% de fierro cochino y 70% de fierro fundido.

CAPITULO VM E T R A D O SCAPTACION Y CASETA DE BOMBEO

Comprende la perforación de un pozo de 110 m. de profundidad; caseta de bombeo; equipo de bombeo; accesorios e instrumentos de medidor de gastos y equipo de cloración.

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
A.- <u>POZO.-</u>		
Perforación de un pozo de 110 m. de profundidad. Las características se indican en las especificaciones técnicas respectivas.	und.	1
B.- <u>CASETA DE BOMBEO.-</u>		
1.- La caseta se ha proyectado para edificarse sobre el nivel del terreno y mide exteriormente 7 m. x 7 m., de muros de ladrillos de cabeza, tarrajeados, frota chados y pintados; con cu	und.	1

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
<p>bierta de concreto aligerado de 0.20 m. de espesor. Los cimientos serán de concreto ciclópeo 1 : 10 con 30% de piedras grandes de 0.50 m. x 1.00 m. de profundidad. Los sobre-cimientos serán de concreto simple 1 : 3 : 6 de 0.30 m. de ancho x 0.40 m. de alto. Los pisos serán de concreto simple 1 : 3 : 6 de 0.10 m. de espesor. La base para el cabezal de la bomba y el motor será de concreto simple 1 : 2 : 4 separado del piso mediante juntas para que las vibraciones afecten exclusivamente a las bases. Sobre la bomba se dispondrá una abertura de 1.85 m. x 1.85 m. enmarcado en vigas para la colocación y desmonte del equipo.</p>	und.	1
<p>2.- Bomba turbina de pozo profundo. Capacidad 46.4 lts/seg., altura total de elevación 75 m., velocidad 1,760 r.p.m., potencia del motor 70 H.P. Linterna de fo.fdo. con codo de descarga de 8".</p>	und.	1
<p>3.- Motor eléctrico vertical de eje hueco para servicio pesado de 80 H.P., 1760 r.p.m.</p>		

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
8.- Válvula de compuerta de 8", bridas.	und.	1
9.- Medidor Venturi con tubo de 8" incluso indicador, tota- lizador y registrador con sus accesorios.	und.	1
10.- Tubería de fo.fdo. de 8" in- cluyendo colocación de bri- das, pernos, etc. para las conexiones de las válvulas y accesorios.	m.	7
11.- Clorador de vacío de con- trol, manual para inyección de cloro, en solución para un caudal de 46.4 lts/seg., incluyendo medidor, mangue- ras de solución, de escape, de gas, válvulas auxiliares y juego extra de piezas de vidrio; comparador colorimé- trico para determinar el cloro residual con gradua- ciones de 0.1 a 2 p.p.m.	und.	1
12.- Balanza de plataforma de 1,000 lbs. de capacidad ti- po estacionario sin ruedas.	und.	1
13.- Cilindro de acero sin cos- turas especiales para enva- se de cloro de 150 lbs. de capacidad.	und.	6
14.- Máscara especial contra ga- ses de cloro.	und.	1

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
para corriente trifásica - de 220 voltios, 60 ciclos, 188 Amp. a plena carga, con aislamiento tropical, protección contra agua de goteo y equipado con bloqueo de no reversión.	und.	1
4.- Arrancador tipo estrella-triángulo magnético, arranque con carga reducida, equipado con relé de protección térmica contra sobrecarga amperímetro y selector manual automático.	und.	1
5.- Cabezal de combinación para montaje del motor eléctrico vertical de eje hueco - y con eje horizontal para accionamiento de emergencia por motor Diesel.	und.	1
6.- Motor Diesel de 6 cilindros verticales en línea, 4 tiempos, de 80 h.P. a 1,465 r.p.m. en alturas no mayores de 500 m.s.n.m. y en una temperatura de ambiente máxima de 30°C., inc. todos los aditamentos necesarios para su marcha normal.	und.	1
7.- Válvula "Check" tipo horizontal de cierre lento 8",	und.	1

//..

ALMACENAMIENTO

Se construirá un reservorio elevado de 800 m³ de capacidad de 18 m. de altura al fondo de la cuba. Las tuberías para las conexiones hidráulicas de ingreso y salida como las de desagüe serán de fo.fdo. de 150 lbs/pulg.² de presión de trabajo. Los accesorios y válvulas son con uniones de bridas.

<u>PARTIDA</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.- Tubería de fo.fdo. de 8" x 150 lbs/pulg. ² de presión de trabajo. En el metrado se considera un 5% adicional por rotura y retaceos.	m.	56
2.- Válvula de 8" con uniones de brida.	und.	2
3.- Boquilla de fo.fdo. de 10" x 8".	und.	2
4.- Boquilla de fo.fdo. de 12" x 8".	und.	1
5.- Codo de fo.fdo. de 8" x90°	und.	4
6.- Codo de fo.fdo. de 8" x 22 1/2°.	und.	3
7.- Tee de fo.fdo. de 8" x 8".	und.	1

AGUA POTABLE

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
A.- <u>MOVIMIENTO DE TIERRAS.-</u>		
1.- <u>Excavación.-</u>		
1.1- Excavación de zanja para- la instalación de la tube ría de agua de 4".	m ³	4,511
1.2.-Excavación de zanja para- la instalación de la tube ría de agua de 6".	m ³	1,700
1.3- Excavación de zanja para- la instalación de la tube ría de agua de 8".	m ³	11
2.- <u>Instalación.-</u>		
2.1- Instalación de la tubería de 4".	m.	5,639
2.2- Instalación de la tubería de 6".	m.	2,123
2.3- Instalación de la tubería de 8".	m.	13
3.- <u>Relleno.-</u>		
3.1- Relleno, nivelación, refi		

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
ne y pisoneo para la tubería de 4".	m.	5,639
3.2- Relleno, nivelación, refi- ne y pisoneo para la tubería de 6".	m.	2,123
3.3- Relleno, nivelación, refi- ne y pisoneo para la tubería de 8".	m.	13
4.- <u>Desmante.-</u>		
4.1- Eliminación de desmante de la tubería de 4".	m ³	2,775
4.2- Eliminación de desmante de la tubería de 6".	m ³	255
4.3- Eliminación de desmante de la tubería de 8".	m ³	8

B.- TUBERIAS.-

Las tuberías serán de 150 lbs/pulg.² de presión de trabajo. En el metrado se ha considerado un 5% adicional para roturas y retaceos.

1.- Tubería de asbesto-cemento

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
de 4" x 4 m. de diámetro - clase 150.	und.	1,480
2.- Tubería de asbesto-cemento de 6" x 4 m. de diámetro - clase 150.	und.	558
3.- Tubería de asbesto-cemento de 8" x 4 m. de diámetro - clase 150.	und.	5

C.- ACCESORIOS.-

1.- Válvula de fo.fdo. tipo - compuerta.		
De 8" de diámetro.	und.	2
De 6" de diámetro.	und.	5
De 4" de diámetro.	und.	52
2.- Tees de fo.fdo.		
De 4" x 4"	und.	27
De 6" x 4"	und.	11
De 6" x 6"	und.	3
De 8" x 8"	und.	2
3.- Niples de asbesto-cemento- de 1 m.		
De 4"	und.	68
De 6"	und.	27

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
De 8"	und.	7
4.- Codos de fo.fdo.		
Codo de 4" x 90°	und.	3
Codo de 4" x 45°	und.	7
Codo de 4" x 22 1/2°	und.	18
Codo de 6" x 45°	und.	4
Codo de 6" x 22 1/2°	und.	8
5.- Reducciones de fp.fdo,		
De 6" a 4"	und.	19
De 8" a 6"	und.	2
6.- Cruz de fo.fdo.		
De 6" x 6"	und.	8
7.- Tapones de fo.fdo.		
De 4"	und.	2
8.- Grifo contra incendio <u>ti</u> <u>po</u> poste.	und.	14
D.- <u>MATERIALES A USARSE EN LAS</u> <u>UNIONES.-</u>		
1.- Estopa	Kg.	141

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
2.- Plomo en barra	Kg.	2,086
3.- Carbón de piedra	Kg.	1,670
4.- Kerosene	gal.	66
5.- Lubricante	gal.	10

DESAGUES

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
A.- <u>MOVIMIENTO DE TIERRAS.-</u>		
1.- <u>Excavación.-</u>		
1.1- Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 8".	m ³	5,960
1.2- Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 10".	m ³	1,114
1.3- Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 12".	m ³	237
1.4.-Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 14".	m ³	990
1.5- Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 16".	m ³	980
1.6- Excavación de zanja para- la instalación de tubería de 20".	m ³	2,358
2.- <u>Acondicionamiento.-</u>		

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
2.1- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la - tubería de 8".	m.	5,033
2.2- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la - tubería de 10".	m.	729
2.3- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la - tubería de 12".	m.	155
2.4- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la - tubería de 14".	m.	507
2.5- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la tubería de 16".	m.	500
2.6- Nivelación, refine y piso neo de la zanja, para la tubería de 20".	m.	1,048
3.- <u>Relleno.-</u>		
3.1- Relleno y compactación de la zanja, para la tubería de 8".	m ³	4,953
3.2- Relleno y compactación de la zanja, para la tubería de 10".	m ³	933
3.3- Relleno y compactación de		

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
la zanja, para la tubería de 12".	m ³	193
3.4- Relleno y compactación de la zanja, para la tubería de 14".	m ³	786
3.5- Relleno y compactación de la zanja, para la tubería de 16".	m ³	755
3.6- Relleno y compactación de la zanja, para la tubería de 20".	m ³	1,782
4.- <u>Desmote.-</u>		
4.1- Eliminación de desmote, de la tubería de 8".	m ³	3,056
4.2- Eliminación de desmote, de la tubería de 10".	m ³	537
4.3- Eliminación de desmote, de la tubería de 12".	m ³	119
4.4- Eliminación de desmote, de la tubería de 14".	m ³	510
4.5- Eliminación de desmote, de la tubería de 16".	m ³	522
4.6- Eliminación de desmote, de la tubería de 20".	m ³	1,258

<u>PARTIDA</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
B.- TUBERIAS.-		
Las tuberías serán de 10 lbs/ pulg. ² de presión de trabajo. En el metrado se considera un 5% adicional por roturas y <u>re</u> taceos.		
1.- Tubería de concreto normaliza <u>do</u> de 8" de diámetro, clase 10.	und.	2,903
2.- Tubería de concreto normaliza <u>do</u> de 10" de diámetro, clase 10.	und.	425
3.- Tubería de concreto reforzado de 12" de diámetro, clase 10.	und.	90
4.- Tubería de concreto reforzado de 14" de diámetro, clase 10.	und.	296
5.- Tubería de concreto reforzado de 16" de diámetro, clase 10.	und.	218
6.- Tubería de concreto reforzado de 20" de diámetro, clase 10.	und.	458
C.- BUZONES.- (Tipo standard, com mar<u>co</u> y tapa de fo.fdo. - de 127 Kg.)		
1.- De 1.20 m. de profundidad pro <u>me</u> dio.	und.	29

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
2.- De 1.40 m. de profundidad pro medio.	und.	28
3.- De 1.60 m. de profundidad pro medio.	und.	27
4.- De 1.80 m. de profundidad pro medio.	und.	16
5.- De 2.00 m. de profundidad pro medio.	und.	25
6.- De 2.20 m. de profundidad pro medio.	und.	9
7.- De 2.40 m. de profundidad pro medio.	und.	2
8.- De 2.60 m. de profundidad pro medio.	und.	1
9.- De 2.80 m. de profundidad pro medio.	und.	2
10.- De 3.00 m. de profundidad pro medio.	und.	1

D.- MATERIALES A EMPLEARSE EN LA CONS-
TRUCCION DE LOS BUZONES.-

1.- Cemento	bolsa	1,692
2.- Arena	m ³	1,210

//..

<u>P A R T I D A</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
3.- Piedra partida de 1"	m ³	83
4.- Fierro de 1/2"	Kg.	2,727
5.- Fierro de 5/8" (para escalines).	Kg.	176
6.- Ladrillo corriente	und.	2,760
7.- Clavo de 2 1/2"	Kg.	77
8.- Madera (para el encofrado)	pie ²	1,380

BIBLIOGRAFIA:

- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
ALCANTARILLADO ERNEST W. STEEL
- ABASTECIMIENTO DE AGUA EN
LAS ZONAS RURALES Y EN PE
QUEÑAS COMUNIDADES E.G. WAGNER
- DISTRIBUCION DE AGUA EN
AGLOMERACIONES A. CAUVIN
- ESTRUCTURAS HIDRAULICAS K. SCHOKLITSH
- ESTUDIO DE MEJORAMIENTO
DE LA RED DE DISTRIBUCION
DE AGUA POTABLE EN LIMA MINISTERIO DE FOMENTO
- MANUAL DE HIDRAULICA ACEVEDO NETTO
- NORMAS DE PROYECTO DE SIS
TEMA DE DISTRIBUCION WALTER A. CASTAGNINO
- PROYECTO DE MEJORAMIENTO
INTEGRAL DEL SERVICIO DE
AGUA POTABLE DE CHOSICA MINISTERIO DE FOMENTO
- PROYECTO INTEGRAL DE AGUA
POTABLE Y DESAGUE DE LA
CIUDAD DEL CUZCO MINISTERIO DE FOMENTO
- PROYECTO INTEGRAL DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO
DE LA CIUDAD DE PIURA MINISTERIO DE FOMENTO

oooooooooooo