

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA



“ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARRILLA-
DO PARA EL PUEBLO JOVEN
“DOS DE MAYO” DE CHIMBOTE”

TESIS DE GRADO

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Sanitario

ELIAS LAVADO OLORTIGUE

Lima - Perú - 1,978

A LA AUTORA DE MIS DIAS

MI AGRADECIMIENTO A:

ING. ENRIQUE JIMENO BLASCO

Director del Programa Académico de Ingeniería Sanitaria

ING. JORGE SALINAS

Catedrático Asesor- Por su colaboración en la realización de la presente tesis.

ING. CARLOS RUIZ ALTUNA

Profesor Principal

ING. JORGE PFLUCKER HOLGUIN

Profesor Principal

ING. EDUARDO ARIAS GOVEA

Profesor Principal

INDICE GENERAL

	<i>Página</i>
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
<i>Generalidades</i>	
1.1. <i>Ubicación Geográfica</i>	3
1.2. <i>Clima</i>	3
1.3. <i>Recursos de la región</i>	8
1.4. <i>Transporte y comunicación</i>	13
1.5. <i>Aspectos socio-económicos</i>	14
CAPITULO II	
<i>Proyecciones Urbanísticas para el Pueblo Joven "Dos de Mayo"</i>	
2.1. <i>Ciudad</i>	24
2.2. <i>Plan de desarrollo urbano</i>	30
CAPITULO III	
<i>Datos Básicos de diseño</i>	
3.1. <i>Período de diseño</i>	32
3.2. <i>Población futura</i>	34
3.3. <i>Consumo de agua</i>	37
3.4. <i>Dotación</i>	40
3.5. <i>Variaciones de consumo</i>	41
3.6. <i>Consumos: Promedio, máximo diario y máximo horario</i>	43
CAPITULO IV	
<i>Dotación</i>	
4.1. <i>Recursos acuíferos en general</i>	45
4.2. <i>Captación de aguas superficiales (Río Santa)</i>	46
CAPITULO V	
<i>Recursos de agua subterránea</i>	
5.1. <i>Aguas subterráneas del Valle del Río Santa</i>	54
5.2. <i>Aguas subterráneas de la Quebrada de Lacramarca</i>	55

	<i>Página</i>
5.3. Aumento de salinidad de las aguas subterráneas por efecto de lixiviación	60
5.4 Intrusión del agua de mar	60
5.5 Conclusiones del sistema de captación a adoptarse	61
5.5.2 Determinación de las características cuantitativas de los estratos permeables en el cono de deyección.	64
5.6. Características físico-químicas del Pozo N°9	73
5.7. Concepto de términos usados en la hidráulica de pozos	73
5.8. Principales características de los pozos proyectados P-9, P-10, P-11.	75
5.9. Estratigrafía de los pozos P-9, P-10, P-11	77

CAPITULO VI

Línea de conducción

6.1. Conducción de aguas -Generalidades	79
6.2. Trazo de la línea de impulsión	80
6.3. Elección de la tubería a usarse	81
6.4. Esfuerzos a que se encuentra sometido la línea de impulsión.	82
6.5. Velocidades permisibles en la línea de impulsión	83
6.6. Descripción de la línea de impulsión de la Fuente de Abastecimiento al reservorio de 6000m ³ de capacidad	84

CAPITULO VII

Reservorios

7.1. Reservorios-Ubicación	86
7.2. Diseño de la Caceta de válvulas	87
7.3. Sistema de regulación	87
7.4. Línea de aducción-Red de distribución	88

	Páginas
7.5. Cálculo del gasto a la entrada de la red	89
7.6. Red de distribución	91
7.7. Determinación de la población abastecida	94
7.8. Consideraciones básicas para el diseño de la red	102
7.9. Criterios preliminares para el cálculo de la red de distribución.	103
7.10. Cálculo de la red de distribución	105
7.11. Análisis de presiones	109
7.12. Cálculo de la red	110

A N E X O 1

Especificaciones técnicas: Instalación de la línea de conducción, impulsión, y red de distribución	111
--	-----

A N E X O 2

Metrado y Presupuesto	125
-----------------------	-----

C A P I T U L O IX

Alcantarillado

9.1. Diseño del sistema de alcantarillado	126
9.2. Materiales a emplearse -tuberías	129
9.3. Tubería-aspecto económico	130
9.4. Red de desagüe	132
9.5. Recomendaciones y conclusiones	133

A N E X O 3

Metrado y Presupuesto	142
-----------------------	-----

BIBLIOGRAFIA

Al final de la obra.

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

=====

El agua es de vital importancia para la supervivencia de la humanidad, es así, como cada día, el hombre necesita adecuar y mejorar las condiciones de este elemento, así como las técnicas para su mejor explotación y aprovechamiento.

El uso del agua ha ido en aumento desde los inicios de la humanidad, hoy no solo se utiliza para el consumo doméstico, sino también en el campo industrial, en la producción de energía hidroeléctrica y en irrigaciones, entre otros usos.

Dada la importancia de este elemento, en la mayoría de las grandes ciudades se cuenta con servicios de abastecimiento de agua, pero no ocurre lo mismo con las localidades rurales, pueblos jóvenes o zonas marginales, donde es un hecho notorio la poca atención que se les ha brindado, encontrándose aún muchos pueblos sin estos servicios y otros con instalaciones antiguas y servicio deficiente.

Según informe del B.I.D. (Banco Interamericano de Desarrollo), solo el 43% de la población del Perú disponía de conexiones domiciliarias de agua potable y solo el 29% tenía acceso a los servicios de alcantarillado.

Por efecto del sismo del mes de Mayo de 1970, que azotó la zona norte del País, se dejó sentir mayor la necesidad de construir nuevas instalaciones de agua y alcantarillado o en su defecto su reacondicionamiento y ampliación de las existentes.

La presente tesis tiene por objetivo aprovechar un proyecto de infraestructura básica para el mejoramiento del abastecimiento del agua potable del casco urbano de la ciudad de Chimbote y de esta manera dotar al pueblo joven "Dos de Mayo" en forma integral y adecuada de un servicio de agua potable, considerándose como un modesto aporte al mejoramiento de los servicios de la ciudad de Chimbote.

C A P I T U L O I

GENERALIDADES.

1.1.0. UBICACION GEOGRAFICA

El Pueblo Joven "Dos de Mayo" se encuentra ubicado al Nor Este de la Ciudad de Chimbote capital de la provincia del Santa del departamento de Ancash, está situado aproximadamente en el kilómetro 436 de la Carretera Panamericana a 2 kms. del Centro de Chimbote, quedando incluido dentro del perímetro urbano de esta ciudad.

Su posición geográfica es de $9^{\circ}4' 30''$ de la latitud Sur y de $78^{\circ}35' 45''$ de longitud Oeste.

1.2.1. CLIMA

El clima de la región de Chimbote (incluyendo parte del Valle de Lacramarca) en mención se puede considerar caluroso en verano y templado en invierno.

Los datos climáticos principales están dados por las estaciones metereológicas de Chimbote, Corpac y Puerto Chimbote, en atención a que sus registros no muestran diferencias de significación, observándose que las temperaturas máximas y medias en verano son 30°C y 26.6°C y en la estación de invierno las temperaturas medias más bajas de 14.6°C . Estas se presentan en los meses de Julio a Setiembre.

Las precipitaciones pluviales son muy escasas, arrojando un promedio anual de 18.5 mm, pero ocurre normalmente entre los meses de Enero a Abril en que no hay precipitaciones.

La humedad relativa del aire indica un promedio anual de 80% con 91% de promedio anual máximo y 72% de promedio anual mínimo respectivamente y muy pequeña oscilación.

Los vientos dominantes proceden del sur, con velocidades que van desde 0.0 hasta un máximo de 28 km/h, siendo considerados como brisas moderada o brisa fresca, no presentan características limitantes para el desarrollo de las actividades en general, pero la persistencia de los vientos del Sur-Oeste en la Bahía de Samanco ha producido el arrastre eólico de las arenas, con la formación de dunas movedizas que avanzan hacia la ciudad de Chimote y que es necesario su estabilización.

Los valores correspondientes a la evaporación le asignan un alcance promedio, ligeramente superior a los 400 mm. anuales, cuyo régimen mensual indica ser mayor en los meses más cálidos de Enero a Abril y más bajo entre Mayo y Noviembre.

En cuanto a la nubosidad, medida en octavos, es de una media anual de 4.8 a 5.5, con medidas mensuales que van de 4 a 7, siendo Agosto el mes de más alta y en Enero el de más baja nubosidad.

En el Cuadro N°1 se muestra los promedios de temperatura, humedad relativa, evaporación y horas de sol, respectivamente.

Las horas de sol para el área, tomando como referencia los registros de la estación meteorológica del puerto de Chimbote, se puede calcular alrededor de 2,000 horas como promedio anual, cifra que corresponde a un promedio diario de 6 horas, estimado suficiente, para los efectos de fotosíntesis vegetal local, se presenta por debajo del promedio indicado durante Junio, Julio y Agosto, meses en que disminuye el desarrollo de la vegetación.

El cuadro N°2 nos muestra las temperaturas máximas y mínimas para los años 1969, 1970, 1971, 1972, 1973, 1974, 1975.

CUADRO N°1

VALORES PROMEDIOS REGISTRADOS EN LA ESTACION METEOROLOGICA " LA RINCO-
NADA"

(PROVINCIA SANTA- DEPARTAMENTO ANCASH).

ALTITUD: 13 M.S.N.M

LATITUD 08°59'

PERIODO:

LONGITUD 78°38'

MESES	TEMPER. (°C)	HUMEDAD RELATIVA (%)	EVAPORACION (mm)	HORAS DE SOL	PRECIPITACION (m.m.)
ENERO	24.0	69.4	3.3	254.66	0.6
FEBRERO	26.0	70.0	3.4	203.64	0.4
MARZO	26.4	70.0	3.4	234.44	0.4
ABRIL	24.8	71.8	3.3	219.88	0.2
MAYO	22.9	74.2	2.6	186.08	0.1
JUNIO	21.0	77.2	2.1	154.08	0.3
JULIO	20.0	79.2	1.9	267.88	1.0
AGOSTO	19.5	77.0	1.9	143.44	1.2
SETIEMBRE	19.7	75.4	2.1	185.32	0.2
OCTUBRE	20.5	73.0	2.4	208.64	0.0
NOVIEMBRE	21.0	71.8	2.7	215.48	0.1
DICIEMBRE	22.7	69.8	3.1	258.18	0.2
TOTAL	268.5	878.6	32.2	2,532.48	4.7
PROMEDIO	22.4	73.2	2.7	211.04	0.39

FUENTE: DATOS TOMADOS DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA
E HIDROLOGIA

C U A D R O N º 2

EMPERATURAS MAXIMAS Y MINIMAS

MESES	1969		1970		1971		1972		1973		1974			
	MAX	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.		
ENERO	26.4	17.1	25.8	17.2	25.9	17.8	24.5	18.1	24.6	17.5	25.2	17.6	25.7	17.3
FEBRERO	26.1	17.4	27.3	17.3	25.3	17.6	24.8	18.6	25.1	18.0	25.4	17.9	27.1	17.5
MARZO	24.8	17.7	24.5	20.3	24.9	18.5	25.1	18.2	25.5	18.8	24.9	19.0	25.8	19.8
ABRIL	23.3	14.9	23.0	19.4	23.5	17.4	23.7	16.9	24.6	17.8	23.7	18.2	23.9	19.2
MAYO	20.3	14.0	20.2	14.0	21.8	16.3	20.2	13.6	22.8	16.5	21.6	16.7	19.4	14.1
JUNIO	19.2	12.8	19.4	12.9	20.2	15.4	19.7	12.9	22.3	15.8	20.4	15.3	18.9	12.8
JULIO	20.2	12.9	18.9	13.0	20.4	14.8	19.6	12.5	21.2	15.0	19.9	14.7	18.2	12.9
AGOSTO	19.8	13.3	19.6	13.1	19.3	17.9	18.7	13.2	21.0	14.7	19.2	14.5	19.1	13.2
SEPTIEMBRE	21.6	13.5	20.0	13.3	19.2	15.0	19.4	13.7	19.5	14.6	19.6	14.2	19.7	13.4
OCTUBRE	28.5	13.8	20.6	13.4	19.8	15.2	19.7	14.0	20.3	15.0	20.1	15.1	20.1	14.1
NOVIEMBRE	23.5	14.7	22.7	15.5	20.4	15.7	21.5	14.9	22.8	15.4	22.1	15.8	22.3	15.3
DICIEMBRE	25.0	15.5	24.0	16.4	23.0	16.9	23.0	16.0	24.6	17.3	23.7	16.7	24.1	16.5
PROMEDIO ANUAL	23.2	14.8	22.1	14.7	22.0	16.3	21.7	15.2	22.8	16.4	22.6	15.5	22.3	15.1

FUENTE: DATOS TOMADOS DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.

1.3.0. RECURSOS DE LA REGION (ZONA)

1.3.1. DIRECCIONES BASICAS DEL DESARROLLO POR ACTIVIDADES PRODUCTIVAS

1.3.1.1. Minería

El desarrollo de la minería no constituye elemento definitivo para el desarrollo integral de la región a pesar de presentar índices relativamente altos de crecimiento, a largo plazo (1970=100) que para 1990 llegaran a:

Empleo :	Aproximadamente 20 veces
Producto bruto:	Aproximadamente 70 veces

Este desarrollo garantiza únicamente un aumento menor del 10% de las plazas de empleo que necesitará la región para el año 1990, estando la actividad total respectiva localizada fuera de las ciudades.

Los planes nacionales de desarrollo no determinan para la región de Chimbote un rol importante en el progreso de desarrollo minero, sin embargo se tiene que tomar en cuenta que algunos centros mineros importantes como Pash-Pash o Antanina, ubicados fuera de la región, por su proximidad pueden en el futuro generar ciertas actividades en Chimbote como el transbordo marítimo, la transformación inicial de materias primas mineras, algunas industrias metálicas de transformación y actividades de servicio a los centros mineros.

1.3.1.2. Agricultura y Ganadería

Con respecto a la agricultura nos vamos a referir a las áreas agrícolas, ubicadas alrededor ó vecindad de la ciudad de Chimbote y que forman un sistema productivo funcional parte del cual podría estar incluido dentro del área de expansión urbana.

El área física y de producción agropecuaria en los valles del Santa y Lacramarca, de acuerdo a los resultados de los estudios realizados por el ONERN, sobre el uso de la tierra en 1970, que determinó 12,000 Has. y 12,300 Has, considerando que en el último - existen 300 Has, sometidas a doble cultivo y tomando como límites: aguas abajo de la Irrigadora Chimbote y Hacienda Tanguche y del Canal Lateral Carlos Leigh de la Irrigadora Chimbote.

Los cultivos industriales comprendían el 44% del área anual de producción predominando el maíz, los cultivos alimenticios el 37.6% destacando el maíz y las menestras y los pastos el 18.4% restante del área antes indicada, siendo el principal de ésta la alfalfa.

Se plantea el desarrollo de las agricultura y ganadería hasta lograr el aprovechamiento pleno de las posibilidades potenciales de la Región.

Este desarrollo está ilustrado por los siguientes acápites que han sido copiado del Plan Regulador de Chimbote que se elaboró después del terremoto del 31 de Mayo de 1970.'

VARIANTES DE DESARROLLO DE LAS IRRIGACIONES

	<u>MINIMO (1990)</u>	<u>MAXIMO (1990)</u>
EMPLEO	125	145
VALOR BRUTO DEL PRODUCTO	590	675

* Fuente de información, plan regulador de Chimbote

Lo que indica que si en 1970 el sector agricultura dió empleo como 100, en 1990 dará como 125 ó 145, de igual manera con el valor bruto del producto, para 1970 es como 100, pero se prevee que para 1990 será como mínimo de 590 o sea que 5.9 ó 6.75 veces más que en 1970.

La anterior explicación es válida para los cuadros siguientes. A pesar de un desarrollo tan grande de la agricultura y de los servicios respectivos, no sería posible lograr el empleo pleno para el aumento de la población de las áreas rurales, provocado por el crecimiento vegetativo.

1.3.1.3. Pesca

El desarrollo de la pesquería está limitado por barreras biológicas y por lo tanto se prevé que el nivel global de su valor bruto y valor agregado en 1990 no presentan cambios, mientras que su volumen de empleo bajará aproximación 12% a causa del desarrollo técnico la participación de la pesquería en la estructura del empleo

en 1972 llegó a 10.9% y quedará reducida a 2.4% para el año 1990 según la variante media para la región.

Cabe subrayar un cambio substancial en estructura de la actividad pesquera consistente en el aumento de la participación de la pesca para el consumo humano.

Se admite que el volumen de la pesca de anchoveta quedará estacionario mientras que la pesca para el consumo humano ostentará un crecimiento muy rápida, ilustrado por los siguientes índices a alcanzar en 1990 (1970= 100)

EMPLEO	360
--------	-----

VALOR PRODUCTO BRUTO APROXIMADAMENTE	560
---	-----

1.3.1.4. Industria y Artesanía

Resulta del análisis de las anteriores actividades, la agricultura, la minería y la pesca, que contribuyen relativamente poco en su calidad de fuerza de desarrollo ya que absorben aproximadamente el 13.1% de la P.E.A de la Región y 58% de la P.E.A. de la población urbana.

Se prevé por lo tanto que la industria constituirá el motor principal del desarrollo de la Región. El desarrollo industrial se caracterizará en el año 1990 por los siguientes índices de crecimiento:

EMPLEO APROXIMADAMENTE	600
VALOR DEL PRODUCTO BRUTO APROXIMADAMENTE	900- 1,000

Al analizar los problemas industriales básicos de la Región cabe anotar que:

A.- La industria constituirá la principal fuerza motriz de desarrollo de la región.

Este hecho es confirmado por la creciente participación de los empleados en la industria, que crece de 16.8% en el año 1970 hasta aproximadamente 25.8% en el año 1990 (Este crecimiento sobre terrenos, urbanos llegará de los 19.9% en 1970 a los 27.3% en 1990)

B.- El empleo en la industria llegará aproximadamente a 2/3 de la población activa en el ramo de producción. Esto se refiere a las ciudades de la región y significa que el nivel de ingreso de este grupo de población, influirá en forma sensible en el grado de desarrollo de los servicios y por tanto, en el nivel de vida de la población.

C.- Los cambios de la estructura de la industria provocados por la reducción de la producción de la harina de pescado, estabilizarán el desarrollo de la región dependiente en alto grado de las imprevisibles fuerzas de la naturaleza.

D.- El desarrollo de la industria como principal fuerza motriz de desarrollo requiere organizar mecanismos adecuados para garantizar las posibilidades de un desarrollo intensivo según el modelo y posteriormente conseguir positivos efectos cuantitativos dentro de los límites de un desarrollo extensivo por intermedio de la transformación de la estructura industrial en la dirección del modelo.

1.3.2. PARTICIPACION DEL PUEBLO JOVEN "DOS DE MAYO" EN LAS ACTIVIDADES PRODUCTIVAS

El Pueblo Joven "2 de Mayo" esta íntimamente ligado a la estructura social y económica de la Región que hemos tomado para analizar los recursos y direcciones básicas del desarrollo por actividades productivas.

Al contar en 1976 con una población de 5,540 habitantes que representa el 4.6% de la población total de Chimbote (- 200,845 habitantes), podemos decir que su participación actual en las actividades productivas de la Región mantiene ocupado a toda su P.E.A. anotando también que existe un gran porcentaje de desocupados que se irán incluyendo a la P.E.A. mediante los planes de desarrollo del estado y las inversiones privadas.

1.4.0. TRANSPORTE Y COMUNICACIONES:

La actividad del transporte público de pasajeros en

Chimbote realiza el 70% de todos los viajes diarios que su población genera y aproximadamente el 90% de los viajes de la "Hora Punta".

El transporte público de pasajeros es sumamente deficiente porque se realiza con unidades automotores pequeñas (colectivos, microbuses).

Prácticamente no existen líneas de ómnibus y las que hay disponen de muy pocas unidades y éstas se encuentran en mal estado de conservación.

El Pueblo Joven "2 de Mayo" no tiene transporte público masivo regular y confiable, aunque pronto ampliará su alcance una línea de microbuses que abarcará todo el sector de "2 de Mayo". Con respecto a las comunicaciones podemos decir que la ciudad de Chimbote está integrada totalmente al país para lo cual cuenta con un servicio de correo, sistema telefónico, mediante el uso de una red de microondas, que lo comunican con todas las ciudades del país y además con una serie de estaciones de radio (comerciales) de alcance interprovincial. Dichos servicios son aprovechados por los pobladores del Pueblo Joven "2 de Mayo".

1.5.0.

ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS

1.5.1. RESEÑA DE LOS CAMBIOS ECONOMICOS

El notable crecimiento de Chimbote que se inició en la década de 1940 y continúa hasta la fecha ha sido el resultado de varios factores, entre éstos hay que mencionar las ventajas naturales del área, la política Gubernamental de desarrollo y las posibilidades presentadas en el Mercado Mundial al sector privado.

Los problemas actuales de Chimbote pueden atribuirse tanto a su rápido crecimiento en sí mismo, como a los factores mencionados. Las ventajas naturales de Chimbote han sido ampliamente discutidas, basta por lo tanto mencionar los abundantes recursos marinos, un excelente puerto natural, una área muy apropiada para la agricultura en el Valle del Santa y un suministro de agua suficiente para permitir la irrigación natural durante todo el año, así como generar abundante energía eléctrica.

Durante la década de 1930 se construyó la carretera Panamericana, creando un fácil acceso de Chimbote a Lima por primera vez.

El perfeccionamiento de las facilidades de transporte, permitió responder al Mercado Internacional durante la segunda Guerra Mundial, especialmente en lo que se refiere a exportación de minerales, carbón y aceite de pescado.

En 1943 el Gobierno decidió promover el desarrollo regional, creando la Corporación Peruana del Santa.

Esta Corporación inició un gran programa de construc-

ciones, incluyendo mejoras del Puerto; así como construyendo escuelas, edificando viviendas y un Hotel de Primera Clase. La Corporación Peruana del Santa tomó posesión del Ferrocarril y principió la tarrea de construir la Central Hidroeléctrica del Cañon del Pato en Huallanca.

Otra actividad Gubernamental durante dicho período abarcó el drenaje de los pantanos que constituían criaderos de zancudós transmisores de malaria, construcción de un Hospital, de los sistemas de agua y desague, así como también la instalación de servicios de salud.

Desde la fecha de su creación hasta alrededor de 1960 se puede decir que la corporación, dominaba completamente la economía de la ciudad, siendo el principal empleador, administrador de propiedades de inmuebles y proveedor de servicios. Como resultado del éxito en la venta de higados de pescado. Los industriales se dieron cuenta de que las aguas marinas frente a Chimbote son ricas e interesantes para la pesca a escala comercial, lo que llevó a la apertura de una Fábrica de Conserva de Pescado en el año 1947

Así principió el auge de la pesquería y siguió creciendo al descubrir la posibilidad de convertir la anchoveta en harina de pescado, en vez de fabricarlos a partir de los desperdicios de las Fábricas de conservas. En el año 1953 fue puesta en marcha la primera Fábrica de Harina de Pescado y desde entonces este producto generó

la mayor parte del auge de Chimbote. En menos de una década, el Perú desarrolló su industria pesquera de un nivel casi inexistente, hasta llegarse a convertir en el mayor productor del Mundo. A partir de estos momentos Chimbote superó a su más cercano competidor, que era el Puerto del Callao y ocupó el Primer lugar como Puerto Pesquero del País.

Así, la industria pesquera resultó ser el más importante empleador en los últimos años de la década de 1950 permaneciendo en este nivel hasta el año 1972, cuando la carencia de anchovetas obligó a interrumpir la actividad industrial debido a fenómenos marinos, ligados a cambios en la corrientes oceánicas.

Durante los primeros años de actividad en la industria de harina de pescado, la mayoría de los puestos de trabajo, fueron inestables, con carácter temporal y muchos de los trabajadores pertenecieron a la clase de obreros no calificados y carentes de experiencia en el ramo.

Con el increíble aumento de la población durante el periodo de 1940 a 1970 la industria de la construcción se expandió también en forma rápida y constituye desde los últimos años de la década de 1960, el segundo factor económico en lo que se refiere a oportunidades de empleo. Con la creciente población se presentó la necesidad no sólo de nuevas viviendas y construcciones de diversos tipos, sino también que un importante número de personas pudieran ganarse la vida ofreciendo bienes y servicios, lo que provocó en Chimbote un cre-

cimiento del número de mercados, tiendas, talleres, restaurantes, bares, cinemas, etc.

1.5.2. PROCESOS DE LOS CAMBIOS OCURRIDOS EN LA REGION

Llama mucho la atención que ningún Gobierno pudiera haber previsto la expansión explosiva ocurrida en Chimbote, la que multiplicó su población en la proporción de a 40 durante el periodo de 1940 y 1970. La estructura social del villorio primitivo sufrió repetidos choques con la llegada de nuevas élites en olas sucesivas.

Antes de la Segunda Guerra Mundial la más alta estructura social del Valle del Santa estaba constituida por los propietarios de las grandes Haciendas aunque ellos pasaban poco tiempo en Chimbote. En la ciudad la clase superior estaba compuesta por los agentes del Ferrocarril, los representantes de las Agencias, Aduanas y de las grandes firmas comerciales de Lima, así como por los dueños de Hoteles, comerciantes etc. Con la llegada de la Corporación Peruana del Santa, el primer grupo de profesionales (Ingenieros, Abogados etc) inmigró a Chimbote y se instaló en el ápice de la estructura social.

El desarrollo de la industria pesquera trajo consigo otro golpe para la estructura social de la ciudad que acababa de convertirse en un centro Siderurgico. La industria pesquera fue completamente nueva y única en todo el país y durante los primeros días de su desarrollo, carecía de profesionales experimentados para manejar las plantas y bolicheras, los que manejaban las plantas carecían

de calificaciones educacionales propias al grupo de ingenieros y abogados de la Corporación del Santa y Sogesa, ya que su nivel educacional era inferior al de los últimos y sus ingresos no eran estables, pero durante la pesca fueron ellos los mejores pagados en Chimbote y el comercio se desarrolló para satisfacer sus necesidades. La sensibilidad de los otros grupos fue sacudida cuando los pescadores empezaron a proceder en forma acostumbrada por los pobres que bruscamente se convertían en ricos, es decir consumiendo en forma exagerada. Con el transcurso del tiempo los ingenieros pesqueros tomaron el control de algunas fábricas y los pescadores profesionales desarrollaron su capacidad profesional

El grupo de los pescadores calificados ha sido incorporado a la ciudad como parte permanente e integral de su estructura social.

;

1.5.3.1. Aspectos característicos de los cambios socio-económicos

A) Migración

Chimbote ha participado, en forma exagerada, en el proceso de urbanización que se lleva a cabo en casi todo el Mundo especialmente en América Latina, con excepción del Brasil, Ecuador y Colombia, todavía se puede anotar que la ciudad principal de los demás países Latinos Americanos es la Capital.

La funciones claves están concentradas en un solo lugar, lo mismo que el poder y la riqueza, con importantes economías, de escala, pero esto lleva al empobrecimiento de las áreas interiores, con beneficio único para la capital, extraen la población de las ciudades más pequeñas y de los villorios, al presentarles oportunidades de empleo, de educación, de salud y de recreación así como todos los atractivos que hacen la gran ciudad para vivir.

La capital constituye el centro de acción, del poder y de las influencias y por lo tanto, para convertirse en un ciudadano pleno hay que migrar a la Capital.

B) Características de la Población Migrante.

¿Quién migra a la ciudad y en qué se diferencia de los que quedan en el villorio natal?

Toda migración es siempre selectiva, los migrantes son gente joven, la mayoría de los migrantes se dirigen a los lugares en donde tienen parientes que les puedan prestar ayuda, hasta que el migrante pueda valerse por sí solo.

De cada cinco jefes de familia de Chimbote (1962) * solo uno ha indicado no tener parientes en algún sitio de Chimbote. El estudio también reveló que a pesar de que la mitad de los interrogados nacieron en pequeños villorios o áreas rurales, sólo 17% eran agricultores y solo el 39% de los padres de ellos eran agricultores.

* Estudio Socio-Económico-Junta de Planificación Local (Chimbote -Diciembre, 1962). -21

El estudio hecho en el Distrito de Huaylas reveló, que eliminando la mayor parte de las diferencias entre emigrantes y no migrantes ~~interrogando~~ sólo parejas de hermanos, se constató que el hermano que emigró tenía una mejor educación que el que no lo hizo, pequeñas diferencias en la educación formal han influido en el éxito de cada individuo.

Un resultado interesante de este estudio consiste en que el cambio de vida es afectado en forma sensible por el hecho de haber sido criado o en asentamiento rurales apartados o en el centro urbano de un distrito. Aún después de vivir por 20 años en una ciudad, el hombre de villorio a mantenido no solo su ventaja socio-económica sobre el hombre de asentamiento rurales diversos, sino que a aumentado dicha ventaja.

La migración desde las áreas rurales hacia la ciudad no constituye solamente el resultado del atractivo urbano, sino que resulta también de la creciente presión demográfica sobre una base fija del terreno, labrando con una tecnología estática. El crecimiento vegetativo de la población del Distrito de Huaylas durante el período de 1941-1961 llegó a 60% durante dicho lapso, pero la población permanecía en el año 1961 estática con respecto a la de 1941, ya que todo el crecimiento vegetativo emigró, dirigiéndose en su mayoría a Lima y parte a Chimbote.

Este proceso selectivo, constatado dentro de los distritos, rige también para la Nación entera, con el flujo constante

del mejor material humano desde las ciudades más pequeñas hacia las más grandes.

C- Consecuencias de la Migración para las Areas de Procedencia y de Destino.

Los centros más pequeños pagan el costo de criar niños hasta la madurez, pero éstos migran hacia las ciudades antes de reembolsar el costo social que han originado.

Las áreas rurales pierden de esta manera el mejor material humano, aunque es cierto que de todos modos no podrían aprovecharlos totalmente. Las ciudades se aprovechan del proceso selectivo por las mismas razones que se acaban de mencionar respecto a las áreas rurales.

Estas reciben gente en edad de trabajar sin intervención alguna por su parte, recibiendo el mejor material humano que es capaz de producir el área rural.

La consecuencia del proceso selectivo de migración consiste en el hecho de que los individuos mejor educados y más ambiciosos migran hacia las ciudades.

Dentro de este grupo existe una segunda selección que dirige a los individuos con mayor capacidad potencial hacia Lima. Algunos individuos de esta categoría migran a Chimbote después de haber pasado el filtro de Lima, en calidad de representantes de compañías privadas o del Gobierno.

Sitios como Chimbote atraen a la gente con mayor empuje que el promedio poblacional de la Nación. Los resultados de este proceso de selección se dejan ver en el rápido crecimiento de la ciudad, y en el hecho de que la gente ha podido crear su propio ambiente urbano sobre áreas desérticas sin mayor ayuda exterior.

CAPITULO II

PROYECCIONES URBANISTICAS PARA EL PUEBLO JOVEN "DOS DE MAYO"

2.1.0. LA CIUDAD

El Pueblo Joven "Dos de Mayo" presenta el aspecto de una inmensa barriada con calles de tierra y carencia general de servicios, lo que le resta característica urbana, actualmente el abastecimiento de agua es por medio de camiones cisterna que venden el agua por cilindros a un costo de 30 soles por unidad.

2.1.1. BREVE RESUMEN DE LA REALIDAD FISICA URBANA DE CHIMBOTE

2.1.1.1. Resumen total de la ciudad de Chimbote

a) Número de sectores urbanos

cincuenta y cinco (55) distribuidos en:

- Cuarentiuno (41) Pueblos Jovenes
- Trece (13) Urbanizaciones populares, de interés social y privadas.
- Casco urbano central

b) Población total

200,845 habitantes, distribuidos:

- 75% en Pueblos Jóvenes
- 20% en Urbanizaciones
- 5% en Casco Urbano Central

c) Area total del asentamiento

1,673 hectáreas de las cuales:

- 62% en Pueblos Jóvenes
- 33% en Urbanizaciones
- 5% en Casco Urbano Central

d) Población que tiene servicio de agua

140,976 habitantes o sea el:

- 70% del total

e) Población que tiene servicio de desagüe

154,226 habitantes o sea el:

- 76% del total

f) Población que tiene servicio de electrificación.

142,876 o sea el

- 71% del total

2.1.1.2.

Resumen de Urbanizaciones de Chimbote

(Populares-Interés social-Privadas)

a) Número de Urbanizaciones

Trece (13)

- De Estas (8) ocho se localizan en el Casco Urbano de Chimbote y son: Antúnez de Mayolo, El Carmen, La Caleta, Laderas del Norte, El Trapecio, 21 de Abril, Los Pinos y Barrio Fiscal N°5.

En zonas de expansión se encuentran: Bella Mar; Buenos Aires y las Casuarinas.

b) Población total en Urbanizaciones

39,536 habitantes (20%)

- En la zona de expansión: 20,020 (10.2% del total)

- En zona de Casco Urbano: 19,516 (9.8% del total)

c) Area total de Urbanizaciones

555.7 hectareas (33.2% del total)

- En zona de expansión: 358.1 Ha. (21.4% del total)

- En zona de Casco Urbano: 197.6 Ha. (11.8% del total)

2.1.1.3.

Resumen de los Pueblos Jóvenes de Chimbote

a) Número de Pueblos Jóvenes

Cuarentiuno (41)

b) Población total en Pueblos Jovenes

150,759 habitantes

- 75% de POBLACION TOTAL DE CHIMBOTE

c) Area total en Pueblos Jovenes

1,042 hectáreas

- 62% de superficie total de Chimbote

d) Pueblos Jovenes que no tienen servicio de agua

(No se considera los sectores comprendidos en préstamos A.I.D, B.U.P. ORDEZA)

Total en Población:

- | | |
|--------------------|-----------------------------|
| 1.- Alto Perú | 11.- Miraflores |
| 2.- Ciudad de Dios | 12.- Miramar Bajo |
| 3.- Esperanza Baja | 13.- Pensacola |
| 4.- La Victoria | 14.- San Isidro |
| 5.- Pueblo Libre | 15.- Dos de Mayo |
| 6.- Primavera | 16.- San Pedro |
| 7.- La Unión | 17.- Señor de los Milagros |
| 8.- El Porvenir | 18.- .27 de Octubre |
| 9.- Ramón Castilla | 19.- San Francisco de Asis. |
| 10- Magdalena | |

e) Pueblos Jovenes que no tienen servicio de desagüe
(No se contabilizan los sectores comprendidos en
préstamo A.I.D. B.V.P. ORDEZA).

Total de Población 46,619 Habitantes

- | | |
|--------------------|----------------------------|
| 1.- Alto Perú | 9.- Señor de los Milagros |
| 2.- Ciudad de Dios | 10.- San Francisco de Asis |
| 3.- Esperanza Alta | 11.- 27 de Octubre |
| 4.- Esperanza Baja | 12.- El Porvenir |
| 5.- Magdalena | 13.- Ramón Castilla |
| 6.- Miramar alto | 14.- San Isidro |
| 7.- Pueblo Libre | 15.- 2 de Mayo. |
| 8.- San Pedro | |

f) Pueblos Jovenes que no tienen servicios eléctricos
(No se contabilizan los sectores comprendidos en préstamos
de AIC/BVP- ORDEZA)

Total de Población 57,969 habitantes.

- | | |
|---------------------|----------------------------|
| 1.- Alto Perú | 9.- Miraflores 3ra. zona |
| 2.- Ciudad de Dios | 10.- Primavera |
| 3.- 2 de Junio | 11.- El Porvenir |
| 4.- Esperanza Alta | 12.- San Pedro |
| 5.- Esperanza Nueva | 13.- Señor de los Milagros |
| 6.- Magdalena Nueva | 14.- San Francisco de Asis |
| 7.- Miraflores Alto | 15.- 27 de Octubre |
| 8.- Miraflores Bajo | |

2.1.2.

RESUMEN DE LA REALIDAD FISICA URBANA DEL PUEBLO JOVEN "DOS DE MAYO"

a) A nivel de Asentamiento

Pueblo Joven

- Viviendas Unifamiliares
- Comercio de Barrio
- Asentamiento en pendiente

b) Población

5,540 habitantes

c) Superficie

39.9 hectáreas

d) Número de lotes

1,235

e) Densidad

7 habitantes por lote

f) Lote predominante

300 m².

g) Dimensiones predominantes

- 10 m de frente
- 30 m de fondo

2.2.0. PLAN DE DESARROLLO URBANO

Teniendo en cuenta la magnitud, del Pueblo Joven "Dos de Mayo" se requerirá la dotación de equipamiento, educacional comunal, comercial y recreacional.

ORDEZA por intermedio de su oficina de desarrollo urbano de Chimbote, ha elaborado plano de la estructura urbana del Pueblo Joven "Dos de Mayo"

Equipamiento y servicios proyectados existentes

- Cooperativa Area = 2,300 m²
Estado actual = terreno libre
- C.E.I. (Colegio) Area = 2,200 m²
Estado actual = terreno libre
- Escuela C.E.I. Area= 2,840 m²
Estado actual = Colegio "Ciro Alegria"
- C.E.B.I. Area= 7,480 m²
Estado actual = terreno de cultivo
- C.E.B III Area = 20,000 m²
Estado actual = terreno de cultivo
- C.E.I Area= 2,680 m²
Estado actual = Jardín infantil, y
Terreno Libre
- C.E.B. I. Area= 3,264 m²
Estado actual = Escuela N° 88016
- Unidades cooperativas= Area= 1,520 m²
Estado actual = terreno libre

- Area verde (campo deportivo) Area= 2,200 m²
Estado actual = terreno libre
- Local religioso Area= 840 m²
Estado actual = Local religioso
- Mercado Area= 2,800 m²
Estado actual = terreno de cultivo
- Centro Cultural Area= 3,500 m²
Estado actual = Terreno libre
- Correo Area= 300 m²
Estado actual = terreno de cultivo
- Puesto Policial Area= 400 m²
Estado actual = terreno de cultivo
- Posta médica Area= 1,500 m²
Estado actual = terreno de cultivo

Las escuelas existentes y las proyectadas cumplirán funciones culturales dentro de la comunidad, además del servicio específico actual que prestan

Existen dos tipos de escuelas

- Primero a nivel pre-escolar el C.E.I. (Centro de Educación inicial o jardín de la infancia)
- Segundo a nivel netamente escolar: El C.E.B. (Primer año hasta tercer año de Primaria).

C A P I T U L O I I I

DATOS BASICOS DE DISEÑO

3.1.0. PERIODO DE DISEÑO

El período de previsión está influenciado por diversos factores técnicos económicos, entre los cuales podemos mencionar los siguientes:

- Duración probable de las instalaciones y sus características especiales.
- Monto de la inversión que requiere la ejecución de las obras.
- Población futura a servir.
- Etapas de desarrollo de la población en estudio.

Teniendo en cuenta esos factores, el período de previsión se estimará de acuerdo a lo que recomienda el Reglamento Nacional de Construcciones:

Período recomendable de las etapas constructivas

- a) Para Poblaciones de 2,000 hab. hasta 20,000 habitantes se considera 15 años.
- b) Para Poblaciones de 20,000 a más habitantes se considera 10 años

c) Los plazos se justificarán con la realidad económica de cada localidad.

Con tendencia a escoger períodos relativamente, largos dado que ciertos elementos como tuberías matrices, colectores primarios, reservorios etc. son difíciles de ampliar y caros de reemplazar, en consecuencia se acostumbra a diseñarlos para su máxima capacidad y durabilidad, otro factor que indudablemente influye en la determinación del período de diseño es el grado de desarrollo que ha alcanzado la población. Si se prevén crecimientos apreciables en ella, en función de las características de la zona, es aconsejable aplicar períodos relativamente cortos, que no encarezcan en demasía las obras y que eliminen el riesgo de que un error en la estimación de la población futura, posibilidad que siempre existe, ocasione que la capacidad de las instalaciones queden rebajadas rápidamente en su período muy corto de tiempo.

Por otra parte en poblaciones que ya han alcanzado un ritmo estable de crecimiento, se puede seleccionar períodos de diseño bastante largos, puesto que la incertidumbre en los cálculos de población futura es mucho menor que en el caso anterior.

Pasando al caso del Pueblo Joven "Dos de Mayo" el período de diseño será de 20 años. Como se ha mencionado anteriormente el Pueblo Joven de "Dos de Mayo", por sus características topográficas y geográficas no brinda, comodidades como para un incremento de la población o en su defecto para un crecimiento ordenado. Es decir que nuestro sistema de abastecimiento de agua deberá funcionar en

condiciones normales hasta el año 1998.

Por lo tanto el período de diseño es = 20 años

3.2.0. POBLACION FUTURA

La estimación de la población futura es la base para la fijación de la capacidad del sistema de abastecimiento, puesto que las predicciones sobre las futuras demandas de agua son basadas en la estimaciones de la población y el consumo por habitante. La estimación de la población para un año futuro es difícil, existen varios métodos basados en el crecimiento anterior como:

A) Ecuaciones exponenciales

Método geométrico

Método de incremento variable

Método de la parábola 2do. grado.

Método de la ecuación de la curva logística

B) Ecuaciones lineales

Método interes simple

Método crecimiento aritmético

Pero si aplicamos estos métodos los cálculos de la población futura se realizaría con bastante inexactitud, puesto que la variación poblacional no está regida por una ley matemática en Mayo de 1975

por intermedio de Sinamos se realizó un censo en el Pueblo Joven "2 de Mayo" teniéndose 5,540 habitantes.

Si efectuamos algunos cálculos matemáticos o gráficos para hallar la población futura, en base a éste datos censales, arrojarían cifras irreales de acuerdo con la realidad y más aún si la ciudad ha sufrido los efectos del sismo ocurrido en Mayo de 1970.

El crecimiento del Pueblo Joven "Dos de Mayo" fue inicialmente acelerado, debido al incremento de la industria pesquera en la ciudad de Chimbote.

Debido al imprevisto desarrollo de la industria pesquera, Esta motivó la llegada de muchos trabajadores y sus respectivas familias tanto de las zonas rurales de la región como de otras ciudades.

Por otra parte el otro suceso extraordinario, fue el sismo ocurrido el 31 de Mayo de 1970 que afectó gran parte de la ciudad y en forma concreta al Pueblo Joven "Dos de Mayo" como consecuencia de este suceso muchos pobladores emigraron a otras ubicaciones que le ofrecía la ciudad de Chimbote, con el anhelo de encontrar mejores condiciones de vida, al beneficiarse con las ayudas del Gobierno y de otras entidades.

En el año 1976 un trabajo realizado por ORDEZA en el Pueblo Joven "Dos de Mayo", confeccionó un plano de estructura urbana que empadronó, 1,235 lotes que se estimó de 7 habitantes por lote y

que arroja una población de 8,645 habitantes según las recomendaciones básicas de estructuración para construcciones en esta zona. La población futura del Pueblo Joven "Dos de Mayo" la vamos a calcular en base del # de lotes de terreno, con una densidad futura de 7 habitantes por lote o sea:

$$\# \text{ de Lotes} = 1,235$$

$$\text{Densidad} = 7 \text{ hab/lote}$$

$$\text{Población futura} = 1235 \times 7 = 8645 \text{ habs.}$$

Requisitos Urbanos considerados

- Densidad neta	200 Hab/Ha.
- Densidad bruta	160 "
- Area recomendable por lote	240 m ² .
- Area mínima de lote	160 m ²
- Frente recomendable por lote	8.00 ml a 10.00 ml.
- Frente mínimo recomendable	6.00 ml.
- Altura máxima de construcción	2 pisos

Como podemos analizar, la población de "Dos de Mayo" alcanzó su grado de saturación pero teniendo en cuenta que la mayoría de sus lotes son de un solo piso y además con el abastecimiento de agua potable y alcantarillado ofrecerá mejores condiciones de vida, se podrá incrementar la población en el sentido que se construyan

lotes con dos pisos, que es lo máximo que se recomienda.

Por lo tanto la población que utilizaremos para nuestro proyecto será de 8,645 habts. y estaremos coincidiendo con el Reglamento Nacional de Construcciones que indica que la población para cada etapa de diseño deberá coordinarse con las áreas, densidades del plano regulador respectivo, y los programas de desarrollo regional.

3.3.0. CONSUMO DE AGUA

3.3.1. GENERALIDADES

Es un dato básico para el Proyecto de un sistema de abastecimiento de agua es saber la cantidad de agua necesaria para abastecer a una población, es función de dos factores que son:

- a) Consumo por persona
- b) Número de habitantes que ha de considerarse en el Proyecto.

3.3.2. FACTORES QUE AFECTAN AL CONSUMO

El consumo diario promedio por habitante y por día varía ampliamente de acuerdo a los siguientes factores.

A) Importancia de la ciudad

Es evidente que una ciudad importante, requerirá una mayor dotación, puesto que el sistema de vida así lo requiere. Se necesitara una mayor cantidad de agua, para fines decorativos riego de jardines etc.

B) Standar de vida y el clima

O sea las condiciones de vida, educación y cultura de la población influyen en forma importante en el consumo del agua.

El clima determina el hábito de vida de la población. De acuerdo a estudios sabemos que el consumo varía de acuerdo al clima alcanzado su máximo en épocas de verano y su mínimo en invierno, esto en poblaciones donde las temperaturas no son tan bajas, que lleguen a congelar el agua en las cañerías, puesto que si existiera este problema, habría la necesidad de dejar correr el agua para evitar posibles roturas de éstas y por lo tanto el consumo aumentaría.

C) Calidad del agua

Una agua de buenas condiciones está expuesta a un mayor uso de ella, que otra de inferior calidad.

D) Costo del agua

Es natural que el precio del agua influya en su consumo,

pues un método práctico para disminuir su consumo es aumentar su costo.

E) La presión del agua.

Es muy importante puesto que en una presión comprendida entre 15 y 35 mts de agua, el consumo es mínimo, para presiones mayores aumenta por filtraciones posibles en la red y sabemos que crece con la potencia (H 1/2) de la presión, el golpe de ariete es mayor y por lo tanto las válvulas se deterioran con mayor facilidad.

F) Consumo industrial

Es muy difícil de determinar, ya que el consumo industrial no guarda ninguna relación con el consumo por habitantes, el consumo industrial suele alcanzar tres o cuatro veces el consumo de la población.

G) La eficiencia de la dirección de la empresa de aguas.

Se evitará un consumo excesivo por la disminución de las pérdidas de agua en las tuberías y fraudes, entendiéndose por fraude las tomas clandestinas.

3.3.3. CONSUMO UNITARIO

El consumo unitario de agua, en una ciudad que cuenta con un servicio, organizado y controlado convenientemente en sus as-

pectos técnicos, administrativo y económico, debe presentar un aumento progresivo correspondiente al mejoramiento del nivel de vida de los pobladores, lo que redundará en un incremento en el uso del agua y la implantación de nuevas industrias.

Estas variaciones sólo pueden determinarse a base de estadísticas permanentes y de esta manera es posible establecer los valores de las dotaciones correspondientes a los consumos futuros. En el caso particular del Pueblo Joven "Dos de Mayo" estos datos son nulos, puesto que actualmente no existen servicios.

3.4.0.

DOTACION

Es la cantidad de agua expresada en l/H/d, litros por habitante y por día, que el proyectista asume para satisfacer las necesidades de la población. El objetivo de un proyecto de abastecimiento de agua está dirigido a satisfacer las necesidades humanas en relación a este indispensable elemento. Por esta razón, en cuanto sea posible se tratará de cumplir con dicho objetivo.

Se presenta el problema de definir el volumen de agua por persona y por día.

Actualmente la población del Pueblo Joven "Dos de Mayo" se abastece del agua potable del Casco Urbano de Chimbote y que es transportada por camiones cisternas.

El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda las siguientes dotaciones diarias por habitante:

POBLACIONES	C L I M A	
	FRIO	TEMPLADO Y CALIDO
de 2,000 hab. a 10,000 hab.	120 l/h/d	150 l/h/d
de 10,000 hab a 50,000 hab.	150 l/h/d	200 l/h/d
Más de 50,000 hab.	200 l/h/d	250 l/h/d

Cualquier variación que se proponga a esta dotaciones deberá estar técnicamente justificada en base a estadísticas comprobadas.

Para el caso del Pueblo Joven "Dos de Mayo" adoptaremos la dotación de 200 lpd, como ya se ha descrito en el segundo capítulo la dotación será generalmente para consumo doméstico, ya que "Dos de Mayo" carece de industrias, grandes, comercios etc. y además adoptar una mayor dotación significaría un mayor desembolso económico.

3.5.0. VARIACIONES DE CONSUMO

La demanda de agua de una población es variable, dependiendo directamente de la hora, el día y la estación del año. Asimismo se deberá tener en cuenta que el consumo, como hemos mencionado, depende de las costumbres de los habitantes, las cuales tienen la particularidad de ser más o menos constantes en ciudades pequeñas y

diferentes en ciudades grandes. Las variaciones más importantes son:

3.5.1. VARIACIONES DIARIAS (K_1)

Se llama así a la relación del día del máximo consumo entre el promedio diario anual.

Denominándose promedio diario anual, a la obtenida del producto de la dotación promedio diario anual por el número de habitantes y dividido entre el número de segundos que tiene el día - (86,400 seg). Como el Pueblo Joven "Dos de Mayo" es una población sin grandes variaciones de temperatura, se asume un porcentaje para la variación máxima anual de la demanda diaria de 130% es decir $K_1 = 1.3$

3.5.2. VARIACIONES HORARIAS (K_2)

Es el resultado de dividir la demanda de la hora de mayor consumo, entre el promedio horario. Si tomamos el día de máximo consumo, tendremos la variación en la hora de máximo consumo.

El porcentaje adoptado para "Dos de Mayo" para la variación máxima anual de la demanda horaria es de 180% es decir $K_2 = 1.8$

3.6.0. CONSUMOS: PROMEDIO, MAXIMO DIARIO Y MAXIMO HORARIO

- Población de diseño	8,645 hab.
- Dotación	200 l/h/d
- Coeficiente de variación diaria	$K_1 = 1.3$
- Coeficiente de variación horaria	$K_2 = 1.8$

Determinaremos:

Consumo total de agua en un año

$$Qt = 8,645 \times 200 \times 365 \times 10^{-3}$$

$$Qt = 631,085 \text{ m}^3/\text{año}$$

Consumo Promedio Diario

$$Qp = 8645 \times 200 \times 10^{-3} = 1,729 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Qp = \frac{8645 \times 200}{86,400} = 20.02 \text{ lt/seg}$$

86,400

Consumo Máximo Diario

$$Qmd = Qp \times K_1$$

$$Qmd = 1,729 \times 1.3 = 2.247.7 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Qmd = 20.02 \times 1.3 = 26.00 \text{ lt/seg}$$

Consumo Máximo Máximo

$$Q_{mm} = Q_{md} \times K_2 = 26.00 \times 1.8 = 46.82 \text{ lt/seg.}$$

C A P I T U L O I V

DOTACION

4.1.0. RECURSOS ACUIFEROS EN GENERAL

4.1.1. UBICACION HIDROGRAFICA DE CHIMBOTE

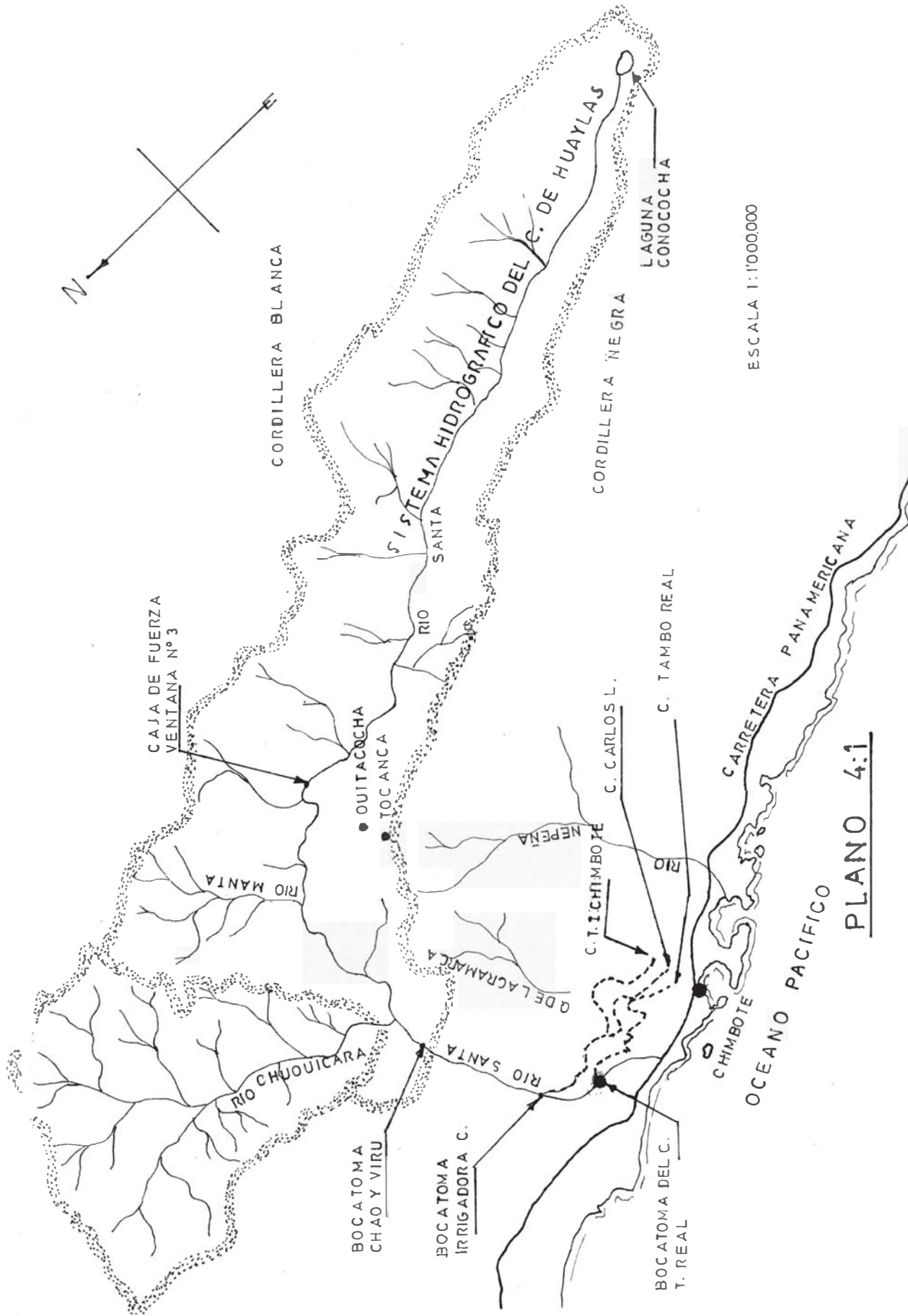
Chimbote se encuentra relacionado con los tres siguientes sistemas hidrográficos.

1.- *Sistema Hidrográfico del Callejón de Huaylas que alimenta al Río Santa. La ciudad se encuentra a 13 kms al Sur de la desembocadura de dicho Río.*

2.- *Sistema Hidrográfico de la Quebrada de Lacramarca. La ciudad se desarrolla sobre un antiguo Cono de Deyección del Río del mismo nombre.*

3.- *Sistema Hidrográfico del Valle de Nepeña. La ciudad se encuentra ubicada a 30 kms. al Sur del Valle mencionado.*

En el Plano 4.1 se muestra la ubicación de éstos tres sistemas hidrográficos con respecto a la ciudad de Chimbote.



SISTEMAS HIDROGRAFICOS PROXIMOS A CHIMBOTE

4.1.2. RECURSOS ACUIFEROS DISPONIBLES

Los recursos acuíferos de interés para un suministro racional inmediato de agua potable para la ciudad de Chimbote y en particular para el Pueblo Joven "Dos de Mayo" son las siguientes:

- 1.- Aguas superficiales y subterráneas del Valle del Río Santa.
- 2.- Aguas subterráneas de la Quebrada de Lacramarca.

No se han considerado como recursos acuíferos disponibles los correspondientes al Valle de Nepeña, por ser insuficientes, aún para atender las demandas de riego del propio valle y además por encontrarse a la considerable distancia de 30 km, al Sur de la ciudad de Chimbote que obligaría a un sistema de conducción oneroso.

Tampoco se ha considerado los recursos disponibles correspondientes a las aguas superficiales de la Quebrada de Lacramarca, dado que por ésta no discurre agua superficial, excepto en los años de grandes lluvias, que el agua discurre en forma torrentosa, llegando a entrar en el Valle Agrícola situado al Nor-Este de Chimbote.

4.2.0. CAPTACION DE AGUAS SUPERFICIALES (RIO-SANTA)

4.2.1. ORIGEN (RIO SANTA)

El Río nace en la Laguna de Conocochoa, situada en la

cabecera del Callejón de Huaylas y a una altura de 4,020 m. sobre el nivel del mar.

4.2.2. RECORRIDO Y CUENCA

El Río Santa desde su nacimiento hasta su confluencia con el Río Manta, discurre paralelamente a la Costa en dirección de Sur-Este a Nor-Oeste , entre la Cordillera Blanca y Negra. A una distancia de 90 kms. de la confluencia mencionada, cambia su curso hacia el Oeste, para desembocar en el Océano Pacífico en un punto situado a 13 kms. aproximadamente, al Norte del Puerto de Chimbote.

Desde su origen hasta su desembocadura recorre unos 294 kms. la Cuenca Colectora del Río Santa tiene una extensión de 11,000 km², siendo este Río uno de los mas caudalosos de la costa del Perú.

4.2.3. REGIMEN HIDROLOGICO

El Río Santa, como todos los Ríos de la Costa del Perú, tiene su régimen irregular, con períodos relativamente cortos de grandes avenidas y períodos largos de variantes, diferenciándose de otros Ríos de la Costa en la existencia de un caudal permanente en sus cauces durante todo el año. El régimen hidrológico del Río Santa ha sido

estudiado ampliamente por la Comisión de Estudios de la Corporación de las Peruanas del Santa, para el "Proyecto de Irrigación Pampas de Chao-Viru-Moche-Chicama" de cuyo informe obtenemos la mayor parte de los datos, consignados en este Capítulo.

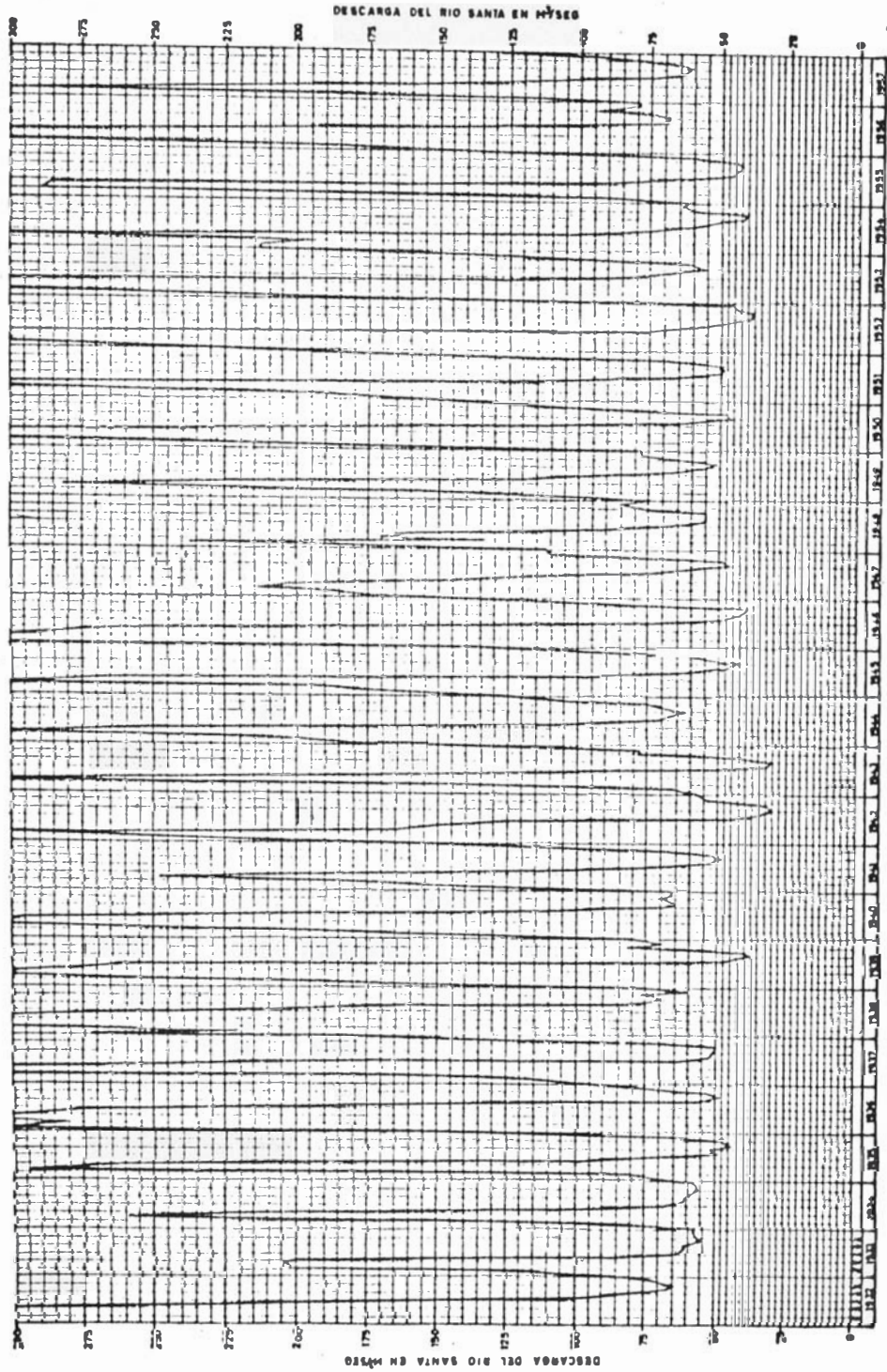
El período de observaciones hidrológicas considerado por la referida comisión cubre un lapso de 28 años interrumpidos desde el año 1932 hasta el año 1959. Este lapso es suficientemente largo para esperar que las observaciones de las condiciones extremas de caudales susceptibles de producirse, y así mismo de los ciclos de años continuados de menor producción anual, de aguas, o por lo menos las cifras obtenidas serán muy próximas a las cifras críticas, aceptándose, que los datos mencionados ofrecen la seguridad necesaria y suficiente a considerar en un suministro de agua potable al Pueblo Joven "Dos de Mayo" se ha tomado la captación de agua superficiales del Río Santa como una alternativa, de tal manera, analizaremos sus ventajas y desventajas.

Los valores de descarga mensuales del Río Santa, para el período indicado, aparecen en el gráfico 4.1 y que corresponde al gráfico N° 31 del Tomo N° 1, del Proyecto de Irrigación del Chao-Virú-Moche-Chicama.

4.2.4.

UTILIZACIÓN ACTUAL DE LAS AGUAS DEL RÍO SANTA

Las aguas del Río Santa son utilizadas actualmente



NOTA:
 GRÁFICO TOMADO DEL TOMO N.º 1
 DEL PROYECTO DE INSERCIÓN
 CHAO, VÁS, MOSES Y CECILIA
 C.P.S.

GRAFICO 4.1
 PROMEDIOS MENSUALES DE DESCARGA DEL RIO SANTA

1.- En el riego agrícola del Valle Viejo del Río Santa situado sobre el márgen izquierdo del mismo y son negadas por el canal Tambo-Real que se deriva de este Río.

2.- En la generación de la energía eléctrica en la Central Hidroeléctrica del Cañon del Pato, situado aguas arriba a 120 Km de la desembocadura del Río Santa; a la altura de la localidad de Huallanca.

3.- En el riego de tierras situadas en la margen izquierda y comprendida en la concesión que el estado hizo a la Compañía Irrigadora Chimbote S.A.

4.- La entrega de agua que se hace a través del canal Carlos Leigh que va hasta la Quebrada de Lacramarca a irrigar un promedio de 27,839 Hectáreas.

5.- Abastece de agua potable mediante una planta de tratamiento al núcleo urbano Buenos Aires y Nuevo Chimbote, situado a 6 Kms aproximadamente del Pueblo Joven "Dos de Mayo"

4.2.5.

CAUDALES UTILIZADOS Y RESERVADOS

1.- Caudales utilizados para el riego del Valle Viejo

del Santa. Debido a las actuales disponibilidades de las aguas del Río Santa, y el Valle Viejo goza del Régimen de toma libre, existiendo además un derecho específico de agua de 150 l.p.s. para el riego de las tierras de la comunidad del Monte de Chimbote.

La Comisión de estudio para la irrigación de Chao-Virú-Moche-Chicama, basándose en el Método de Evapo-Transpiración del Dr. Torruante, con un coeficiente de aplicación de 50% y un coeficiente de aplicación del 30% para pérdidas en los canales, ha determinado que el caudal total requerido para el riego del Valle Viejo del Santa es de 23.700 metros cúbicos por hectárea y por año. El área a irrigar es de 2,000 hectáreas.

2.- Caudales a utilizar para la irrigación de las Pampas de Chimbote de la margen izquierda. La Comisión del Proyecto-Cao-Virú-Moche-Chicama, utilizando el Método de Evapo-Transpiración mencionado, con un coeficiente de pérdida en los canales de 30% ha determinado que el caudal requerido para la margen izquierda es de 22,500 metros cúbicos por hectárea y por año. El área a irrigar es de 32,558 hectáreas.

3.- La Corporación Peruana del Santa por Resolución Suprema N° 89 del año 1959, ha reservado para los fines de Irrigación de las Pampas de Chao-Virú-Moche-Chicama- todos los excedentes disponibles actualmente en el Río Santa.

En esta Resolución no se contempla ninguna reserva para fines de Abastecimiento de Agua Potable para la ciudad de Chimbote.

4.2.6. SEGURIDAD PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

DEL Gráfico 4.1. se puede deducir que los gastos acumulados para la irrigación de la margen izquierda más el caudal necesario para el servicio de agua potable de Chimbote estimado en 1983 lps, se encuentra por debajo de los caudales que transporta el Río Santa en todo instante como lo atestiguan las observaciones hechas en el lapso de 28 años.

4.2.7. INFLUENCIA DEL CAUDAL DESTINADO AL SERVICIO DE AGUA POTABLE DE CHIMBOTE EN LA IRRIGACION DE CHAO-VIRUMOCHE-CHICAMA

Debe hacerse notar que las reservas que contempla la Resolución Suprema N° 89 del año 1959, se establecieron en el momento que la irrigación de la margen izquierda abarcaba un hectareaje de 25,105 hectáreas, según el siguiente detalle:

Concesión a la irrigadora Chimbote Ley 12324	22,210 Has.
Zona del Ministerio de Marina Ley 11351	1,665
Comunidad de Chimbote y Coishco	800
Distrito de Nepeña	430
	<hr/>
	25,105 Has.

En esta Resolución no se considera el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Chimbote, que como indicamos anteriormente requiere un caudal de 1,983 lps, al final de los próximos 30 años.

Posteriormente, el año 1962, la Irrigadora Chimbote S.A. por Ley 13966 aumentaba su extensión bruta total por irrigar a las 32,558 Has, incluyendo todas las tierras posibles de irrigar en la margen, izquierda, como son las reservadas al Ministerio de Marina, las de comunidad de Chimbote etc. El año 1963, la Comisión de los Estudios Integrales de Agua Potable y Alcantarillado de Chimbote dependientes de la sub Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, determina como única fuente segura y conveniente para el Abastecimiento de Agua Potable de la ciudad mencionada, las aguas superficiales del Río Santa.

Siendo el Abastecimiento de Agua Potable de Chimbote de primera prioridad, será necesario que el PROYECTO DE IRRIGACION DE CHAO-VIRU-MOCHE-CHICAMA, actualmente en estudio de financiación efectúen las previsiones necesarias, para considerar la demanda de

1983 lps que requiere el Abastecimiento de agua Potable de Chimbote.

Debe indicarse que es posible algún sobrante de agua que debe destinarse al abastecimiento de agua potable. En este caso solo se afectaría al proyecto de irrigación de Chao-Virú-Moche-Chicama con la diferencia de la demanda de 1893 lps y el sobrante anteriormente indicado.

Es pues de suma importancia que el Ministerio de Vivienda y Construcción conjuntamente con el Ministerio de Agricultura fije con mayor exactitud, el área de la posible irrigación de la margen izquierda del Río Santa para calcular el sobrante para la irrigación de Chao-Viru-Moche-Chicama.

4.2.8.

CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS DE LAS AGUAS DEL RIO SANTA

Se ha procedido a tomar muestras de agua cruda directamente del Río y de los canales de irrigación Tambo Real, Troncal y Carlos Leigh de la irrigación de las Pampas de Chimbote.

Los resultados aparecen en el cuadro 4.1.

CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS DE LAS AGUAS DEL RIO SANTA

Las muestras fueron analizadas en los Laboratorios de la Facultad de Ingeniería Sanitaria de la

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Fecha	Muestra	Color	Turbidez en ppm	pH	Alcalinidad total en ppm Co3Ca	Calcio ppm Como Ca	Magnesio en ppm Como Mg.	Manganeso en ppm Como Mn.	Hierro en ppm Como Fe	Sulfato en ppm Como So4	Cloruro en ppm Como Cl	Nitrato en ppm Como NO3	Dureza total ppm Co3Ca	So total en p
enero 1963	0 en cauce río Santa N°1	u860
1° Enero 1963	Tomada en canal Tambo Real N°2	20 u	1000	7.80	64.0	38.4	4.9	---	1.6	77.0	5.0	0.0	116.0	1,20
Abril 1963	Tomada en canal troncal Irrig. Pam. Chím. N°3	25 u	2000	7.9	55.0	32.0	5.8	---	0.3	55.6	7.0	---	104.0	5,86
1° Enero 1963 =	Tomada en Canal C.L. de Irrig. Pamp. Chím. N°4	20 u	600	7.9	50.0	27.2	4.9	---	1.6	65.0	7.0	0.0	88.0	6,28
Abril 1963	Tomada en Canal C.L. a distancia 25.5 Km. de la toma	10 u	3000	7.85	54.0	35.0	4.9	---	0.3	58.0	6.0	---	108.0	6,02
Abril 1963	Tomada en Canal C.L. a distancia 6 Km. de la toma	45 u	2100	7.85	54.0	35.0	4.9	---	0.6	56.0	6.0	---	108.0	5,45

CUADRO 4.1

C A P I T U L O V

RECURSOS DE AGUA SUBTERRANEA

5.1.0. AGUAS SUBTERRANEAS DEL VALLE DEL RIO SANTA

5.1.1. GENERALIDADES

Las infiltraciones del agua superficial del Río Santa dan lugar a la presencia de agua en el subsuelo del Valle Viejo del Santa. Esta es incrementada con las infiltraciones de las aguas de riego superficiales y en menor proporción por las percolaciones de las aguas subterráneas de la Quebrada de Lacramarca a través de la Quebrada Cascajal.

5.1.2. ESTRATIGRAFIA Y NAPA DE AGUA SUBTERRANEA

Es sumamente reducida la información disponible respecto a las aguas del subsuelo en el Valle del Santa.

Los pozos que han sido posibles ubicar, están situados alrededor del Pueblo Joven del Santa y tienen poca profundidad. Se ubicaron también dos pozos tubulares pertenecientes a la Corporación Peruana del Santa, estos que son para el servicio de la Planta Side-

rúrgica estos están situados entre el Pueblo del Santa y el Cerro Tambo Real.

En esta zona la napa subterránea se encuentra a profundidades entre los 5 y 8 metros y todo parece indicar que las capas filtrantes son de gran espesor y buena permeabilidad, se considera que el rendimiento probable de un pozo tubular de 50 m. a 100 m de profundidad es del orden de los 50 a 100 lps.

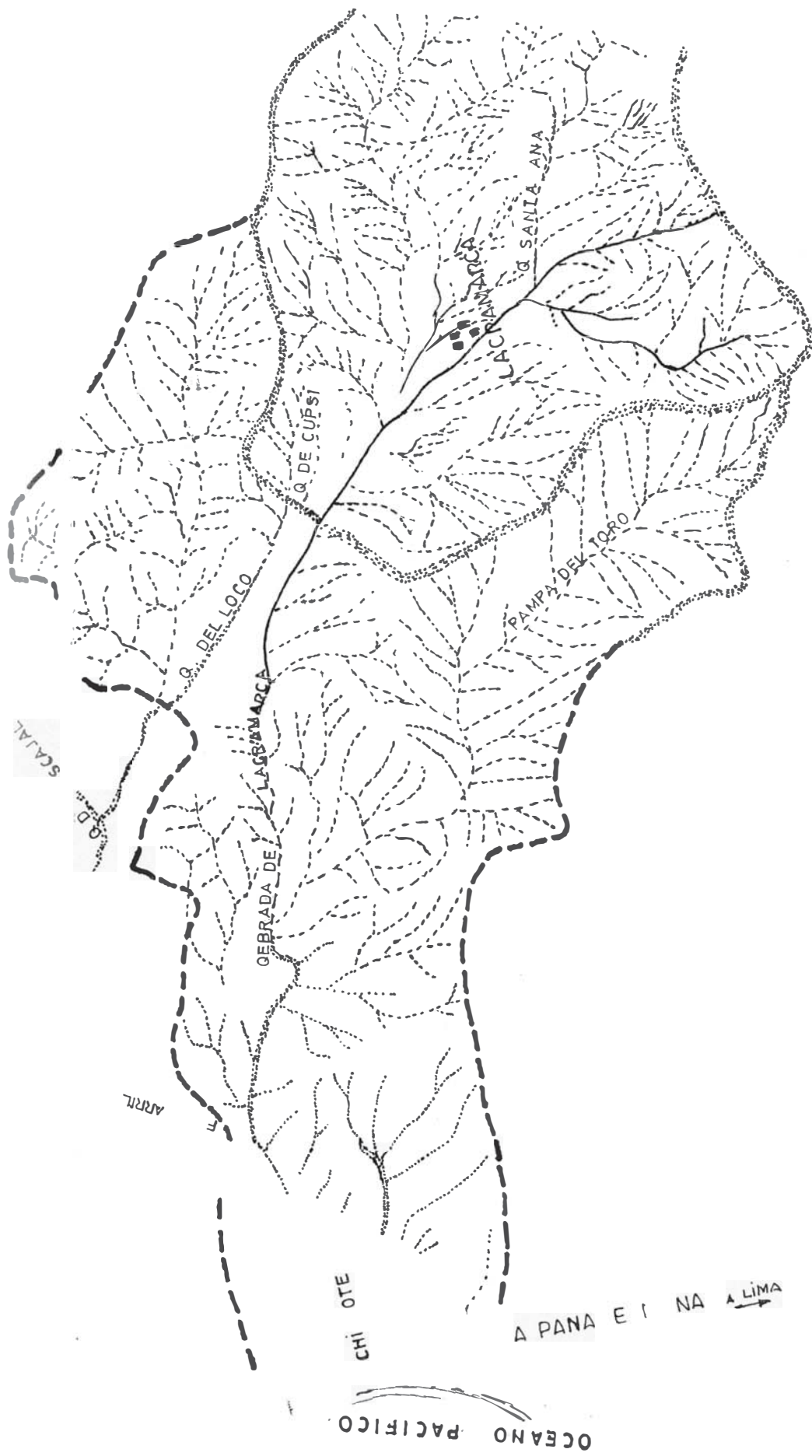
5.2.0. AGUAS SUBTERRANEAS DE LA QUEBRADA DE LACRAMARCA

5.2.1. GENERALIDADES

La Quebrada de Lacramarca tiene su origen en la parte Occidental de la Cordillera Negra; su cuenca está situada entre la Cuenca Colectora del Río Nepeña y la Divisoria del Sistema Hidrográfico del Río Santa. La parte alta de la Quebrada se conoce con el nombre de Quebrada Santa Ana.

La parte de la Cuenca sometida a precipitación pluvial significativa tiene una área de 387 kms cuadrados y se desarrolla entre los 1000 y 4300 metros sobre el nivel del mar.

El nivel del mar a 17 kms del Nor-Este de Chimbote recibe el aporte de la Quebrada de la Pampa del Toro cuya pequeña Cuenca Colectora sometida a precipitación pluvial tiene una extensión de 63 km² (Ver plano 4.3.).



ESCALA GRAFICA APROX.
 0 2000 4000 6000 8000

PLANO 4:3

ÁREAS DE LLUVIA : QUEBRADA DE LACRAMARCA - STA ANA - P. DEL TORO

5.2.2. GEOLOGIA DE LA QUEBRADA

La formación de la Quebrada de Lacramarca, hasta Pampa del Toro, consiste de rocas de origen ígneo, intrusivo y terciario, la parte baja del Valle, al Nor-Este de Chimbote, presenta un relleno cuaternario de rocas sedimentarias.

* Estos datos se han obtenido del Proyecto de Irrigación de Chao y Virú.

5.2.3. REGIMEN DE LLUVIAS

Dentro de la Cuenca colectora, propiamente dicha no se dispone de estaciones meteorológicas que pudieran proporcionar información directa respecto al régimen y cantidades de las precipitaciones pluviales. Las estaciones meteorológicas más próximas son las de Quita Cocha y Tocanca, en la Divisoria de la vertiente del Río Santa y por lo tanto situadas al otro lado de la Muralla Andina (Los datos pluviométricos de estas estaciones se muestran en los cuadros 4.2 y 4.3).

Según informaciones de los pobladores del lugar se conoce que en la actualidad en la cuenca de Lacramarca se presentan precipitaciones anuales irregulares de baja intensidad, sólo cada 6 años se presentan lluvias de gran intensidad y de larga duración.

Con el fin de obtener alguna información directa, la Comisión instaló en la Quebrada de Lacramarca en la parte alta, una estación pluviométrica cuyos datos se consignan, en el cuadro 4.4) y que corresponden a los meses de Diciembre de 1962 , Enero y Febrero de 1963 que son los meses donde se producen las mayores precipitaciones.

Como puede apreciarse, las precipitaciones correspondientes a los mismos meses en las estaciones de Quitacocha y Tocanta son mucho mayores.

Siendo en éstas últimas estaciones las precipitaciones promedios anuales mínimas de 317 milímetros, es aconsejable considerar como precipitación promedio anual, en la Quebrada de Lacramarca, 200 milímetros y puede presentarse en años consecutivos dada su ubicación al lado Oeste de la Muralla Andina, condición que es bastante desventajosa.

CUADRO 4.4

ESTACION SANTA ANA-LLUVIA TOTAL EN MILIMETROS

AÑO	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO
1962	4	-0	-
1963	-	53	23

5.2.4. NAPA DE AGUAS SUBTERRANEAS

En la zona alta de la Quebrada de Lacramarca se producen las primeras infiltraciones de aguas procedentes de lluvias, dando lugar al nacimiento de las aguas subterráneas de la Quebrada.

Se puede considerar que a la altura del Pueblo de Lacramarca ya se ha formado la napa subterránea propiamente dicha.

A la altura del Cerro Blanco, a 28 kms. al Este de Chimbote, parte de las aguas subterráneas de la Quebrada de Cupsi, El Loco, y la de Cascajal. Es resto de las aguas que es la mayor parte, sigue por la Quebrada de Lacramarca, llegando al Cono de Deyección donde se ubica la ciudad de Chimbote. En esta zona la napa se encuentra a 18 metros de profundidad al iniciarse el Cono y a 3 metros de profundidad en el extremo opuesto.

En el punto de iniciación del cono de deyección, la napa recibe el aporte de las aguas subterráneas que circulan por la Quebrada de la Pampa del Toro.

En la zona de cultivo sometida a riego por aguas procedentes del Río Santa, que se transportan por los canales Tambo-Real y de los correspondientes a la irrigadora de las Pampas de Chimbote, la napa recibe otro aporte por la infiltración de estas aguas.

Por consiguiente, la napa de agua subterránea es alimentada en el Cono de Deyección no sólo por las aguas de lluvias que caen en la Quebrada de Lacramarca y Pampa del Toro, sino que recibe

infiltraciones de aguas de riego procedentes de la Cuenca del Río Santa. Este régimen asegura la recarga del depósito de aguas subterráneas formando el Cono de Deyección.

5.2.5. RESERVORIO DE AGUAS SUBTERRANEAS

De acuerdo a los datos estratigráficos obtenidos es posible deducir que el cono de deyección de la Quebrada de Lacramarca, donde se ubica la ciudad de Chimbote, está formado por materiales de sedimentación de origen eólico, climático, aluvial y pluvial

La porosidad y permeabilidad de estos materiales permite que se almacenen las aguas producto de las infiltraciones de lluvia y de riego. Estas aguas almacenadas discurren luego en forma lenta, hacia la única salida formada por el borde que da al mar.

La extensión superficial de este reservorio es de 56 km², tiene aproximadamente un espesor de napa conocido de 64 m. adoptando un 30% como porosidad del terreno se podría considerar que su capacidad de almacenamiento es de 1,075' 000, 000 m³, es muy posible que la capacidad real sea mayor, pero debido a la ausencia de mayores y mejores datos es prudente considerar que el volumen de agua efectivo y económicamente capaz de ser interceptado por pozos tubulares, sea el que está contenido en dicha capacidad.

5.3.0. AUMENTO DE SALINIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS POR EFECTO DE LIXIVIACION

El riego de las tierras de cultivo situadas en la parte alta de las Pampas de que está rodeado Chimbote provocan la disolución y lavado de las sales del terreno. Las sales disueltas, en parte se infiltran aumentando el contenido de sales de las aguas subterráneas y en parte son conducidas hacia los canales de drenaje.

De este modo, las sales disueltas, son transportadas hacia las zonas más bajas donde la evaporación se produce con gran intensidad debido a la escasa pendiente del terreno así como a la poca profundidad de la napa.

5.4.0. INTRUSION DEL AGUA DE MAR

Por los análisis de las aguas subterráneas provenientes de pozos ubicados al Sur de Chimbote que se encuentran cercanos a la playa se ha comprobado la presencia significativa de cloruros de magnesio que indican la intrusión tan intensa en la zona Norte debido a la mayor influencia de las aguas subterráneas, que detienen la entrada del agua del mar.

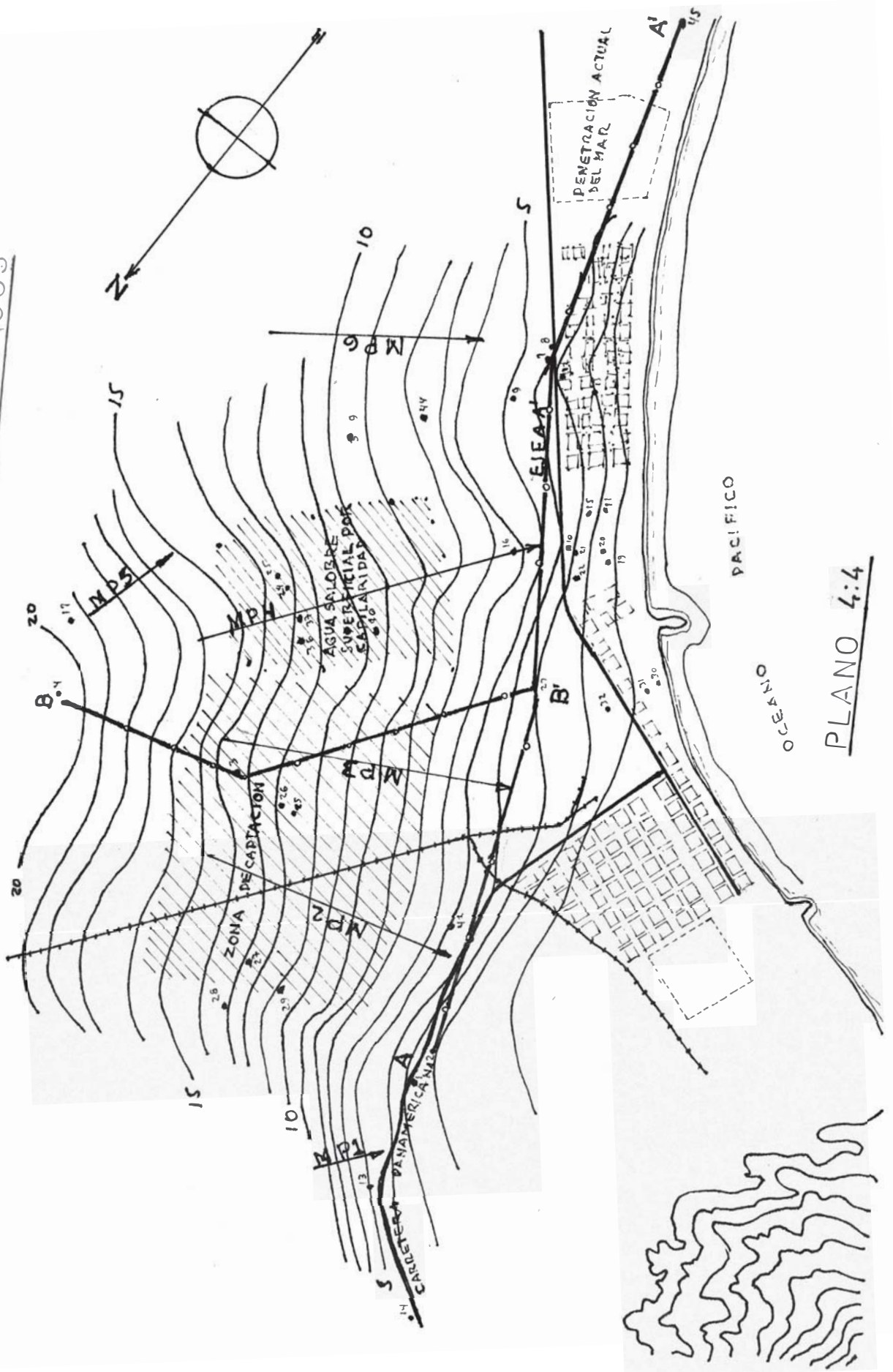
Los análisis se muestran en el cuadro 4.3 y la ubicación de los pozos se encuentra en el Plano 4.4. Además se señala la zona de intrusión del agua de mar.

ANALISIS DE LAS CONCENTRACIONES DE CLORUROS EN LOS POZOS

CUABRO 4.8

POZO N°	CONCENTRACION DE CLORUROS
1	94 ppm.
2	112 "
3	98 "
4	358 "
5	330 "
6	333 "
7	590 "
8	940 "
9	234 "
10	301 "
11	438 "
12	854 "
13	171 "
14	750 "
16	230 "
18	9,930 "
19	877 "
20	135 "
21	180 "
23	5 "
24	334 "
25	549 "
26	2,812 "
30	135 "
31	270 "
35	940 "
36	816 "
37	248 "
38	136 "
39	234 "
40	522 "
42	306 "

UBICACION DE POZOS (CHMBOTE)-EJES ESTADIGRAFICOS



PLANO 4:4

La intrusión del agua de mar en la zona Sur de la Bahía de Chimbote se debe principalmente a los siguientes factores:

A) Profundidad excesiva de los pozos tubulares cercanos a la Costa que alteran el equilibrio de las capas inferiores.

B) Bombeo excesivo del agua de los pozos que provocará la depresión de la napa subterránea bajo el nivel del mar, produciendo la penetración de agua marina al formarse los lentes de VHYLEN GERZBERG

C) Existencia de canales de drenaje con trazos longitudinales extremo casi al nivel medio del mar que facilita el ingreso tierra adentro del agua marina durante las altas mareas.

D) Escasa alimentación del agua subterránea a la zona Sur de la Bahía existiendo por ello poca resistencia a la entrada subterránea del agua del mar.

5.5.0.

CONCLUSIONES DEL SISTEMA DE CAPTACION A ADOPTARSE

1.- Las aguas subterráneas que se encuentran en el re-

servorio formando el cono de deyección de la Quebrada de Llacra, pueden suministrar el volúmen necesario que demanda la ciudad de Chimbote sin incluir los núcleos urbanos de Buenos Aires y Nuevo Chimbote, que como hemos mencionado su fuente de captación es el Río Santa.

2.- La napa subterránea existente en Chimbote es completamente independiente de las napas vecinas de los valles del Río Santa y del Río Nepeña.

3.- La parte que está situada al Nor-Oeste del Cono de deyección es la zona que presenta las mejores condiciones para la extracción de las aguas subterráneas.

5.5.1.

ESTUDIOS EXISTENTES, PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE CHIMBOTE

Habiendo analizado las posibilidades de captación se ha adoptado abastecer al Pueblo Joven "Dos de Mayo" por el sistema de captación de aguas subterráneas mediante la utilización de pozos, conjuntamente como el Casco Urbano de Chimbote.

A continuación mencionaremos los proyectos o estudios realizados para el abastecimiento de agua potable al Casco Urbano de Chimbote.

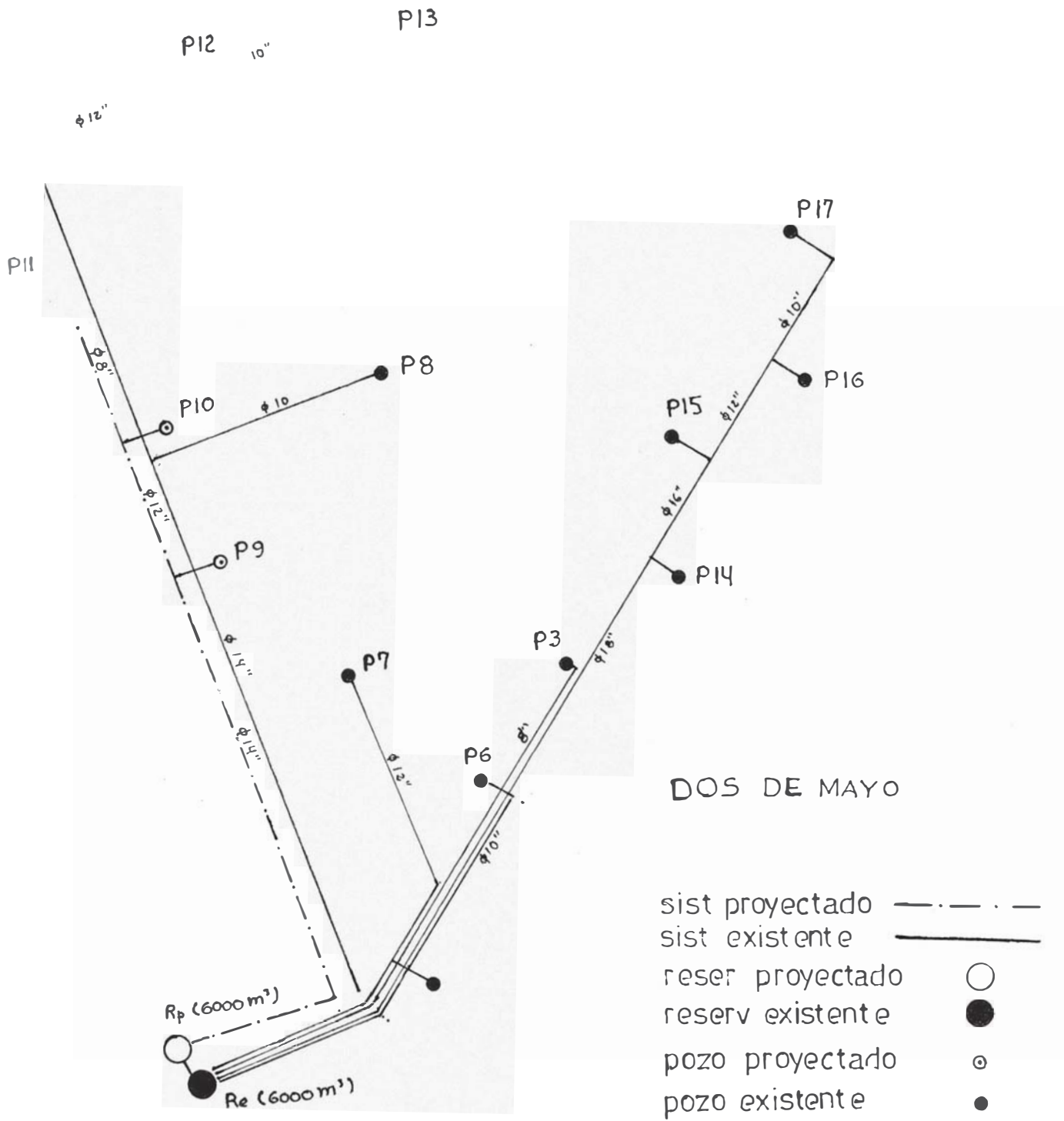
1.- Actualmente el Ministerio de Vivienda y Construcción mediante la Dirección General de Obras Sanitarias ha realizado obras de infraestructura básicas para el abastecimiento de agua potable del casco urbano de Chimbote. Dichas obras consisten:

A.- Dos baterías de pozos, contando cada batería con 3 y 8 pozos, respectivamente.

B.- La batería que cuenta con 3 pozos está formada de la siguiente manera: el Pozo N°13 que se comunica con el Pozo N°12 por medio de una tubería de \varnothing 10" y ambos caudales son conducidos por una tubería de \varnothing 12" de diámetro. El pozo N°8 se comunica al conjunto mediante una tubería de \varnothing 10" de diámetro de tal manera que los tres caudales son conducidos al reservorio mediante una tubería de \varnothing 14" de diámetro.

d.- Como hemos descrito anteriormente los caudales de agua son conducidos a un reservorio que tiene una capacidad de 5,800 m³ su cota de fondo es de 50 msnm. el reservorio abastece de agua al casco urbano de Chimbote.

E.- Según el Plano (4.5) existe el proyecto de realizar una batería de pozos que estaría conformada por tres pozos, de tal manera que el Pozo N°11 se comunicaría



con el pozo N°10 mediante una tubería de \emptyset 8" de diámetro y ambos caudales serían transportados por una tubería de \emptyset 12" de diámetro al pozo N°9 para luego ser conducidos los tres caudales a un reservorio proyectado mediante una tubería de \emptyset 14" de diámetro.

F.- Se encuentra proyectado en este sistema un reservorio de 6000 m³ de capacidad, que funcionará conjuntamente con el reservorio existente, de tal manera que asegura una mejor dotación al casco urbano de Chimbo-te y Barrios aledaños dentro de esta capacidad de regulación.

5.5.2. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS CUANTITATIVAS DE LOS ESTRATOS PERMEABLES EN EL CONO DE DEYECCION DE LA QUEBRADA DE LACRAMARCA

A continuación describiremos las características principales de Pozo N°9 , ya que éste se encuentra próximo a los pozos N°10 y N°11 (Ver plano 4.5).

5.5.3. PENDIENTE DE LA NAPA

Esta determinación se realizó por nivelación directa

de la napa, a través de granparte de los pozos existentes, de este modo se estableció las direcciones de máxima pendiente que se muestra en el Plano (4.4).

Estas direcciones se identifican, con los segmentos orientados MP.

Los valores determinados para esta pendiente son:

$$MP.1 = 1\%$$

$$MP.2 = 0.8\%$$

$$MP.3 = 0.6\%$$

$$MP.4 = 0.5\%$$

$$MP.5 = 0.5\%$$

5.5.4. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD "K" Y RADIOS DE INFLUENCIA "R" PARA EL POZO N°9

Se describirá las principales características del pozo N°9, los Pozos N°10 y 11 tienen características semejantes.

Para determinar los valores se efectuarán pruebas de bombeo.

El pozo N°9 por cuyo fondo hay ingreso de agua dió lugar a la apertura de dos pozos auxiliares cercanos permitiendo así, la aplicación del procedimiento señalado por Schoklisht, cuya fórmula es:

$$R = \frac{Q_1/S_1^2 - Q_2/S_2^2}{2 (r_1 - r_2)}$$

Los resultados de estas pruebas se encuentran a continuación, de donde a partir de los valores encontrados para el coeficiente de permeabilidad se ha obtenido $K = 0.000586$ como el valor promedio de dicho coeficiente

Aplicando la fórmula de Schoklisht

$$R = \frac{Q_1/S_1^2 - Q_2/S_2^2}{2 (r_1 - r_2)}$$

$$R = \frac{0.05172}{(1/108)^2} - \frac{0.06812}{(1/82)^2}$$

$$2 \times 3.1416 (7.109 - 4.869)$$

$$R = 10.20 \text{ m}$$

DATOS

$$r_1 = 7.109$$

$$r_2 = 4.869$$

$$Q_1 = 0.05172$$

$$Q_2 = 0.06812$$

$$S_1 = 108$$

$$S_2 = 82$$

C O E F I C I E N T E DE PERMEABILIDAD Y RADIOS DE INFLUENCIA

POZO N°	DIAMETRO	RADIO DEL POZO EN MTS	GASTO Q m ³ /seg	NIVEL DE LA NAPA SOBRE EL MAR ESTÁTICO - DINAMICO
9	Ø 18"	0.228	Q ₁ =0.05172 Q ₂ =0.06812	Z ₁ = 7.109 Z ₂ = 4.869
	PENDIENTE EN EL ACUIFERO	PENDIENTE "S" EN M/M	COEFIC. DE PERMEABILIDAD "K" EN M/SEG	RADIO DE ACCION "R" EN METROS
26.62		S ₁ = 1/108 S ₂ = 1/82	0.000937	10.20 m

Los pozos P-9, P-10, P-11, se encuentran situados en la parte no del Cono de Deyección, habiéndose escogido esta zona por presentar las condiciones mas favorables, para la captación de agua subterránea.

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD "T"

Para determinar el coeficiente de transmisibilidad se ha efectuado las pruebas correspondientes a los métodos de Theis y Jacob. A continuación se muestran los valores de las depresiones medidas en el Pozo N°9 conforme avanza el tiempo "T" de la prueba y los valores correspondientes de r^2/t siendo "r" la distancia entre el pozo de prueba y el pozo de observación (ver cuadro 4.9).

sigue:

CUADRO 4.9.

METODO THEIS Y JACOB

POZO PRUEBA N°9

Q=50 Lps= 795 galones/mit.

r=22.3 pies= distancia del Pozo de Prueba
al Pozo de Bombeo.

TIEMPO EN		DEPRESION EN CMS	DEPRESION EN	RELACION
MINUTOS	DIAS	EN POZO DE PRUEBA	PIES (h)	r^2/t
14	9.72×10^{-3}	0.3	0.0100	5.12×10^4
30	2.08×10^{-2}	0.5	0.0165	2.32×10^4
50	3.47×10^{-2}	0.8	0.0262	1.43×10^4
60	4.17×10^{-2}	1.0	0.0330	1.19×10^4
80	5.56×10^{-2}	1.4	0.0460	8.84×10^3
100	6.94×10^{-2}	2.5	0.0820	7.17×10^3
120	8.33×10^{-2}	3.4	0.1120	5.97×10^3
150	1.04×10^{-1}	4.3	0.1410	4.78×10^3
180	1.25×10^{-1}	5.5	0.1810	3.98×10^3
210	1.46×10^{-1}	6.1	0.2000	3.40×10^3
240	1.67×10^{-1}	6.5	0.2140	2.98×10^3
270	1.87×10^{-1}	7.5	0.2460	2.66×10^3
300	2.08×10^{-1}	8.0	0.2630	2.39×10^3
330	2.29×10^{-1}	8.5	0.2790	2.17×10^3
360	2.50×10^{-1}	9.2	0.3020	1.99×10^3
390	2.71×10^{-1}	9.6	0.3150	1.83×10^3
420	2.92×10^{-1}	9.9	0.3250	1.70×10^3
450	3.12×10^{-1}	10.2	0.3320	1.60×10^3
480	3.33×10^{-1}	10.8	0.3410	1.49×10^3
510	3.54×10^{-1}	11.2	0.3640	1.40×10^3
540	3.75×10^{-1}	11.3	0.3700	1.33×10^3
570	3.96×10^{-1}	11.5	0.3780	1.25×10^3
600	4.17×10^{-1}	12.0	0.3940	1.19×10^3
630	4.37×10^{-1}	12.4	0.4060	1.14×10^3
660	4.58×10^{-1}	12.7	0.4170	1.08×10^3
690	4.72×10^{-1}	13.0	0.4270	1.04×10^3
720	5.00×10^{-1}	13.4	0.4400	9.95×10^2
750	7.50×10^{-1}	14.5	0.4750	9.55×10^2

En el gráfico 4.2 "Calculo de transmisibilidad en la Sección " de acuerdo a la prueba de Theis.

En el presente caso se ha representado en papel logarítmico los valores de r^2/t y de las depresiones $(h-h_0)$

El valor de Mach Point" se determina por la coincidencia de dichos puntos con la curva típica dada por Theis. En el presente caso este punto corresponde al valor de $r^2/t = 1.83 \times 10^3$ siendo la depresión $h-h_0 = 0.315$ m. con estos valores de ~~d~~termina el valor de $Wu = 1.5$ en la "Curva de Theis", con el cual se calcula la transmisibilidad, "T"

$$T = \frac{114.6 \times Q \times Wu}{h - h_0}$$

$$T = \frac{114.6 \times 795 \times 1.5}{0.315}$$

DATOS

$$Q = \text{gpm}$$

$$h - h_0 = \text{m}$$

$$T = 435,000 \text{ galones /día/pie de ancho de napa.}$$

Con este valor de "T" es posible obtener el gasto, que discurre por una sección determinada mediante la fórmula

$$Q = T.L.I.$$

Donde:

$Q_u =$ gasto en gal/mit

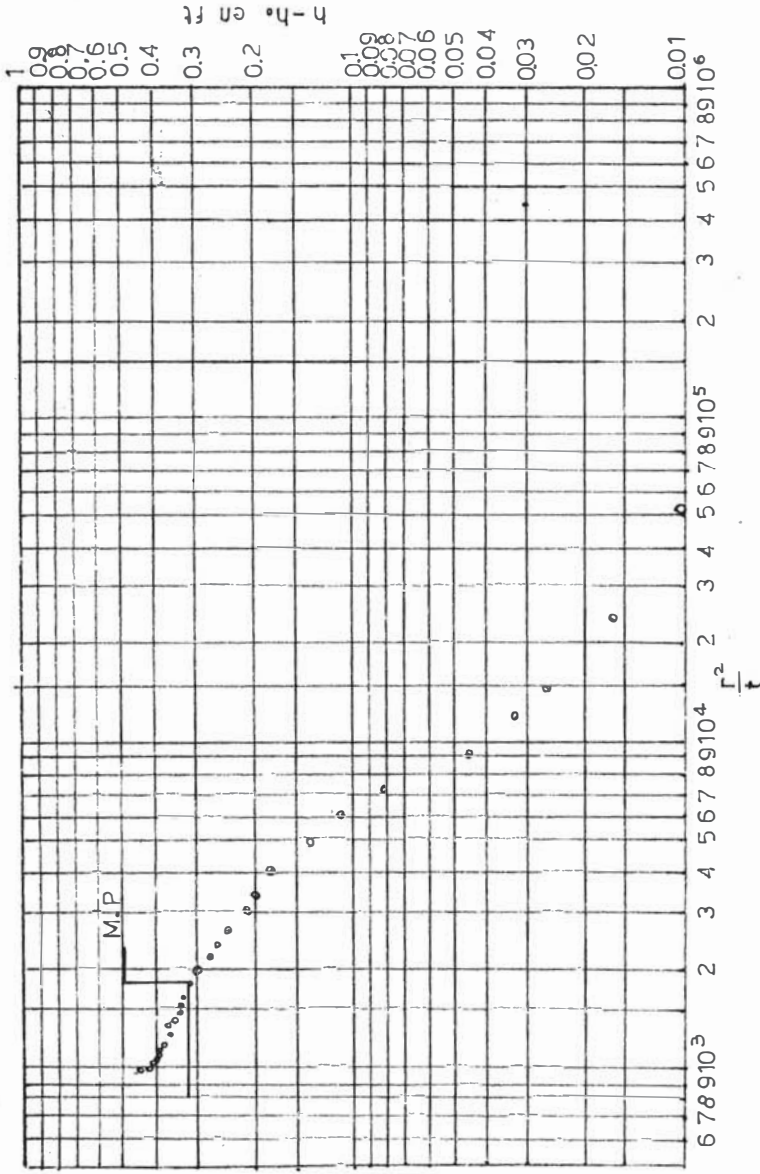
$T =$ coeficiente de transmisibilidad en gal/día/pie

$L =$ ancho de la napa en la sección probada, en pies.

Ancho del Valle 4,000 mts.

$I =$ Pendiente de la napa en pie/1000 pies se estimó en zona de prueba de 1:164

RESULTADOS DE LA PRUEBA THEIS EN EL POZO N° 9



$$r^2 = 1.83 \times 10^3$$

$$Wu = 1.5 \quad T = \frac{114.6 \cdot Q \cdot Wu}{h - h_0}$$

$$u = 0.128$$

$$T = \frac{114.6 \times 7.95 \times 1.5}{0.315} = 435000$$

$$Q = T L I$$

$$Q = 435000 \times 4000 \times \frac{1 \times 328}{164}$$

$$Q \text{ m}^3/\text{seg} = \frac{435000 \times 4000 \times 328 \times 38}{86400 \times 1000 \times 164} = 1.53 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Siendo

T = Transmisibilidad en gal/día/pie

S = Coeficiente de almacenamiento

r = Distancia del pozo de observación al pozo que se esta bombeando

t = Tiempo de observación

GRAFICO 4:2

CALCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD PRUEBA DE THEIS

Reemplazando los valores correspondientes y los coeficientes respectivos, para la obtención del gasto en el sistema métrico decimal en la fórmula anteriormente citada, se tiene

$$T = 435,000 \text{ gal/día/pie}$$

$$L = 4000 \text{ pies}$$

$$I = 1/164$$

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = \frac{435,000 \times 3.8 \times 4000 \times 3.28}{86,400 \times 1000 \times 164} = 1.53 \text{ m}^3/\text{seg}$$

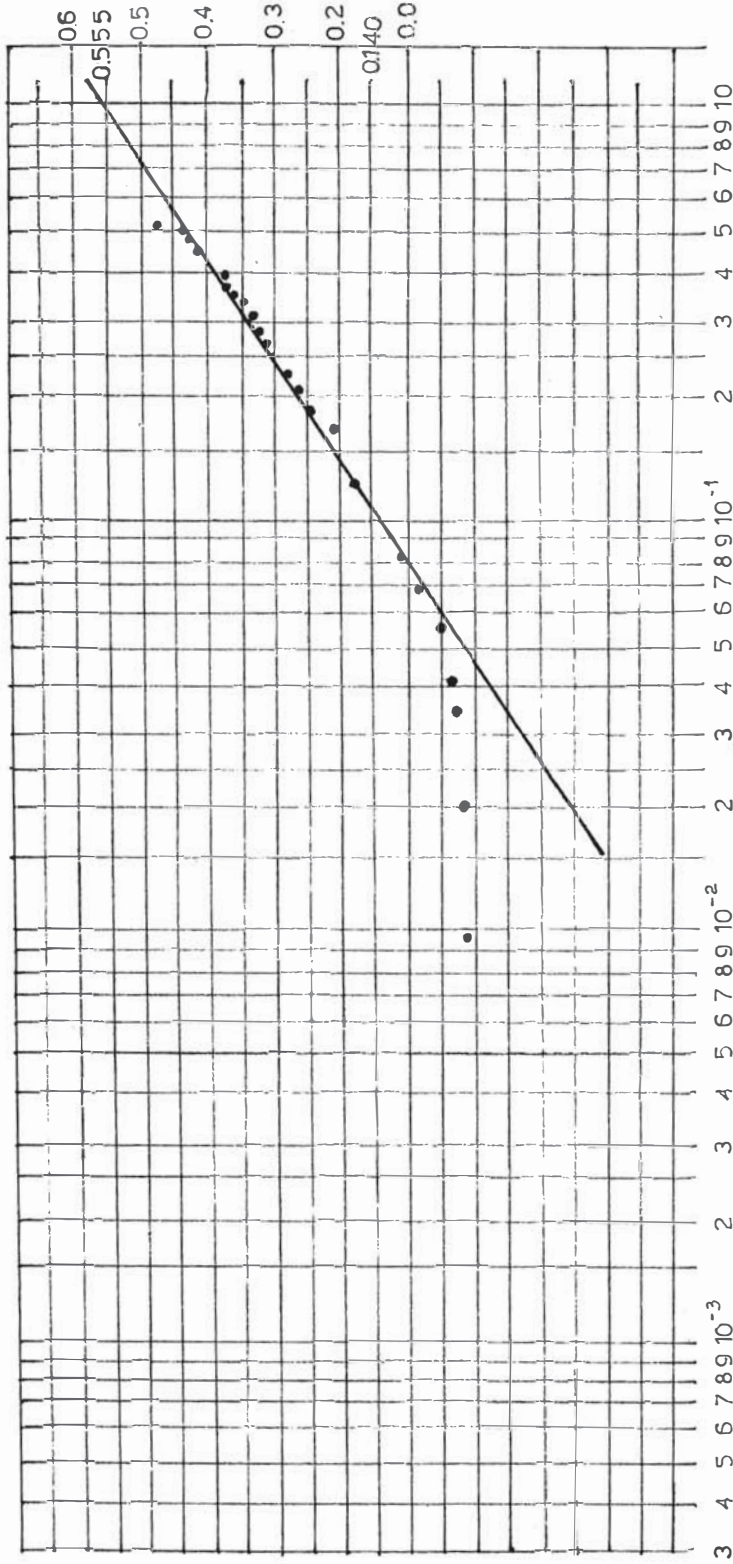
En el gráfico (4.3) de acuerdo a la "Prueba de Jacob" se ha presentado en papel semilogarítmico los valores del tiempo "t" en días y de las depresiones en pies. Se ha trazado la recta de la prueba de Jacob y se ha calculado el valor de transmisibilidad

$$T = \frac{264 Q}{h} = \frac{264 \times 975}{0.42} = 500,000 \text{ galones por día por pie de ancho de napa}$$

Los valores de transmisibilidad, hallados por los métodos de Theis y Jacob tienen cierta diferencia debido a que en la prueba Theis el valor de "U" es mayor de 0.002 y aún cuando ambos resultados sean satisfactorios es preferible considerar la transmisibilidad encontrada por el Método de Theis por acomodarse mejor a las condiciones particulares de la prueba.

RESULTADOS DE BOMBEO EN EL POZO N° 9

DEPRESION EN PIES EN EL POZO DE PRUEBA



T = trasmisibilidad en gal / dia / pie
 L = ancho de la napa en el valle
 I = pendiente de la napa en pie / pies

$$T = \frac{264 Q}{\Delta h} = \frac{795 \times 264}{0.42} \text{ galones por dia y por pie de ancho de napa}$$

$$Q = T L I$$

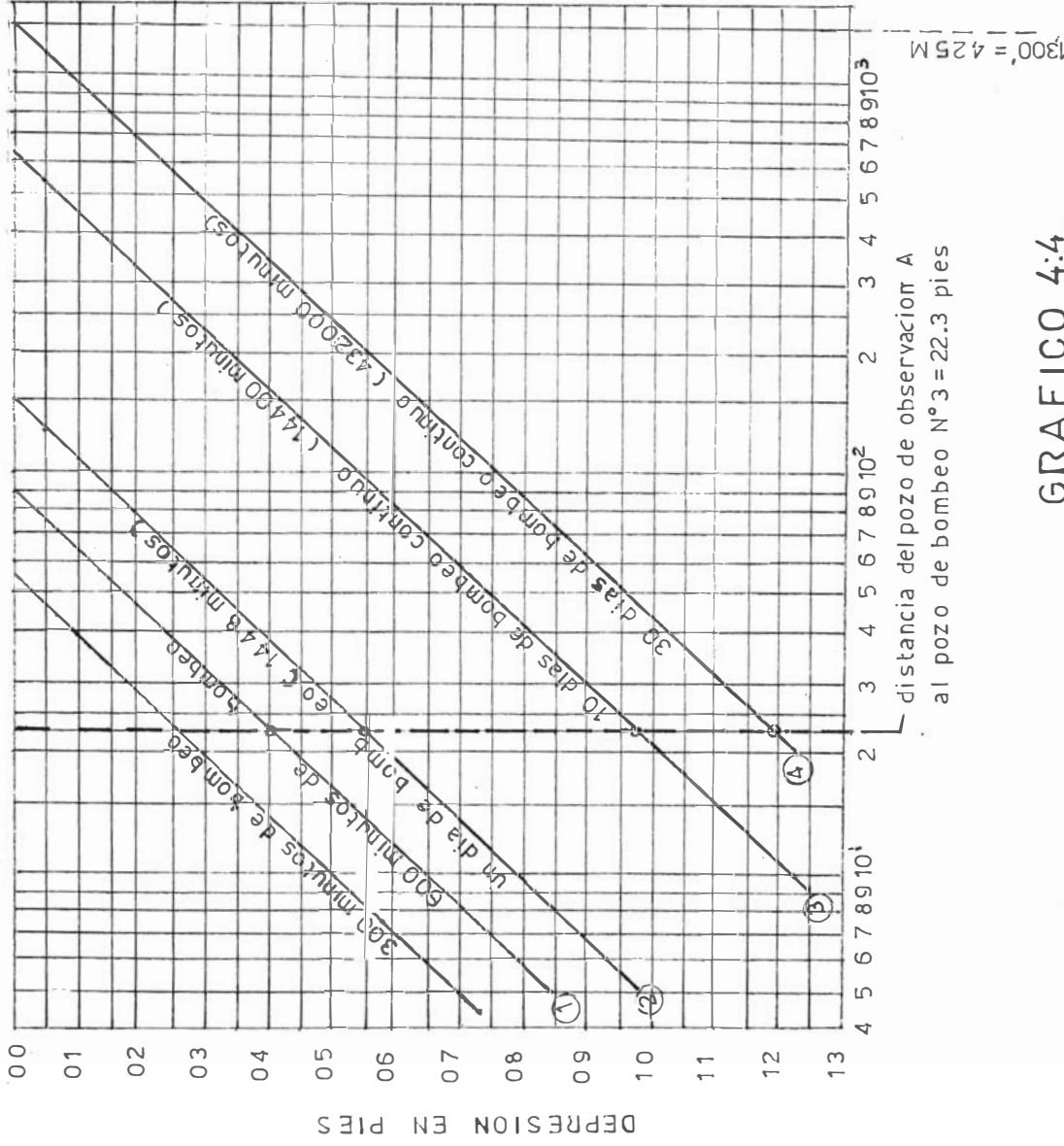
$$Q = \text{en galones por dia}$$

$$Q = \frac{500000 \times 4000 \times 3.28 \times 3.78}{164 \times 86400} = \frac{500000 \times 13120 \times 3.78}{164 \times 86400} = 1.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

GRAFICO 4:3

CALCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD METODO DE JACOB

RADIOS DE ACCION DEL POZO N° 9 PARA DIFERENTES TIEMPOS DE BOMBEO



①

PARA Q = 50 LPS Y 600 MINUTOS DE BOMBEO

PARA UN POZO UBICADO A 30 PIES. DESCENDERA A 0.22 FT Y PARA UNO UBICADO A 80 DESCENDERA 0.05 FT

②

PARA Q = 50 LPS Y 1440 MINUTOS DE BOMBEO.

UN POZO DE PRUEBA UBICADO A 100 PIES DESCENDERA A 0.12 ft.

③

IGUAL EN LA CURVA 3, UN POZO DE PRUEBA COLOCADO A 300 PIES SOLO DESCENDERA 0.22 ft

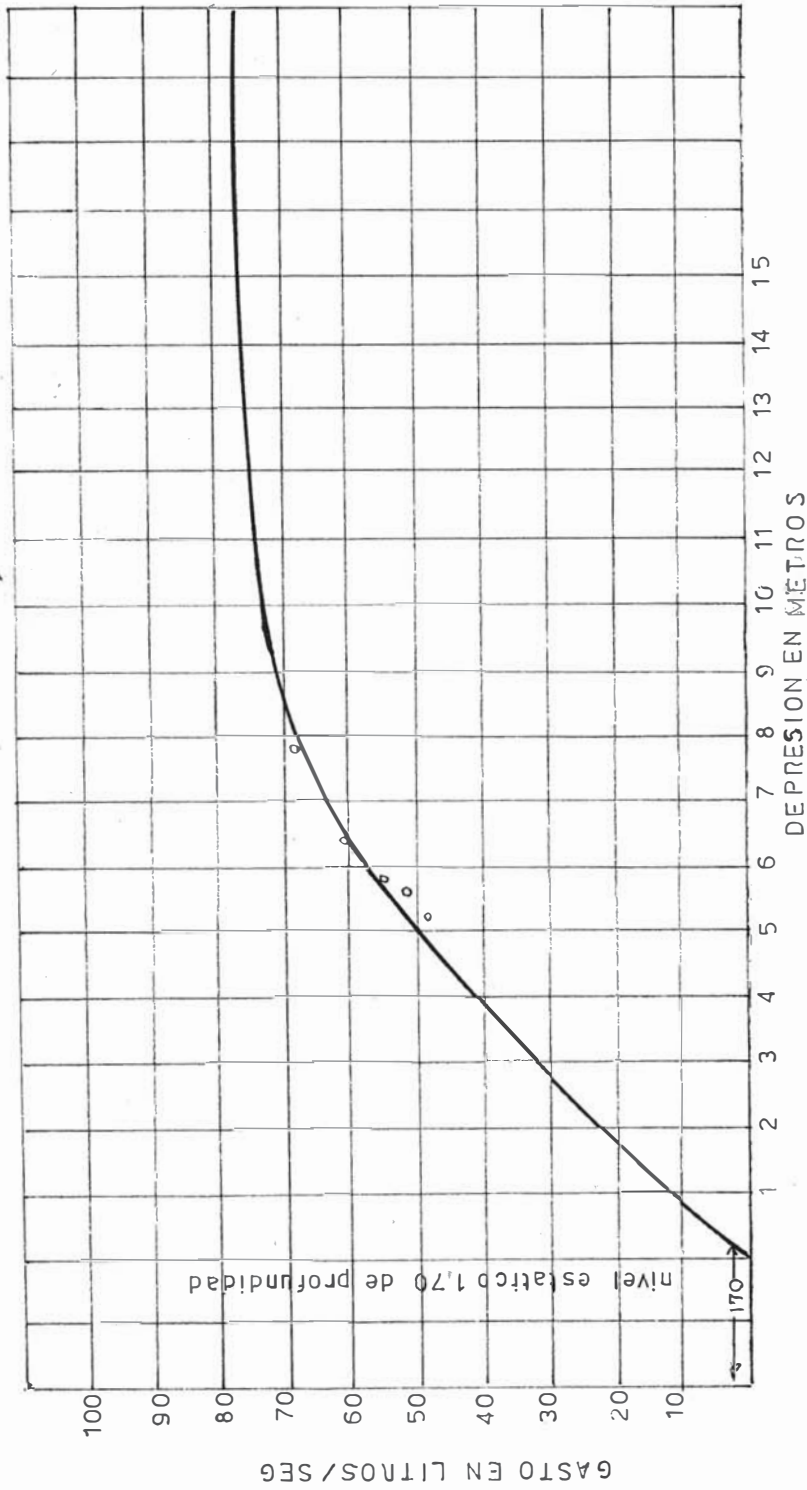
④

FINALMENTE, VEMOS EN LA FIGURA 4 QUE PARA UN MES DE BOMBEO LA CURVA A ALCANZADO UN RADIO DE ACCION DE 1300 PIES LO QUE EQUIVALE A 425 MTS PERO ESTO SUCEDERIA, SOLAMENTE EN EL CASO DE QUE EL BOMBEO FUERA CONTINUO Y NO DE 18 HORAS DE BOMBEO Y QUE NO AUMENTARA LA RECARGA A MEDIDA QUE SU RADIO DE ACCION AUMENTA.

GRAFICO 4:4

RADIO DE INFLUENCIA - METODO DE JACOB

RENDIMIENTO MAXIMO ESTIMADO DEL POZO N° 9



OBSERVACIONES DE CAMPO

Depresion $h - h_0$	Gasto Q en lts	Max rendimiento estimado
7.84	68.126	75 lts/seg
5.86	55.510	
5.21	47.940	
6.35	61.818	
5.60	51.725	

GRAFICO 4:5

La aplicación del Método de Jacob servirá para determinar los radios de influencia y las depresiones del Pozo N°9 para distintas duraciones de bombeo (ver gráfico 4.4)

RENDIMIENTO ACTUALES Y RENDIMIENTO MAXIMO ESTIMADOS DEL POZO N°9

Con el fin de comprobar los rendimientos actuales del pozo N°9 y sus máximas capacidades de agua, se efectuaron pruebas de bombeo en la zona donde se encuentra dicho pozo. Los valores de los rendimientos hallados se pueden apreciar en el Gráfico (N°4.5).

Para encontrar estos valores se ejecutaron las pruebas para distintos caudales en tiempos de bombeo considerables, las depresiones producidas durante estos períodos aparecen en el cuadro adjunto respectivo

5.6.0. CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS DEL POZO N°9

- Color	= 5.0 u
- Turbidez	= 4.0 u
- PH	= 7.8
- Alcalinidad Total	= 178 ppm como (CO_3Ca)
- Calcio (Ca)	= 348
- Magnesio (mg)	= 100
- Cloruro (CL)	= 75
- Fierro (Fe)	= 0.02
- Manganeso (Mn)	= 0.00
- Sulfato (SO_4)	= 271
- Nitrato (NO_3)	= 0.4
- Sólidos totales	= 632

5.7.0. CONCEPTO DE TERMINOS USADOS EN LA HIDRAULICA DE POZOS

NIVEL ESTATICO: Es el nivel que toma un pozo cuando no sufre bombeo o bien no es afectado por el bombeo de otros pozos. Este nivel puede variar debido a las fuertes precipitaciones, sequias, cambios de presión barométrica, etc.

NIVEL DE DESCENSO: El descenso de un pozo es la distancia que existe entre el nivel estático del agua y el nivel que tomaría este durante el bombeo.

RADIO DE INFLUENCIA: Es la distancia que media desde el centro del pozo hasta el límite del Cono de Depresión.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD: El coeficiente de permeabilidad es una medida de la capacidad del terreno para permitir el paso, del agua. Se le define como el caudal que se filtra a través de una sección unitaria de terreno bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario, estando el agua a una temperatura fija determinada. Fijando unidades podemos decir que la permeabilidad es la cantidad de $m^3/día$ de agua que pasa por una sección de $1 m^2$ de terreno a $10^\circ C$, bajo un gradiente hidráulico de 1 m o sea $m^3/día \times m^2$.

COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD : Este coeficiente se define como el caudal que se filtra a través de una faja vertical de terreno, de ancho unitario y altura igual a la del Manto permeable saturado, bajo un gradiente hidráulico unitario a una temperatura fija determinada. Fijando unidades tendremos que la transmisibilidad es la cantidad de agua en $m^3/día$ que pasa a través de una sección de ancho igual a 1 m. y altura igual al espesor del acuífero, a una temperatura de $10^\circ C$, bajo un gradiente hidráulico de 1 m x 1 m, vale decir $m^3/día \times m$.

Los valores de transmisibilidad varían entre límites muy amplios comprendidos entre $10 m^3/día \times m$ hasta valores mayores de $10,000 m^3/día \times m$.

Las formaciones con valores de transmisibilidad superiores de $100 \text{ m}^3/\text{m} \times \text{día}$, son índices de acuíferos aceptable para servicios de provisión de aguas municipales, industria, irrigación etc.

Contrariamente las formaciones con valores de transmisibilidad menores no son productivas y su utilización se restringe a la explotación de pozos de carácter doméstico.

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO: Se define como el volumen de agua que el acuífero descarga o toma por un área de superficie unitaria, por un cambio unitario de la carga normal a la superficie.

En la medida de la cantidad de agua que producirá o tomará la información del almacenamiento bajo la acción de un cambio dado a la altura piezométrica.

El coeficiente de almacenamiento es un número adimensional, luego el coeficiente de transmisibilidad, indica la cantidad de agua que se mueve a través de la formación y el coeficiente de almacenamiento la cantidad de agua almacenada que puede ser movida por bombeo o drenaje.

5.8.0.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS POZOS PROYECTADOS;

P-9, P-10 y P-11

P-9

Estático	= + 14.15 mts.
N.Descenso	= - 1.85 mts.
N.Salida	= 18.15 mts
N. de Empalme	= 15.75 mts.
Rendimiento	= 50 lps

P-10

Estático	= + 15.5 mts
N. Descenso	= - 0.50 mts.
N. Salida	= + 19.50 mts
N. de empalme	= + 17.50 mts
Rendimiento	= 50 lps

P-11

N. Estático	= + 17.35 mts
N. Descenso	= + 1.35 mts
N. Salida	= + 21.35 mts
N. de empalme	= + 19.00 mts
Rendimiento	= + 50 lps

Ver Plano (2A.3A)

CORTES ESTRATIGRAFICOS

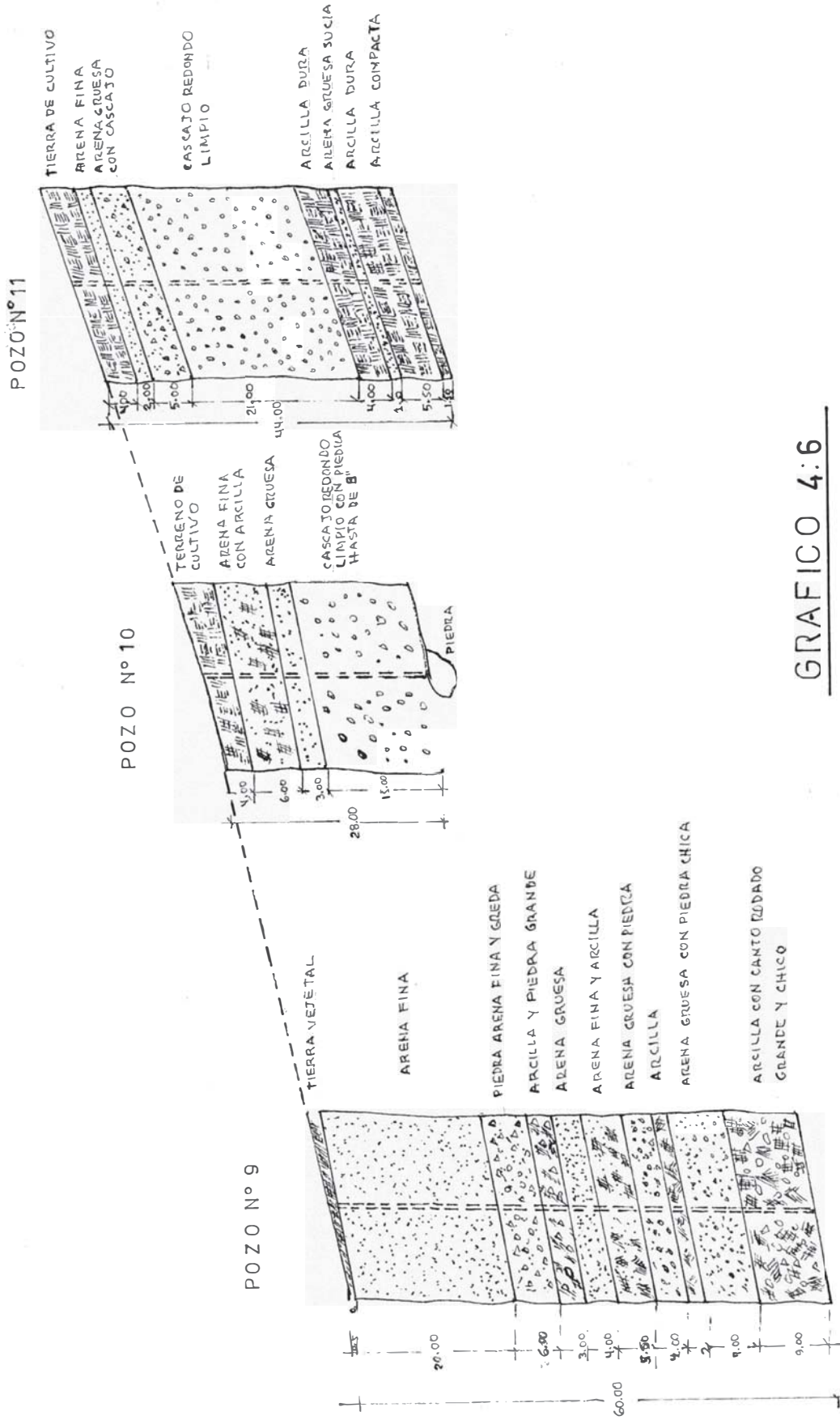


GRAFICO 4:6

5.9. ESTRATIGRAFIA DE LOS POZOS P-9, P-10 y P-11=

POZO N°11 (Ver gráfico N°4.6)

- 1) 4 mts (tierra de cultivo)
- 2) 6 mts (arena fina con arcilla)
- 3) 3 mts (arena gruesa)
- 4) 15 mts (cascajo redondo limpio con piedra hasta de 3")

POZO N°10 (Ver gráfico N°4.6)

- 1) 4 mts (tierra de cultivo)
- 2) 2 mts (arena fina)
- 3) 5 mts (arena gruesa con cascajo)
- 4) 21 mts (cascajo redondo fino)
- 5) 4 mts (arcilla dura)
- 6) 1 mt (arena gruesa sucia)
- 7) 5.5 0 mts (arcilla dura)
- 8) 1.50 mts (arcilla compacta)

POZO N°9 (ver gráfico N°4.6)

- 1) 0.50 mts (tierra vegetal)
- 2) 19.5 mts (arena fina)
- 3) 26.0 mts (piedra, arena fina y greda)
- 4) 3.0 mts (arcilla y piedra grande)
- 5) 4.0 mts (arena gruesa)
- 6) 5.0 mts (arena gruesa, con piedra)
- 7) 2.0 mts (Arcilla)

- 8) 7.0 mts (arena gruesa con piedra chica)
- 9) 9.0 mts (arcilla con canto rodado grande y chico)

CONCLUSION

De acuerdo a los estudios realizados de los Pozos N° 9, N°10, N°11, vemos que su rendimiento promedio de cada uno será de 50 lps (Estudios realizados por ORDEZA).

C A P I T U L O VI

LINEA DE CONDUCCION

6.1.0. CONDUCCION DE AGUA -GENERALIDADES

Se puede transportar el agua por varios medios a través de conductos abiertos o conductos cerrados. En los canales abiertos es necesario seguir las curvas de nivel para transportar el agua por gravedad descendiendo hacia el lugar de su aprovechamiento.

Los canales y en general los conductos abiertos no son convenientes para la conducción de agua destinada al consumo humano, por el peligro de contaminación que conlleva. Los conductos cerrados pueden trabajar por gravedad en el caso que la sección de la tubería no sea ocupada en su totalidad, o a presión si la sección es ocupada íntegramente por el agua.

Como se ha tratado anteriormente en este proyecto, la fuente de abastecimiento originalmente estará conformada por tres pozos P-9, P-10, P-11, que abastecerán a un reservorio proyectado de 6000 m³ de capacidad, mediante una línea de impulsión.

Debemos anotar, que el Ministerio de Vivienda y Construcción, por intermedio de su Dirección de Obras Sanitarias, tiene proyectado, la perforación de dichos pozos, y asimismo, a nivel de proyecto, la construcción del reservorio de 6000 m³ de capacidad, que servirá para el mejoramiento y ampliación del abastecimiento de agua

potable para el casco urbano de Chimbote y Pueblos Jovenes aledaños.

Dicho reservorio proyectado, como obra de infraestructura básica, trabajará conjuntamente con otro reservorio existente de capacidad de 6000 m³.

6.2.0. TRAZO DE LA LINEA DE IMPULSION

En general se tratará de la línea de impulsión de la fuente de abastecimiento al reservorio de 6000 m³ de capacidad. Esta línea de impulsión será lo más recta posible, procurando de seguir la ruta más corta entre el punto de captación y el reservorio, lo cual se traducirá en un menor costo, sin embargo en nuestro caso esto estará limitado por la topografía del terreno, la característica del suelo etc. Se deben de evitar cambios bruscos de dirección, tanto en la elevación como en Plano.

En la línea de impulsión se requerirán válvulas de aire y de purga que necesitaran un buen mantenimiento pudiendo interrumpirse el flujo en caso de reparación.

Las válvulas de aire, sirven para eliminar el aire atrapado en los puntos altos o picos de la línea, igualmente permitiendo la entrada del aire a la línea cuando ésta se está vaciando (para efectuar la limpieza); pues de lo contrario se produciría el aplastamiento de la tubería al producirse el vacío en su interior.

Las válvulas de purga se ubican en los puntos bajos

de la línea y sirven para hacer el vaciado de la misma, ya sea para la extracción de los materiales sedimentados que disminuyen la sección del conducto o para efectuar reparaciones en la línea.

6.3.0. ELECCION DE LA TUBERIA A USARSE

Las características que priman en la elección de un tipo determinado de tubería son:

- A.- Debe de ser de un material durable, por ser difíciles de reemplazar.
- B.- Tener en cuenta las características del flujo, en lo que respecta a la fricción (rugosidad interior), a fin de disminuir las pérdidas de carga.
- C.- Ser inatacable por el agua, ya que si esto ocurriera la tubería le comunicará sabor desagradable y propiedades tóxicas indeseables.
- D.- Deben de ser lo suficientemente resistentes, como para soportar cargas externas, usualmente normales.
- E.- Efectuar un análisis de costos, en función de la factibilidad económica con que se cuenta.
- F.- Se debe tener en cuenta los diámetros que se requerirán y la disponibilidad con que se cuenta.

Luego teniendo en consideración las características antes mencionadas se ha decidido utilizar tuberías de asbesto-cemento del tipo Mazza que son fabricados de fibra de asbesto y cemento portland,

combinadas a presión, para lograr un material denso y homogéneo.

6.4.0.

ESFUERZOS A QUE SE ENCUENTRA SOMETIDO LA LINEA DE

IMPULSION

TIPOS DE ESFUERZO:

1.- Presión interna.-

Llamada también tensión tangencial, es debido al líquido, es normal a las generatrices de las tuberías, la cual tiende a la rotura de la tubería.

2.- Tensión longitudinal debido a la temperatura

Se produce debido a las variaciones de la temperatura, pudiendo ocasionar acortamiento o alargamientos en las tuberías.

3.- Tensión longitudinal debido a la energía del movimiento y la presión en las curvas.

Son causados por el movimiento del líquido y en las curvas depende del ángulo.

4.- Tensiones de compresión y flexión.

Estos esfuerzos son producidos por:

- a) Peso propio de la tubería
- b) Peso del agua

- c) *Cargas externas*
- d) *Peso del material del relleno o recubrimiento*
- e) *Peso de sobrecargas móviles*

5.- *Tensiones causadas por las reacciones en los apoyos.*

6.- *Tensiones longitudinales causadas por los golpes de ariete.*

Son producidas por la apertura o cierre rápido de las válvulas, lo cual trae como consecuencia que el flujo sufra aceleración o desaceleración causando ondas de presión superiores a la presión normal.

6.5.0. VELOCIDADES PERMISIBLES EN LA LINEA DE IMPULSION

Se tendrá en cuenta la velocidad mínima y máxima para la tubería de asbesto y cemento.

1.- *Velocidad mínima.*

La velocidad mínima no será en ningún caso menor de 0.6 m/seg ya que velocidades menores, producen sedimentación o asentamientos dentro de la tubería.

2.- *Velocidad máxima*

La velocidad máxima admisible para este tipo de tubería será de 5 m/seg por cuanto velocidades mayores a estos valores podrían producir erosión o desgaste de la tubería. La velocidad máxima admisible permite también proteger a la tubería de los golpes de ariete por cierre o apertura de válvulas o por puesta en marcha o parada de la bomba.

6.6.0.

DESCRIPCION DE LA LINEA DE IMPULSION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO AL RESERVORIO DE 6000 m³ DE CAPACIDAD

En el presente acápite describiremos la línea de impulsión proyectada que se encargará de transportar los caudales necesarios para el mejoramiento del abastecimiento de agua potable al casco urbano de Chimbote y asimismo abastecer de agua potable a los Pueblos Jóvenes **aledaños**.

1- TRAMO P-11 al P-10

Del pozo N° 11 al Pozo N° 10, este tramo tiene las siguientes características:

-Longitud $L = 297$ mts

-Caudal $Q = 50$ lps

-Diámetro $Q = 8''$ pulgadas

-Pendiente de Gradiente hidráulica $S = 10.3\%$

-Velocidad promedio $= V = 1.54$ m/seg.

La tubería será de asbesto -cemento con $C=140$, clase 150 lbs/pulg² (Ver Planos)

2.- TRAMO P-10 al P-9

Del pozo N°10 al Pozo N°0, este tramo tiene las siguientes características:

- Longitud $L= 249$ mts
- Caudal $Q= 100$ lps
- Diámetro $\emptyset = 12''$ pulgadas
- Pendiente de gradiente hidráulica $S = 5.1\%$
- Velocidad promedio $V= 1.37$ m/seg.

La tubería será de asbesto-cemento con $C= 140$, Clase 150 lbs/pulg² (Ver Planos)

Los cálculos han sido verificados mediante el monograma de las fórmula de Hazen y Williams

$$Q = 0.000426 C D^{2.82} S^{0.54}$$

Para $C = 140$

CAPITULO VII

RESERVORIOS

7.1.0. De acuerdo al Proyecto de Ampliación del Sistema de agua Potable El Casco Urbano de la Ciudad de Chimbote y los Pueblos Jóvenes aledaños, son abastecidos de agua potable por dos reservorios uno existente y otro proyectado de igual volúmen y dimensiones (6000 m³ de capacidad). Estos reservorios se hallan ubicados en un pequeño cerro sin nombre que se encuentra ubicado entre los límites de los Pueblos Jóvenes, Laderas del Norte, El Carmen y El Progreso (Ver Planos), las Cotas y dimensiones de los reservorios de 6000 m³ de la capacidad son las siguientes:

RESERVORIO EXISTENTE	$C_F = 53.40 \text{ m.s.n.m.}$
	$N_A = 61.70 \text{ m.s.n.m.}$
RESERVORIO PROYECTADO	$C_F = 53.40 \text{ m.s.n.m.}$
	$N_A = 61.70 \text{ m.s.n.m.}$

Las dimensiones de ambos reservorios son:

- DIAMETRO INTERIOR	= 30.60 mts.
- TIRANTE DE AGUA MAXIMO	= 8.05 mts.
- ALTURA DE LOS MUROS	= 8.75 mts.

7.2.0. DISEÑO DE LA CASETA DE VALVULAS

Es necesario colocar adyacente al reservorio una caseta donde irán alojadas las válvulas necesarias para la distribución conveniente de agua. Las dimensiones de la caseta se puede apreciar en el Plano respectivo.

7.3.0. SISTEMA DE REGULACION

Consistirá en dos reservorios de 6000 m³ de capacidad, cuya cota de fondo es de 53.40 m.s.n.m.

Las tuberías de salida del reservorio serán de 24" de diámetro y se inician en canastillas de bronce ubicadas en posiciones opuestas a las respectivas bocas de las tuberías de entrada.

Por la tubería de salida se conducirán las aguas a la casa de válvulas donde se conectarán a una tubería de reunión de 27" de diámetro.

Por razones de servicio, la tubería de alimentación de la caseta de válvula de 27" de diámetro alimenta directamente la zona de laderas del Norte que se encuentra bajo la cota de los 30 mts.

En la casa de válvulas se encuentran las válvulas que permiten cortar y regular la alimentación al reservorio de San Pedro y a las redes de distribución. Las válvulas se accionarán desde un piso superior mediante volantes y vástagos largos.

En cada reservorio se dispondrá de tuberías de limpia se prolongaran hasta una caja de reunión de donde partirá una única tubería de 28" de diámetro que descargará en un canal rectangular que a su vez vertirá las aguas en el dren de Sider Perú que utilizará para deprimir la napa de agua subterránea.

Todas las tuberías que se encuentran dentro de los reservorios y la casa de válvulas, así como los que unen estas estructuras serán de FoFo con uniones de brida.

Las tuberías de rebose y limpia situada fuera del reservorio serán de concreto reforzado diseñada para una presión de trabajo de 25 lbs/pulg².

7.4.0.

RED DE DISTRIBUCION

-LINEA DE ADUCCION

La línea de aducción está constituida por la tubería que va desde el reservorio hasta el punto de entrada de la red, esta línea se diseñara para que trabaje en condiciones óptimas en gasto y presión a lo largo de todo el período de diseño.

El plan de tuberías matrices de esta zona de distribución consiste principalmente en una troncal principal que se inicia en la casa de válvulas y se extiende sobre la Calle Manuel Ruiz y luego sobre el Jirón Bolognesi y Carretera Panamericana.

Su ubicación coincide sensiblemente con el centro de gravedad de las zonas por servir.

En esta tubería troncal se apoyan diversos circuitos de matrices formado por tuberías de 10", 8" y 6" de diámetro de asbesto-cemento.

La tubería troncal principal presenta los siguientes tramos principales, el primero de 27" de diámetro que se inicia en la casa de válvulas.

Luego se conecta a una red de 18" de diámetro, que va a abastecer la zona del Pueblo Joven el acero, Pueblo Joven Bolívar, junto con otro ramal de 10" de diámetro.

Un tercer ramal de 16" de diámetro que pasa por el Pueblo Joven "Dos de Mayo" por donde se conecta un tramo de 8" de diámetro (ver planos) y el Pueblo Joven San Isidro, el zanjón con la misma tubería de 16" de diámetro.

La tubería de 8" de diámetro que va ha servir la zona del Pueblo Joven "Dos de Mayo" llega hasta el cruce de las calles Huascar y Jr. Grau.

7.5.0.

CALCULO DEL GASTO A LA ENTRADA DE LA RED

Para poder determinar el gasto de entrada a la red, se ha considerado las recomendaciones dadas por el Reglamento Nacional de Construcciones.

a) Para poblaciones que no cuenten con servicio contra incendio se tendrá "caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria"

b) Para poblaciones en las que sí se considere este servicio se utilizará la cifra mayor resultante de la comparación entre "caudal correspondiente al máximo de la demanda diaria más la demanda contra incendio" y el "caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria"

No consideramos el gasto de máximo maximorum más el gasto de incendio puesto que es muy remota la posibilidad de que se produzca un incendio justamente durante el máximo maximorum

Si tuviéramos en cuenta esta posibilidad se tendrá que sobredimensionar el sistema y solamente para una eventualidad poco probable, lo que resultaría antieconómico.

DE ACUERDO A NUESTROS DATOS TENEMOS

Q.M.D. = 26.00 l.p.s.

Q.M.H. = 46.82 l.p.s.

Q. Incendio= 30.00 l.p.s.

Tenemos que

$$Q.M.D. + Q. Incendio = 26 + 30 = 56.00 \text{ l.p.s.}$$

$$Q.M.H. = 46.82 \text{ l.p.s.}$$

Podemos apreciar que

$Q.M.D. + Q. \text{ Incendio}$, es mayor que $Q.M.H.$

Luego nuestro caudal de diseño será= 56.00 l.p.s.

7.6.0. RED DE DISTRIBUCION

Se denomina Red de Distribución al conjunto de tuberías que conduce el agua a los puntos de consumo para ser entregada a los usuarios.

7.6.1. Tipos de Red de Distribución

Los tipos de red de distribución quedan determinados por la forma como se ha dispuesto las tuberías troncales o principales, pudiendo clasificarse según esto en: sistemas circulares, tipo parrilla o arterial, y sistema ramificado o espina de pescado.

A los primeros se les llama "cerrado" y al último "abierto".

El sistema de ramales abiertos se emplea para ciudades que se desarrollan a lo largo de una carretera o de un río, consta de una matriz de la que se desprenden varias ramificaciones.

Este sistema presenta los siguientes inconvenientes

-No proporciona una buena distribución de presión y requiere de mayores diámetros.

-En caso de reparación por tener una sola línea de alimentación, dejaría sin agua momentáneamente a una parte de la población.

Esto no ocurre en la red de circuito cerrado.

El sistema de circuito cerrado está formado por una red de tuberías **enlazadas**, formando comunicación continua, donde no halla sentido de flujo, formando Mallas principales de las que se desprenden las Mallas secundarias o de relleno.

Ventajas que ofrece el sistema cerrado

Mayor seguridad en el normal abastecimiento a la ciudad, ya que si se produce alguna interrupción por desperfectos, en la red, no se vería afectada, gran parte del sistema como ocurriera en el sistema abierto.

-Mayor economía, ya que cada tramo de tubería puede ser alimentada por ambos extremos, se consigue menores diámetros de tuberías, menores pérdidas de carga y una buena circulación.

-Ofrece mayores ventajas en caso de emergencia, ya que si se produce un incendio se cerrarían las válvulas que se crean convenientemente a fin de conducir el agua hacia donde se le necesite.

- En caso de cualquier desperfecto en determinado tramo permite la clausura de dichos tramos por medio de válvulas sin perjudicar al resto de la población.

- El sistema cerrado se presta a una mejor utilización en el caso de que en un futuro se proyecte un mejoramiento o ampliación de la red.

En consecuencia el tipo de red que se adoptará para el Pueblo Joven " Dos de Mayo" será un sistema cerrado.

7.6.2. Esquema de la Red de Distribución

El sistema de la Red de distribución se ha efectuado teniendo en cuenta el plano topográfico catastral del Pueblo Joven "Dos de Mayo" siguiendo el alinamiento de las calles y arterias principales y zonas de mayor influencia demográfica.

El número, tamaño y forma de los circuitos se han determinado en base a los criterios recomendados por el Reglamento Nacional de Construcción, los cuales son:

- Tuberías troncales o principales

"Conformarán la red principal de distribución debiendo en lo posible formar circuitos cerrados ,deberán instalarse a distancia de 400 a 600 mts entre ellos"

- Tuberías de servicio o secundarias

"Son las tuberías que están conectadas a los troncales y dan servicio local a los predios, conformando la Maya del sistema de Distribución".

El diámetro mínimo de tuberías de servicio será de 75 mm (3")

En caso de condiciones socio-económicas precarias y de acuerdo al tipo de servicio, se podrá admitir 50 mm(2") de diámetro mínimo.

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, es que se ha trazado el esquema de la red, dicho esquema está formado por dos circuitos.

Para la Red de distribución se ha escogido tuberías de asbesto-cemento.

7.7.0.

DETERMINACION DE LA POBLACION ABASTECIDA

La población servida a futuro se ha dado considerando la densidad de 7 hab/lote. (dato obtenido de ORDEZA).

Nº total de lotes = 1,235

Densidad = 7 hab/lote

Pob fut. = $1235 \times 7 = 8,645$ hab.

7.7.1.

Determinación de los caudales de salida

a) N° total de hectáreas = 34.935 hect.

Q.m.h. = 46.82 lps

$$\frac{Q_{\text{Salida}}}{\text{Area}} = \frac{Q_{\text{mh}}}{N^{\circ} \text{ total de hect.}}$$

$$Q_{\text{salida H}} = \frac{46.820 \times 5.03}{34.935} = 6.755 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{salida I}} = \frac{46.820 \times 3.96}{34.975} = 5.318 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{salida K}} = \frac{46.820 \times 3.665}{34.935} = 4.92 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{salida B}} = \frac{46.820 \times 5.44}{34.935} = 7.305 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{salida F}} = \frac{46.820 \times 4.5}{34.935} = 6.043 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{salida E}} = \frac{46.820 \times 6.15}{34.935} = 8.26 \text{ lps}$$

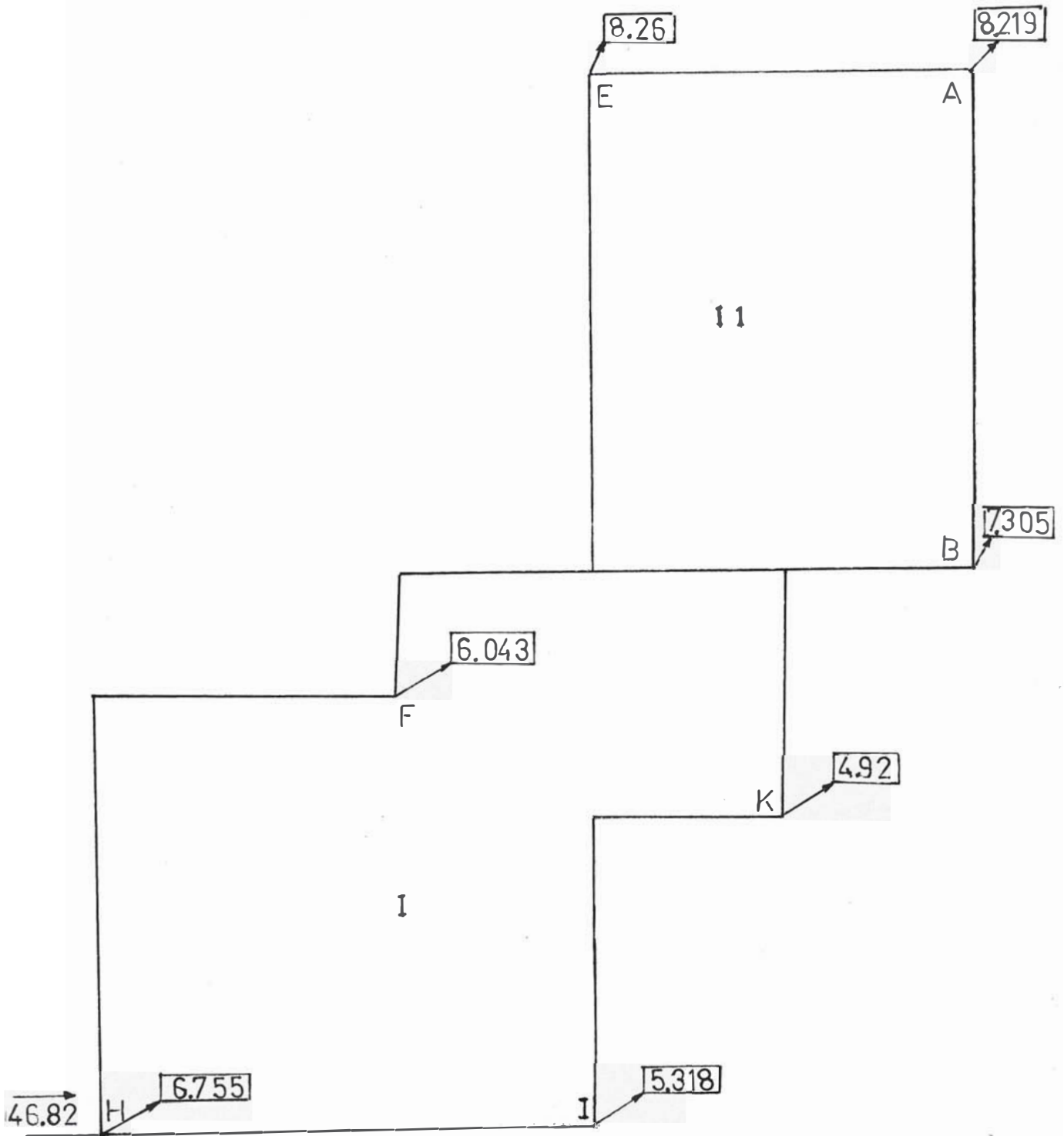
$$Q_{\text{salida A}} = \frac{46.820 \times 6.12}{34.935} = 8.219 \text{ lps}$$

b) N° total de Hectáreas = 34.935 hect

Q.m.d + Q incendio = 26 + 30 = 56 lps

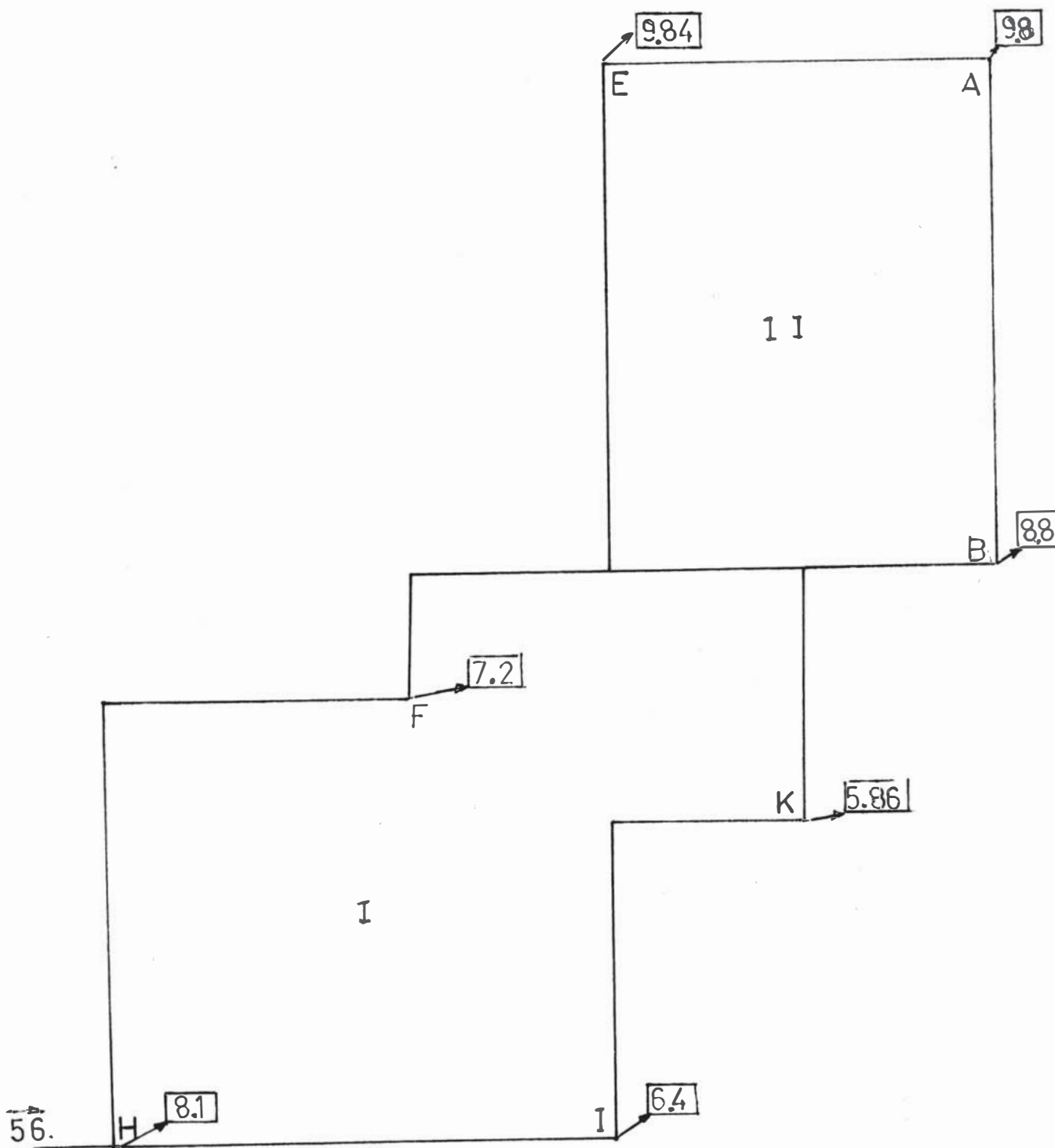
GASTOS DE SALIDA

$$Q_{mxx} = 46.82 \text{ Lps}$$



GASTOS DE SALIDA

$Q_{md} + Q_{incendio} = 56.00$



$$\frac{Q \text{ salida}}{\text{Area}} = \frac{Q_{\text{md}} + Q_{\text{incendio}}}{N^{\circ} \text{ total de hect.}}$$

$$Q \text{ salida H} = \frac{56 \times 5.03}{34.935} = 8.1 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida I} = \frac{56 \times 3.96}{34.935} = 6.4 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida K} = \frac{56 \times 3.665}{34.935} = 5.86 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida B} = \frac{56 \times 5.44}{34.935} = 8.8 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida F} = \frac{56 \times 4.5}{34.935} = 7.2 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida E} = \frac{56 \times 6.15}{34.935} = 9.84 \text{ lps}$$

$$Q \text{ salida A} = \frac{56 \times 6.12}{34.935} = 9.80 \text{ lps}$$

7.7.2. Presión en la línea de conducción

La presión de servicio en el punto x (ver plano) de la línea de conducción de 16 pulgadas de diámetro que conecta con una tubería de 8" de diámetro al Pueblo Joven "Dos de Mayo" es de 38.3 mts (Dato obtenido en el Ministerio de Vivienda y Construcción de Chimbote).

Cálculo de la pérdida de carga entre el punto "x" y la entrada a la red.

$$Q = 56 \text{ lps}$$

$$D = 8''$$

$$C = 140$$

$$L = 53.50 \text{ mts.}$$

$$K = 0.00745$$

$$h = K.K. \times Q^{1.85} = (0.007454) (0.0535) (56)^{1.85}$$

$$h = 0.68374 \text{ mts.}$$

Presión en la entrada de la red

- Presión en la entrada de la red = Presión en el punto x +

dif. de cota - Pérdida de carga en la línea de conducción

$$\text{- Presión en la entrada de la red} = 38.3 \text{ mts} + 0.51 \text{ mts}$$

$$\text{- } 0.6837 \text{ mts} \qquad \qquad \qquad = 38.126 \text{ mts}$$

Cota piezométrica a la entrada de la red

Cota piezométrica = cota del terreno + presión a la entrada de la red.

$$= 9.59 \text{ mt} + 38.126 \text{ mts}$$

$$= 47.71 \text{ mts}$$

GASTOS DEFINITIVOS

Considerando $Q_e = Q_{mh} = 46.82 \text{ lps}$

TRAMO	\emptyset	$Q(\text{lps})$	$u \text{ (m/seg)}$
<u>CIRCUITO I</u>			
1-1	8	22.831	0.704
1-2	6	17.234	0.944
1-3	6	11.191	0.613
1-4	4	0.681	0.1
1-5	6	12.593	0.69
1-6	6	17.513	0.96
<u>CIRCUITO II</u>			
2-1	4	3.612	0.4455
2-2	4	4.607	0.568
2-3	6	11.912	0.653
2-4	4	0.681	0.1
2-5	6	11.872	0.65

PRESION EN LOS NUDOS

NUDO	COTA (m)	PRESION (m)
------	----------	-------------

CIRCUITO I

1	10.45	38.126
2	12.33	33.788
3	12.66	33.023
4	13.45	32.237
5	12.76	33.389
6	11.46	36.431

CIRCUITO II

1	15.32	29.0
2	13.59	31.77
3	13.45	32.237
4	12.66	33.023
5	14.29	30.577

GASTOS DEFINITIVOSCONSIDERANDO $Q_e = Q_{md} + Q_{incendio}$

TRAMO	Ø	Q (lps)	Velocidad (m/s)
<u>CIRCUITO I</u>			
1-1	8"	30.10	0.923
1-2	8"	17.80	0.600
1-3	6	10.60	0.600
1-4	4	3.370	0.400
1-5	6	17.84	0.97;
1-6	6	23.70	1.291
<u>CIRCUITO II</u>			
2-1	4	4.13	0.6
2-2	4	5.67	0.67
2-3	6	14.47	0.793
2-4	4	3.37	0.40
2-5	6	13.97	0.76

PRESION EN LOS NUDOS

NUDO	COTA (m)	PRESION (m)
------	----------	-------------

CIRCUITO I

1	10.45	38.126
2	12.33	33.602
3	12.66	32.90
4	13.45	32.366
5	12.76	33.93
6	11.46	35.975

CIRCUITO II

1	15.32	28.39
2	13.59	31.70
3	13.45	32.36
4	12.66	32.90
5	14.29	30.13

7.8.0.

CONSIDERACIONES BASICAS PARA EL DISEÑO DE LA RED

Antes de entrar al diseño de la red de distribución se deberá tener en cuenta ciertos criterios en cuanto a presiones y velocidades, las cuales deben de estar entre ciertos límites específicos para asegurar un perfecto funcionamiento del servicio en la red.

a) Presiones máximas y mínimas.

Las presiones en la red no intervienen directamente en el diseño de la red, sino por consecuencia del proceso, una vez obtenidas son de suma importancia para un eficiente servicio del sistema, ya que presiones muy elevadas producen pérdidas por filtraciones y golpes de ariete, que deterioran las instalaciones.

El Reglamento Nacional de Construcciones fija que las presiones máximas y mínimas de la red de distribución serán de 50 m. y 15 mts. de columna de agua respectivamente. En localidades pequeñas urbanas podrán admitirse una presión mínima de 10 mts. de columna de agua en casos debidamente justificados, la presión mínima, está justificada o limitada por las necesidades domésticas e industriales y por las que se tenga en caso de incendio. En lo que respecta a presiones máximas es recomendable que toda línea de presiones mayores de 50 mts. de columna de agua deberá ir conectada al resto del sistema con válvulas reguladora de presión.

b) Velocidades de flujo

Se recomienda preferentemente que la velocidad de flujo

no sea muy alta, pues da oportunidad de producir golpes de ariete al cierre brusco de las válvulas, causando así deterioros en los accesorios.

Según normas de la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda, las velocidades del flujo en las tuberías de asbesto-cemento.

- Velocidad máxima permisibles para diferentes diámetros de tubería = 2.00 m/seg.

- No existe limitación en cuanto a la velocidad mínima pudiendo llegar a cero, suponiendo que el consumo sea nulo y no halla pérdida.

7.9.0. CRITERIOS PRELIMINARES PARA EL CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

Luego de haber calculado los consumos respectivos en cada tramo de la red, el siguiente paso a dar será el de fijar los criterios básicos de cálculo posterior a la red de distribución que consistirá en:

a) Ubicación de los puntos de salida

El criterio a utilizar para la ubicación de los puntos de salida del agua es ponerse en el caso más desfavorable que consiste en ubicar las salidas en la parte final de cada tramo o nudo, en lugar

de considerar.

- Las repartidas a lo largo de la tubería, puesto que se logra mayores pérdidas de carga que si saliera en forma repentina en su recorrido.

b) Dimensionamiento preliminar de la tubería matriz por el método de la pendiente uniforme.

Para el dimensionamiento preliminar de las tuberías matrices, se efectuará por el método de la pendiente uniforme. Dicho método consiste en que una vez determinada las salidas de agua en cada punto que es función de los valores que pasan por cada tramo, se procede a ubicar los puntos de equilibrio en la red que son nudos a donde llegan gastos supuestos iguales cuyo criterio se basa que entre dos puntos de estos, sea cual fuere el recorrido del líquido, deba llegar a un mismo punto con una misma pérdida de carga.

Luego se calcula la pendiente piezométrica que genera la ubicación del punto de equilibrio elegido respecto al punto de entrada para cada recorrido que efectúa el gasto circulante en sus diferentes ~~sentidos~~, una vez conocido los valores de los gastos que circulan por cada tramo, así como de las pendientes generadas por cada una de ellas, se entra al abaco de la fórmula de Hazen y Williams para $c=140$ hallándose así el diámetro de la tubería correspondiente a cada tramo

7.10.0. CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

-FUNDAMENTOS TEORICOS

Para el cálculo de la red de distribución se utilizará el método de la circulación continua de Hardy Cross, que también se le conoce por el método de la convergencia. Este método se basa en la ecuación de la continuidad hidráulica, que indica que la cantidad de agua que entra por un extremo deberá ser igual a la que sale.

El método también se basa en la condición de equilibrio de las presiones, o sea que la presión en un punto cualquiera será igual aún siguiendo diferentes tramos para llegar a él.

Las expresiones de Hazen y Willims para la velocidad

$$V = C (d/4)^{0.63} (h/L)^{0.54} \quad (1)$$

Para el gasto

$$Q = Bc d^{0.25} (h/L)^{0.54} \quad (2)$$

Donde C, D, L son constantes para un mismo tubo y B es factor de conversión de unidades.

La ecuación (2) se puede escribir de la siguiente forma.

$$h = K Q^{1.85} = K Q^h \quad (3)$$

K es una constante que depende del diámetro, longitud y valor de C de la tubería.

Si tenemos que las pérdidas de carga h_1 y h_2 para lle-

gar a un punto cualquiera siguiendo caminos diferentes deben ser iguales, tendremos

$$h_1 = h_2$$

Reemplazando valores según ecuación (3)

$$K_1 Q_1^{1.85} = K_2 Q_2^{1.85}$$

$$K_1 (Q_1' + Q)^{1.85} = K_2 (Q_2' + Q)^{1.85}$$

$$K_1 (Q_1' + Q)^{1.85} - K_2 (Q_2' + Q)^{1.85} = 0$$

Desarrollando por el Binomio de Newton

$$K_1 (Q_1'^{1.85} + 1.85 Q_1'^{0.85} Q + \dots) -$$

$$K_2 (Q_2'^{1.85} + 1.85 Q_2'^{0.85} Q + \dots) = 0$$

$$K_1 Q_1'^{1.85} + K_1 1.85 Q_1'^{0.85} Q = K_2 Q_2'^{1.85} + 1.85 K_2 Q_2'^{0.85} Q = 0$$

Reemplazando valores de (3)

$$h + 1.85 \frac{h_1}{Q_1'} Q - h_2 + 1.85 \frac{h_2}{Q_2'} Q = 0$$

$$Q = \frac{h_1 - h_2}{1.85 \left(\frac{h_1}{Q_1'} - \frac{h_2}{Q_2'} \right)}$$

Generalizando la expresión

$$Q = - \frac{h}{1.85 \frac{h}{Q}}$$

Esta expresión es la corrección general que se tiene que efectuar para los caudales supuestos.

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

Por el Procedimiento del Gasto Promedio o Método Carlos Ruiz Altuna.

El procedimiento del gasto promedio o método del profesor Carlos Ruiz Altuna se basa en el Método de Hardy Cross, pero modifica la corrección del gasto y simplifica las columnas de las primeras derivadas o de los valores h/q , que son innecesarias calcularlas.

La corrección del gasto según Hardy Cross es:

$$Q = - \frac{h}{n \frac{h}{Q}}$$

conduce al ajuste final, no por la precisión de esta fórmula que es matemáticamente aproximada para un circuito aislado, sino por la sistemática convergencia de las diferentes correcciones hacia el fin deseado.

La corrección del gasto por el Profesor Ruiz Altuna

$$Q = \frac{h}{n \frac{h^{\#}}{Q'}} \quad Q'$$

tiene más en cuenta la aproximación progresiva de las correcciones que la precisión de una de ellas aisladamente a

cambio de ser de expresión más sencilla.

Donde:

Q = Corrección constante para todos los tramos del circuito, como se usa en el Método de Hardy Cross.

h = Suma algebraica de las pérdidas de carga o sea teniendo en cuenta el signo.

$h^{\#}$ = Suma de las pérdidas de carga sin tener en cuenta el signo.

Q' = Gasto promedio de los gastos de la malla.

n = Exponente del gasto en la fórmula de la pérdida de carga, con la fórmula Hazen -Williams $n = 1.85$

Regla para hallar el gasto promedio

1.º - Sumar todos los gastos y dividir la suma entre el número de éstos.

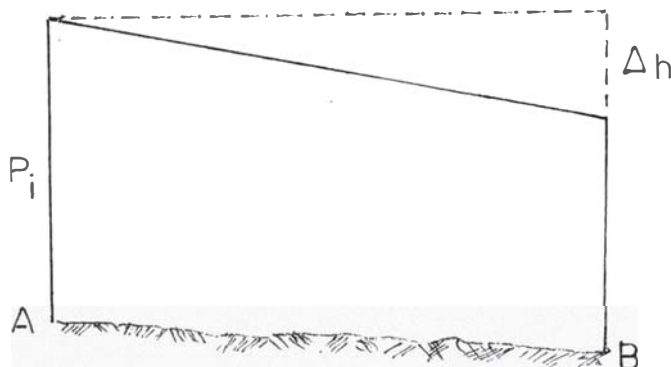
2.º - Si se estima que este gasto promedio no es representativo por existir gastos notoriamente más grandes que el doble de él, entonces aumentar al divisor anterior una unidad por cada gasto mayor que el doble del citado promedio, dos unidades por cada gasto mayor que el triple, etc y hallar un nuevo valor del gasto promedio.

Teniendo en cuenta los principios aplicados en estos dos métodos, se calculará la Red de distribución por los dos métodos.

PROCEDIMIENTOS:

- Se **determinan** los gastos de servicio en cada tramo considerándolos concentrados en los nudos.
- Se orientan los sentidos de flujo en cada circuito considerándolos positivos si van en sentido horario y negativo si van en sentido contrario.
- Mediante el Método de la mínima pendiente y utilizando los abacos de Hazen y Williams se **determina los diámetros de las matrices.**
- Se determina luego las pérdidas de carga en cada tramo y las correcciones de los caudales supuestos, continuando el mismo proceso hasta obtener un error aceptable.

7.11.0. ANALISIS DE PRESIONES DE LA FIGURA



$$\text{Presión Final} = \text{Presión inicial} + \text{Cota topográfica A} - \text{Cota topográfica B} - P_c$$

$$P_f = P_i + \text{Cota Top (A)} - \text{Cota Top (B)} - h, \dots\dots\dots(1)$$

Dándonos la presión final para los diferentes nudos del sistema.

7.12.0. CALCULO DE LA RED

Según previos análisis se ha determinado el diámetro de 4", 6", y 8" para los circuitos principales a continuación hacemos el cálculo por el Método de Hardy Cross, anteriormente explicado.

- Cuando se produce el máximo maximum

$$Q = 46.82 \text{ l.p.s.}$$

- Cuando se produce el máximo diario y la posibilidad de que ocurra un incendio. Considerándolo ubicado en el punto más desfavorable y que éste sea atendido por un grifo con dos salidas de 15 l.p.s. y durante dos horas o sea 30 l.p.s. en total.

METODO HARDY CROSS

Qmxx = 46.82 lps

CIRCUITO I

TRAMO	LONG	D	K	R x K	Q l/s	h m	h/Q	Q'	h'	h'/Q''	Q''
1-1	0.283	8	0.007454	0.002109	- 2 5.0	- 0.8135	0.0325	- 22.84	- 0.6851	0.0299	- 22.831
1-2	0.422	6	0.002	0.01	1	1					
	0.							1.		0.	
1-4	0.109	4	0.2173	0.023685	4.0	0.			0.1		
		6	0.0	0.004261	14.762	0.62005	0.04199	- 12.602	- 0.462	0.0366	- 12.593
1-6	0.2885	6	0.00	0.008718	19.68	0.1	0.107	- 17.522	- 1.74		- 17.51
Σ						- 1.6817	0.421		- 0.61		

$$\Delta Q = - \frac{1.6817}{1.85 \times 0.421} = 2.16$$

$$\Delta Q' = - \frac{0.0061}{1.85 \times 0.363} = 0.009$$

CIRCUITO II

2-1	0.219	4	0.2173	0.047588	4.762	0.8539	0.1793	3.562	0.499	0.14	3.612
2-2	0.28	4	0.2173	0.06084	0.4	0.	0.1	- 1.5			
	0.1							0.6	- 0.327	0.027	- 11.912
2-4	0.109	4	0.2173	0.023685	4.0	0.30782	0.0769	- 0.64	- 0.01	0.016	- 0.881
- 5	0.28	6	0.03022	0.0084616	13.022	0.87174	0.0668	11.822	0.816	0.069	11.872
Σ						1.6					

$$\Delta Q = - \frac{1.16}{1.85 \times 0.52} = - 1.2$$

$$\Delta Q' = - \frac{0.048}{1.85 \times 0.476} = 0.05$$

METODO GASTO PROMEDIO

$$Q_{max} = 46.82 \text{ lps}$$

CIRCUITO I

TRAMO	$\frac{LONG}{k}$	α	k	R	$\frac{Q}{l/s}$	h	$\frac{Q'}{l/s}$	h'	$\frac{Q''}{l/s}$
-	0.	8	0.007454	0.002109	- 25.0	- 0.8135	- 22.84	- 0.686	- 22.831
1-2	0.422	6	0.03022	0.012752	1.0	.	17.	4.55	17.234
-	.	.	0.022	0.005	9.0	0.	11.182	0.43	11.191
1-4	0.109	4	0.2173	0.023685	- 4.0	- 0.30782	- 0.30	- 0.00	- 0.681
-	0.14	6	0.03022	0.004261	- 14.762	- 0.62005	- 12.602	- 0.462	- 12.593
-	0.2885	6	0.000	0.008718	17.513
Σ					87.522	- 1.6817	81.661	- 0.004	

$$Q' = 87.522 = 14.58 \quad \Sigma h' = 6.12 \quad Q' = -13.61 \quad \Sigma h'' = -5.784$$

$$\Delta Q = -1.6817 \times 14.58 = 2.16 \quad \Delta Q = -0.004 \times 13.61 = 0.009$$

$$1.85 \times 6.12 \quad 1.85 \times 5.784$$

CIRCUITO II

2-1	0.219	4	0.2173	0.047588	4.762	0.8539	3.262	0.412	3.612
2-2	0.280	4	0.07	0.084	- 3.457	- 0.6036	- 4.96	- 1.172	- 4.607
-	.	.	.	0.003224	10.762	0.26958	12.27	0.33	.
2-4	0.109	4	0.2173	0.023685	4.0	0.30782	0.30	0.0032	0.681
-	0	6	0.000	0.0084616	13.022	0.87174	11.51	0.778	11.872
Σ					36.003	1.160	32.33	0.300	

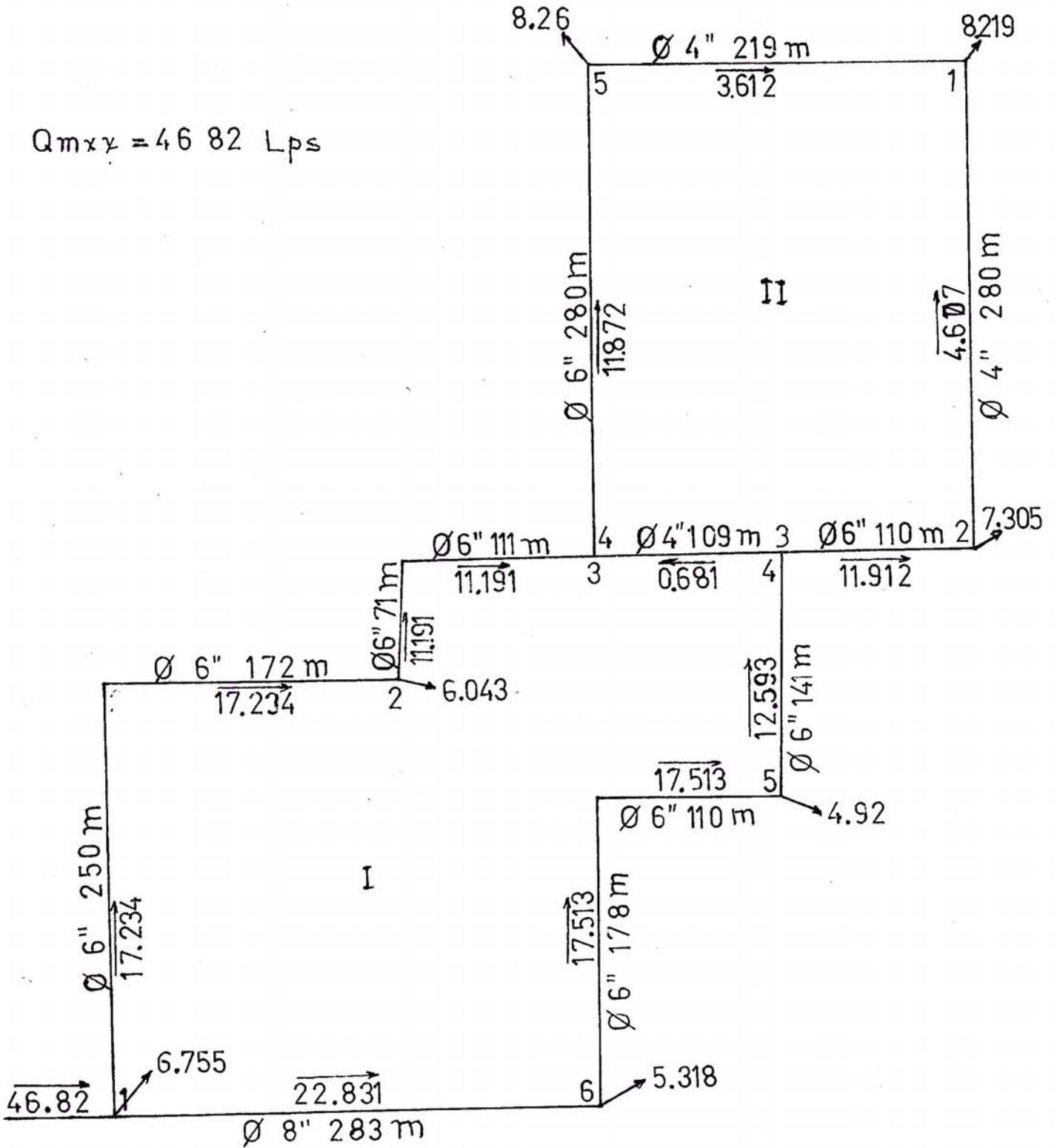
$$Q' = 36.003 = 7.2 \quad \Sigma h' = 2.9 \quad Q' = 6.00 \quad \Sigma h'' = 2.69$$

$$\Delta Q = -1.16 \times 7.2 = -1.5 \quad \Delta Q = -0.3 \times 6.0 = -0.36$$

$$1.85 \times 2.9 \quad 1.85 \times 2.69$$

GASTOS DEFINITIVOS – PRIMERA CONDICION

$Q_{m \times \gamma} = 46.82 \text{ Lps}$



METODO HARDY CROSS

$$Q_{md} + Q_{incd} = 56.0 \text{ lps}$$

CIRCUITO I

TRAMO	LONG km	D "	K	R k _s	Q l/s	h m	h/Q	Q' l/s	h' m	h/Q'	Q'' l/s
1-1	0.283	8	0.007454	0.002109	-2.9	-0.964	0.0379	-30.02	-1.141	0.038	-30.10
1-2	0.422	6	0.03022	0.012752	0.0	3.2539	0.666	1.88	44	0.147	.80
-	0.		0.22					10.68		.3	0
1-4	0.109	4	0.2173	0.023685	2.0	-0.0	0	-	0.	-	3.7
1-5	0.41	6	0.03022	0.004261	-15.64	-0.6898	0.0441	-17.76	-0.8727	0.0491	-17.84
-	0.2885	8	0.0078	0.002149	-	-	-	-	-	-	-
Σ						+1.414	0.60		0.0454		

$$\Delta Q = - + \frac{1.4146}{1.85 \times 0.36} = - 2.12$$

$$\Delta Q' = - \frac{0.0454}{1.85 \times 0.3722} = - 0.0659$$

CIRCUITO II

TRAMO	LONG km	D "	K	R k _s	Q l/s	h m	h/Q	Q' l/s	h' m	h/Q'	Q'' l/s
2-1	0.9	4	0.2173	0.047588	4.96	0.9002	0.18145	4.32	0.7129	0.165023	4.13
2-2	0.280	4	0.2173	0.06084	-4.84	-1.125	-0.2374	-5.48	-	-	-5.
-		6	0.03022	0.003224	-13.64	-0.4178	-0.0306	-14.28	-0.4548	0.03184	-14.47
2-4	0.109	4	0.2173	0.02368	2.0	0.085	0.0426	3.48	0.23	0.066	3.37
-			0	0.08	.8	.379	0.08358	14.16	1.14	0.0805	13.97
Σ											

$$\Delta Q = - \frac{0.6794}{1.85 \times 0.5706} = - 0.64$$

$$\Delta Q' = - \frac{0.2126}{1.85 \times 0.6016} = - 0.19$$

METODO GASTO PROMEDIO

$$Q_{md} + Q_{in cd} = 56.0 \text{ lps}$$

CIRCUITO I

TRAMO	LONG km	α %	K	R K x L	Q l/s	h m	Q' l/s	h' m	Q'' l/s
1-1	0.28	8	0.0044	0.000	0	-0.9	4	-1.131	-30.10
-	0.42	6	0.03022	0.17
1-3	0.182		0.0302	0.00	1	0.88	.	0	.
1-4	0.109	4	0.2173	0.023685	2.0	-0.085	-3.219	-0.2059	-3.37
-5		6	0.03022	0.004261	15.64	-0.6878	-17.689	-0.866	-17.84
1-6	0.288	8	0.00745	0.002149	215	-0.6269	-23.548	-0.74196	-23.7
Σ									

$$Q' = \frac{\Sigma Q}{6} = \frac{16.64}{6} \quad \Sigma h^{\#} = 6.2088$$

$$Q' = \frac{\Sigma Q}{6} = \frac{103.108}{6} = 17.18 \quad \Sigma h^{\#} = 6.013$$

$$\Delta Q = \frac{-\Sigma h Q'}{n \Sigma h^{\#}} = \frac{-14146 \times 16.64}{185 \times 6.2088} = -2.049$$

$$\Delta Q = \frac{-0.12404 \times 17.18}{1.85 \times 6.013} = -0.19$$

CIRCUITO II

1-2	0.280	4	0.2173	0.06084	4.84	-1.15	-	-1.0	-
-	0.10	4	0	0	0	0.05	1	0	13.97
1-4	0.28	6	0.0302	0.0084	4.8	1.3719	13.97	1.119	13.97
Σ					40.24	0.6794	41.399	0.0046	

$$Q' = \frac{\Sigma Q}{5} = \frac{8.048}{5} \quad \Sigma h^{\#} = 3.76$$

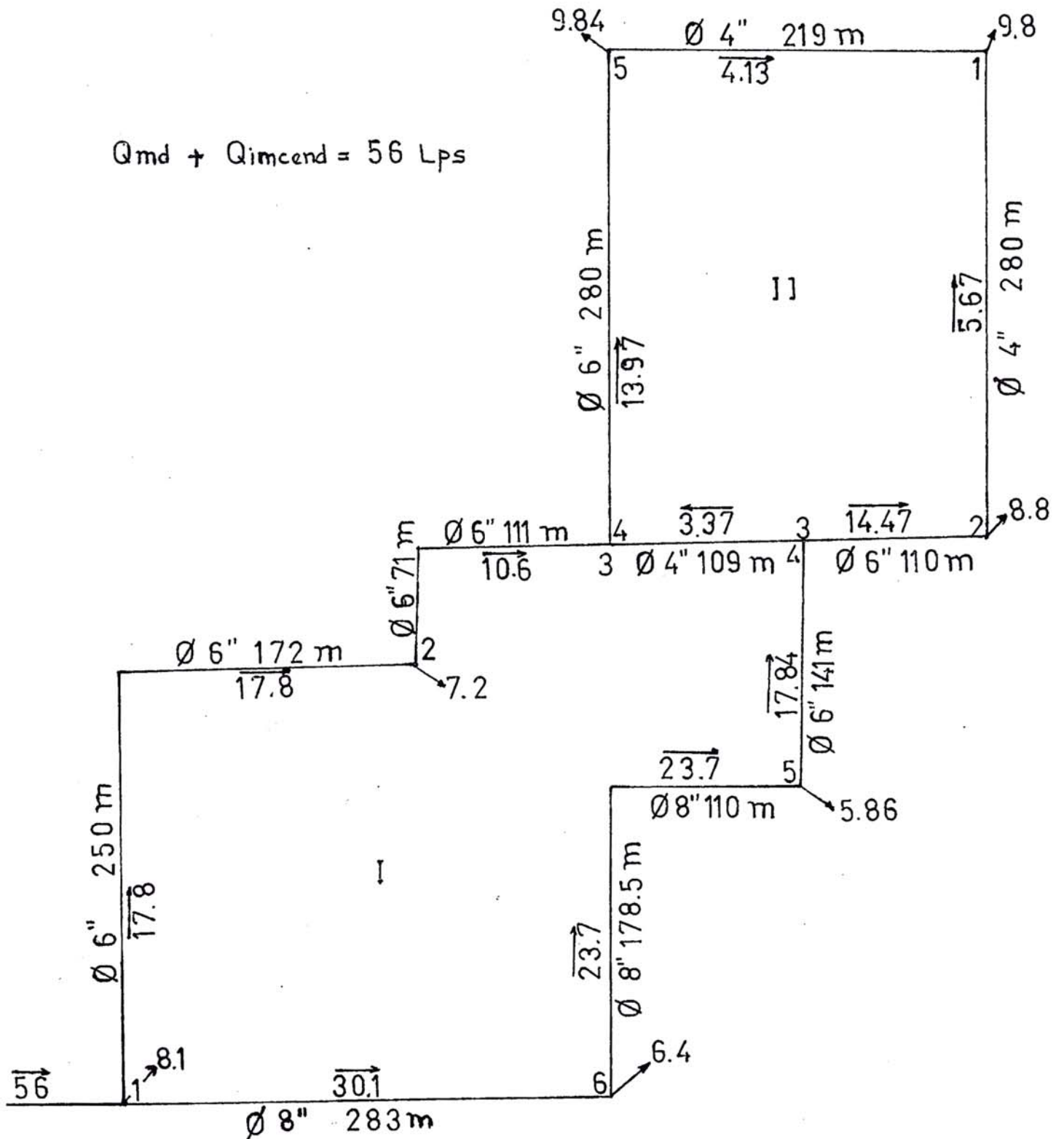
$$Q' = \frac{\Sigma Q}{5} = \frac{41.399}{5} = 8.2798 \quad \Sigma h^{\#} = 3.9162$$

$$\Delta Q = \frac{-0.6794 \times 8.048}{1.85 \times 3.76} = -0.83$$

$$\Delta Q = \frac{-0.0046 \times 8.2798}{1.85 \times 3.9162} = -0.005$$

GASTOS DEFINITIVOS - SEGUNDA CONDICION

$Q_{md} + Q_{imcend} = 56 \text{ Lps}$



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

- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUA RESIDUAL
Gordon Maskew Fair
John Charles Geyer
Daniel Alexander Okun
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO
Gustavo Rivas Mijares
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO
Ernest W. Steel
- COPIAS DE CLASE DEL CURSO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA I y II POR EL
Profesor FLUCKER y RUIZ ALTUNA
- COPIAS DE CLASE DEL CURSO DE ALCANTARILLADO Y DRENAJE PLUVIAL
por el Ing. Jorge Plucker y Arias Govea
- PLAN REGULADOR DE CHIMBOTE
- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES
