

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

PROYECTO DE GRADO

.PRESENTADO POR EL EX-ALUMNO

ALFREDO SARAVIA TRUJILLO .

PROMOCION 1951 .

ESPECIALIDAD DE CONSTRUCCIONES CIVILES.

Lima Setiembre de 1952.

Señor Director de la Escuela
Nacional de Ingenieros.

Presente:

S.D:

Habiendo ejecutado el proyecto de grado para la especialidad de Construcciones Civiles, correspondiente a la promoción del año 1951, a la cual pertenezco, me es grato adjuntarle dicho proyecto, para ser sometido a la consideración de los Señores Miembros del Jurado.

Aprovecho esta oportunidad S.D. para reiterarle los sentimientos de mi consideración más distinguida.

Alfredo Saravia Trujillo.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

LIMA - PERU

Proyecto de Grado para el ex-alumno:

Alfredo Saravia Trujillo.

Agua Potable para el Puerto de Chimbote.

Utilizando el plano a escala 1:5,000, adjunto, en el que figura la población existente y la nueva zona industrial proyectada, se proyectará un sistema de Agua Potable para las necesidades futuras.

Las bases del proyecto son las siguientes:

- 1.-La fuente de abastecimientos será la napa de aguas subterráneas del valle, determinada por los afloramientos que se observan en el plano y los cortes típicos de los pozos existentes, que se dan en plano aparte.
- 2.-Datos adicionales sobre las necesidades futuras, pueden obtenerse del estudio urbano hecho por Town Planning Associates de los Estados Unidos.
- 3.-Datos del rendimiento de los pozos actuales, pueden obtenerse en el Departamento de Administración de Servicios de Agua y Desagüe del Ministerio de Fomento.

El proyecto incluirá todos los planos y perfiles necesarios; memoria descriptiva, metrado, presupuesto y especificaciones de obra.

Lima 29 de Noviembre de 1951.

Firmado por el Ing.

Alfonso Pons.

P R O Y E C T O D E G R A D O.

Agua Potable para la ciudad de Chimbote.

S U M A R I O.

	Pag.
.-Introducción	1
.-Datos históricos	2
.-Características de la ciudad	4
.-Plan Regulador	7
.-Estudio de la población	9
.-Consumo de Agua	15
.-Obras de Captación	27
.-Calidad del Agua	28
.-Características de los pozos tubulares.	31
.-Cálculo de los pozos	35
.-Características del bombeo	42
.-Conducción	50
.-Distribución	54
.-Cálculo de las tuberías	60
.-Accesorios, válvulas y grifos	76
.-Almacenamiento	81
.-Sistema de Almacenamiento	85
.-Características de los Reservorios	85
.-Cálculo de los Reservorios	87

	Pag.
.-Casa de Clorinación y Control	93
.-Casetas de Bombeo	95
.-Especificaciones Técnicas.....	98
.-Perforación de pozos	98
.- Tuberías	101
.- Concreto	112
.-Normas prácticas para el hormigón armado .	116
.- Metrado y Presupuesto	122
.- Bibliografía	138

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

Cuando un centro poblado ha adquirido ya, cierta etapa en su crecimiento, las obras de producción de agua son in dispensables; asimismo, cuando las poblaciones reciben un considerable aumento, ya sea por que se hacen grandes me- trópolis, o centros industriales importantes, como es el caso del Puerto de Chimbote, es imprescindible también el mejoramiento de las que ya existen.

Este estudio comprende el proyecto de un moderno sistema de agua potable para la importante ciudad de Chimbote y cuya función, es suministrar a sus habitantes, un ade- cuado y satisfactorio abastecimiento de agua potable, pa- ra usos domésticos, públicos y también para propósitos in dustriales y seguridad contra incendios.

La fuente en que se basa este proyecto, se encuentra en los planes que el Gobierno tiene para Chimbote, cuyo plan urbanístico se resume en el Plan Regulador, elaborado por el Arquitecto Ernesto Gastelumendi, de conformidad con la Corporación Peruana del Santa y la Oficina Nacio- nal de Planeamiento y Urbanismo, de 1951 y cuyos alcances me servirán para determinar las necesidades futuras, de e se importante centro industrial en un futuro próximo, así como que al proyectar mi red de distribución, tendré que combinar la situación actual de la ciudad, con la solu - ción planteada, y cuya ejecución deberá hacerse por eta- pas.

Algunos datos históricos .-

Por Decreto de Enero de 1872 el Gobierno aprobó el plano de la ciudad de Chimbote, presentado por Dn. Juan G. Meigs, poseedor de los terrenos, y que comprendía la lotización de sesenta manzanas, cada una de ellas de una hectárea. A partir de entonces, la ciudad fué poblándose lentamente, llegando a tener siete mil habitantes en 1940 según el censo de ese año.

En 1943 el Gobierno inició la construcción del Puerto que había de sustituir al del Santa, situado éste, sobre la desembocadura del río del mismo nombre.

El Servicio Cooperativo Internacional de Salud Pública, creado por R.S. de Julio de 1942 inició estudios, para dotar a la ciudad de Servicios de Agua y Desagüe, así como las obras de drenaje de los pantanos que la rodeaban, focos del paludismo que afectaba hasta al 96 % de la población.

Por D.S. del 4 de Junio de 1943, se creó la Corporación Peruana del Santa, que habría de iniciar estudios y obras, para fomentar el desarrollo de las riquezas de esa región y que contribuyó a su mayor adelanto.

En 1949 se inauguró el Hotel Chimú, que hasta la fecha constituye el mejor edificio de la ciudad.

En el mismo año se inició el expediente de ex-propiación de los terrenos de la ciudad de Chimbote, que comprendía un área de 534, 371 m², con un costo de 1'198, 276.29 soles oro los que se encontraban en poder de los herederos de Dn. Juan G. Meigs.

La población en el año 1950 fué calculada por la S/C.I.P.A en 15,000 habitantes y el censo efectuado por la misma entidad en 1951, arrojó una población de 18,000 habitantes considerando los nuevos núcleos que muestran las vías de formación en los contornos del trazo original de la ciudad, lo que es una prueba de la atracción que Chimbote, presenta para la población rural, y de otras ciudades de la región.

La Corp. Peru. del Santa con el fin de dar una solución a los problemas urbanos, contrató a dos urbanistas extranjeros, José Luis Sert y Paul Lester Wiener, en 1948, quienes por las condiciones especiales de la ciudad, pues casi la totalidad de los terrenos se encontraban en poder del Gobierno, las construcciones sólo eran ligeras obras de adobe y de caña, lo que favorecía su expropiación y demolición a bajo costo, presentaron la solución del Plan Regulador, de acuerdo a los últimos adelantos del urbanismo, pero sustituyeron íntegramente la ciudad, por un nuevo trazo, eliminándose todas las construcciones y respetando las pocas que merecían mantenerse.

El proyecto no pudo ser realidad, por la gran magnitud del mismo, no contándose con la capacidad económica, para realizar tan magna empresa y por no haberse definido los medios ni la entidad que podría realizar esa labor.

Por Decreto Ley N° 11324 de Abril de 1950, el Gobierno adjudicó al Consejo Municipal de Chimbote, la propiedad de los terrenos urbanos, expropiados anteriormente, facultándolo para vender a los actuales ocupantes.

La situación actual es distinta a la que existía en la época en que se efectuó el original Plan Regulador, y por eso en Agosto último, el Arquitecto Gastelumendi presentó un Plan Regulador más apropiado.

Características principales de la ciudad.-

Ocupa una extensión de 140 hectáreas con densidad promedio de 128 habitantes, el original trazado se sigue extendiendo en unas 30 hectáreas, que se están incorporando al sector urbano, todas estas manzanas están divididas en lotes de poco frente y mucho fondo y ocupadas por viviendas y comercio en edificaciones de adobe o estera, características arquitectónicas e higiénicas inaceptables.

De la Inspección Sanitaria de Chimbote, presento datos sobre las casas con dotación de agua y su origen:

Origen	% sobre el total de casas
Red	44
Grifo Púb.	38
Pozo	5
Grifo Río	6
Canal de Drenaje	7

Sobre un total de 2,578 viviendas.

La ubicación del puerto y la zona Industrial es la más conveniente, pero no cuenta, mas que con una vía de acceso que cruza la ciudad.

En resumen, Chimbote, es una ciudad que se encuentra en una etapa de franco desarrollo, aunque no muy acelerado. La próxima etapa de industrialización, al ponerse en funciona-

miento; la planta de fuerza eléctrica, asegurará un rápido desenvolvimiento en un futuro muy próximo.

En la ciudad funcionan 13 restaurants, 17 encomenderías, 10 peluquerías, 2 heladerías, 3 cafetines, 28 panaderías, 13 hoteles, fábricas de conservas, de tubos, de chancaca, de artículos de loza, etc. El comercio se encuentra actualmente repartido por toda la ciudad, concentrándose especialmente en la Av. Bolognesi sobre todo en la primera cuadra, así como alrededor del mercado.

Por otra parte, la ciudad presenta un aspecto bastante típico en nuestra costa, desgraciadamente y a pesar de la hermosura natural de la bahía de Chimbote, enmarcada en un anillo de pequeñas islas, su población no tiene actualmente la capacidad económica suficiente, para construir sus propias viviendas, en una forma que le brinde lo primordial en comodidad, higiene y belleza.

La ausencia casi total de avenidas arboladas y jardines, la constitución polvorienta de sus calles, los elementos arquitectónicos mal empleados de que están hechos la mayoría de sus casas, nos ofrece un panorama, algo muerto de la ciudad, que sólo es avivado por el tránsito de vehículos y peatones.

Sólo el hotel Chimú, otro por acabarse: el ferrocarril, las cuatro unidades fiscales de la Corporación Peruana del Santa, las construcciones que se encuentran diseminadas en la caleta como hospital, viviendas de empleados, maestranza, de la Corporación y otras edificaciones de 1, 2, y 3 pisos

construïdas en la ciudad, rompen ese aspecto de pobreza que puede ser trocada por el Plan Regulador, en algo que si no muestre opulencia y esplendor, si nos brinde, con sencillez, pero con limpieza y gusto, viviendas bien construïdas, áreas verdes, tan necesarias, porque una ciudad puede o no mostrar grandes y altos edificios, pero no debe dejar de poseer jardines, alamedas, vegetación, que es vida y recreación en una población. En cuanto al aspecto sanitario, la población se ha liberado casi en su totalidad, de enfermedades como el paludismo y la tifoidea, virtud a los trabajos realizados por los drenes y el agua potable de que se dispone, pero referente a este último tópicó, este abastecimiento será deficiente si no se previene ^{con} anticipación lo que dentro de pocos años será Chimbote. Si dejásemos a su libre evolución a la ciudad, constataríamos, una vez establecidas las industrias, un hacinamiento de casas mal construïdas y peor abastecidas de servicios tan necesarios para que una población se mantenga en un standard de vida, que le permita rendir más y ofrecer mejores frutos, al Perú en general y a sus pobladores en particular. Es necesario que el gobierno, y felizmente ya lo está haciendo, patrocine la remodelación de la ciudad, así como que enfrente de una vez por todas, el problema del abastecimiento de agua potable de la ciudad, en sus necesidades futuras, puesto que la actual red está escasamente diseñada para abastecer a una parte de la población actual. Es necesario también, y ventajoso, hacer de una vez por todas un gasto bien hecho, para no tener que afrontar después, diversos rompecabezas, cuya solución entraña siempre mayores gastos. Es preciso obrar ahora, antes de que sea demasiado tarde. Mi único

deseo es aportar mi insignificante granito de arena, para la solución de los problemas que afrontará Chimbote, con el devenir del tiempo.

PLAN REGULADOR

Aquí el trazo y la zonificación se ajustan a las directivas del Urbanismo, presentando la separación de tránsitos, y definiendo un sistema de circulación de vehículos y peatones, en forma independiente, dotándolo de zonas de estacionamiento, precisando la terminación de las vías de transportes, agrupando la vivienda en unidades de barrio provista de un centro comunal, precisando límites de las zonas comerciales, a fin de evitar interferencia con la vivienda, y dotando de áreas necesarias para la recreación y esparcimiento, definiendo el emplazamiento de un centro vital, que albergará los edificios de carácter administrativo y cultural, zonas de trabajo, puerto, industria, etc, en forma que no afecte las condiciones de los lugares de vivienda, realizándose las obras por etapas, de acuerdo al desarrollo y capacidad económica de la ciudad, con el mínimo de expropiaciones.

Limita el área urbana de la ciudad a fin de evitar la ocupación de posibles zonas de cultivo, etc, y define las zonas de extensión futura de la vivienda e industrias.

Zona dedicada para la Vivienda.-

Agrupadas en unidades de barrio, el número de habitantes que puede albergar es unos 35,000 hbts., considerando densidades de 150 a 200 habts por hectárea. Las unidades situadas en la parte oeste se dedicarán a la población obrera prin-

principalmente, en vista de la cercanía de la zona industrial. Para el caso de un aumento de población mayor que el previsto, o para el futuro desarrollo, se habilitarán nuevos sectores de viviendas, siempre en lugares que se situarán en la parte Norte y Este de la ciudad.

El centro Cívico estará formado por la concentración de todos los edificios de administración, edificios públicos y locales de comercio mayor, quedando incluido el Hotel Chimú como elemento de ese núcleo urbano.

Zona Industrial y Comercial.- El comercio mayor del centro Cívico, así como el que se mantenga en la Avda. Bolognesi, constituirán los núcleos comerciales más importantes.

La zona industrial tiene una ubicación, como ya lo dijimos, la más conveniente, comprendiendo; un sector dedicado a la industria ligera, con una extensión de 45 hectáreas, las áreas reservadas para el Banco Minero y la Planta Siderúrgica cuya construcción se ha de iniciar en breve, ocupando la parte central de la zona, quedando alrededor las áreas necesarias para otras industrias.

Se contará con jardín Botánico y Zoológico en la parte norte, actual vivero forestal, Alameda que siguiendo la calle José Gálvez enlazará con el parque del Centro Cívico y otros jardines que servirán de separación entre la zona de vivienda e industria y que sigue la calle Guillermo Moore.

Para su servicio se usarán las aguas de los canales de drenaje.

Como punto final, el proyecto aconseja, siendo una de sus principales ventajas, que la ciudad debe ir progresivamente remodelándose, no pudiéndose hacer todas las transformaciones inmediatas.

ESTUDIO DE LA POBLACION

Las obras de abastecimiento, no se proyectan solamente para las necesidades actuales, sino que deben satisfacer las necesidades del servicio, en el futuro, en un período de tiempo prudencial, el que varía entre 15 a 40 años y al que llamaremos período de previsión o diseño.

Para poblaciones pequeñas se toman períodos comprendidos entre 15 y 30 años. Desde el punto de vista técnico, está limitado por el tiempo de duración de las obras proyectadas. Desde el punto de vista económico, debemos de pensar que el costo del proyecto se elevaría muchísimo, si se tomasen períodos de previsión muy altos. Nosotros estudiaremos las posibles necesidades en el año de 1990.

La experiencia ha demostrado, que el crecimiento de las poblaciones, dentro de algunas circunstancias, es asimilable a determinadas funciones matemáticas, pero en el caso nuestro, se aleja bastante de ellas, por que, ese crecimiento está, mas que nada, supeditado a hechos artificialmente creados y que pueden ser cambiados en su orientación e intensidad.

Es importante tener en cuenta, que si bien es cierto, el crecimiento de la población ha tenido en los años anteriores al del estudio, una ley determinada, en el futuro, y debido a múltiples causas, pueden variar las condiciones que predominaban, como sucede con Chimbote, y la ley

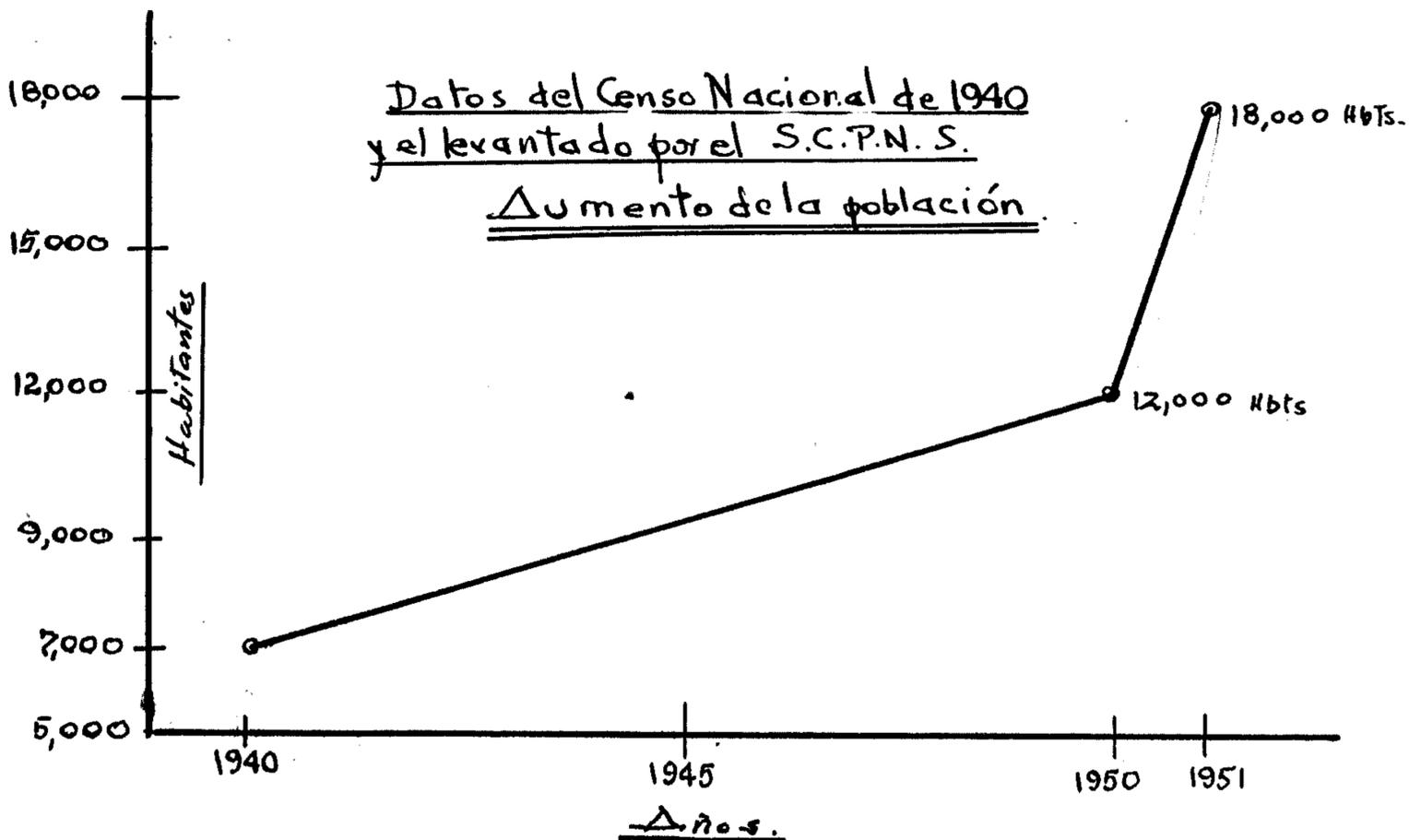
nes que predominaban, como sucede con Chimbote, y la ley de la función asumida cambiando estar por lo tanto nuestro cálculo, alejado de la verdadera solución. Por eso es que en última instancia, el criterio del que proyecta es el que prima.

Existen diversos métodos y criterios para predecir la población en un tiempo determinado, pero todos tienen como común denominador los datos estadísticos.

Aplicaremos para nuestra ciudad, en estudio, todos aquellos métodos en los cuales podemos hacer uso de los datos censales que tenemos.

Chimbote es una ciudad presta a transformarse en industrial, su población en 1950 era de 12,000 habitantes, siendo de 7,000 según el censo de 1940, actualmente alcanza y pasa los 18,000 habts.

El crecimiento de Chimbote ha ido progresando fuertemente, debido a los trabajos realizados por la Corp. Per. del Santa, al proseguir con la finalidad para la cual fué constituida: desarrollar las riquezas potenciales de esa región.



En el gráfico anterior se puede observar lo dicho, pudiéndose comprobar, un fuerte aumento de 1950 a 1951, debido sobre todo al movimiento migratorio, a la intensificación de los trabajos y obras proyectadas en construcción.

Método Aritmético.-

En este método se considera un aumento de población, regido por la fórmula del interés simple, es decir constante. Por lo general da valores algo bajos. Así veremos el cálculo para una población en los años de 1980 y 1990.

La fórmula que rige es : $P_f = P_a(1+rt)$

P_f , es la población futura.

P_a , " " " última.

r , es el incremento constante que tenemos que determinar.

t , años de predicción expresados en décadas.

Para calcular "r" se tiene:

$$r = \frac{P_f}{P_a} - 1$$

Deberíamos sacar un promedio de varios "r", pero tomaré sólomente el correspondiente a la última década transcurrida por considerar a los otros demasiado bajos, y así tener lo más desfavorable.

Año	Población
1940	7,000
1950	12,000

$$r = \frac{12,000}{7,000} - 1$$

$$r = 0.4$$

Población en 1980 .

$$t = 3 \quad P_f = 12,000(1 + 0.4 \times 3) = 26,400 \text{ habts}$$

Población en 1990 .

Población en 1990

$$t = 4 \quad P_f = 12,000(1 + 0.4 \times 4) = 31,200 \text{ habts}$$

Método de progresión Geométrica.-

Igualmente considera un incremento, pero capitalizando ese incremento, estando regido por la fórmula del interés compuesto: $P_f = P_a (1 + r)^t$

Este método da valores bastante elevados.

El "r" se calcula mediante la fórmula:

$$r = \sqrt[t]{\frac{P_f}{P_a}} - 1 \quad \text{y por ser } t=1, \text{ es igual al}$$

aritmético: $r = 0.4$

Población en 1980 .

$$t = 3 \quad P_f = 12,000 (1 + 0.4)^3 = 32,800 \text{ habts}$$

Población en 1990 .

$$t = 4 \quad P_f = 12,000 (1 + 0.4)^4 = 45,500 \quad "$$

Método de incrementos variables.-

Aquí el incremento por unidad de tiempo no es constante, pero el aumento en ese incremento si es constante. Vamos a determinar el valor del incremento, y la variación constante que sufre ese incremento tomando promedios.

Año	Población	Incremento(I)	Aumento Incre.(ΔI)
1920	4180	+ 1270	
1930	5450	+ 1550	+ 280
1940	7000	+ 5000	+ 3450
1950	12000		
	Promedio	+ 2607	+ 1865

$$P_{1960} = P_{1950} + I + \Delta I$$

$$P_{1970} = P_{1960} + I + 2\Delta I = P_{50} + 2I + 3\Delta I$$

$$P_{1980} = P_{70} + I + 3\Delta I = P_{50} + 3I + 6\Delta I$$

$$P_{1990} = P_{80} + I + 4\Delta I = P_{50} + 4I + 10\Delta I$$

$$P_{1980} = 31,011 \text{ hbts}$$

$$P_{1990} = 41,078 \text{ "}$$

La solución comparativa es muy relativa respecto a otras ciudades, pues ninguna tuvo las características de la ciudad de Chimbote.

El Plan Regulador de la ciudad de Chimbote, estudiado por la Corp. Ferua. del Santa y la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo, y elaborado por el arquitecto Ernesto Gastelumendi, ha calculado una población que será de unos 38000 habitantes y que no puede determinarse ni con el crecimiento vegetativo de la población, ni con la semejanza de otras ciudades del Perú, por ser ésta, la primera que pasará a tener preponderancia industrial rápidamente, no teniéndose además, datos que arrojen mayor luz sobre su población en fechas anteriores y porque su crecimiento, en los últimos 10 años ha sido completamente fuera de todo principio natural o matemático, habiéndose desarrollado mas que todo, debido a la atención puesta por el gobierno en esa zona.

De todo lo expuesto anteriormente y teniendo en cuenta, todos los factores y el proyecto del Plan Regulador de la ciudad, que me ha servido de pauta para darle un carácter verdadero y real a mi investigación, y considerando los resulta-

dos matemáticos anteriores, como medio de apreciación y comparación, relativas, los informes recogidos de diferentes instituciones como el Servicio Coop. de Salud Pública, la citada Corp. Peruana del Santa, de funcionarios allegados a esta institución, de mi propia investigación y de la experiencia de otros ingenieros y técnicos más versados que yo, tomo como población para el año de 1980, 50,000 habitantes y para el año de 1990 , 65,000 habitantes.

Hago notar una vez más, que todo estudio de la población en cualquier ciudad peruana, para ser fundamentado en principios y estadísticas matemáticas, encuentra serios obstáculos, algunos de ellos insalvables.

dos matemáticos anteriores, como medio de apreciación y comparación, relativas, los informes recogidos de diferentes instituciones como el Servicio Coop. de Salud Pública, la citada Corp. Peruana del Santa, de funcionarios allegados a esta institución, de mi propia investigación y de la experiencia de otros ingenieros y técnicos más versados que yo, tomo como población para el año de 1980, 50,000 habitantes y para el año de 1990, 65,000 habitantes.

Hago notar una vez más, que todo estudio de la población en cualquier ciudad peruana, para ser fundamentado en principios y estadísticas matemáticas, encuentra serios obstáculos, algunos de ellos insalvables.

CONSUMO DE AGUA

El Sistema estará capacitado para abastecer al 100% de la población : 65,000 habts.

Análisis y determinación de los valores asumidos.-

El valor asumido se comprende que será solamente aproximado, puesto que se refiere a una fecha futura. Nuestro problema es bastante difícil de resolver, puesto que estando por instalarse nuevas industrias en Chimbote, su clase y número afecta grandemente el consumo de agua. Está demás decir que una ciudad industrial tiene más consumo que una ciudad que sea simplemente residencial. Por eso es que las demandas de las industrias existentes, así como el de las posibles a instalarse, deben tenerse en cuenta.

Factores que afectan el consumo.-

Entre los factores que afectan el consumo de agua potable se pueden anotar:

(1).-El standard de vida de la población, como la importancia que se le dá al agua en el consumo doméstico o particular; Chimbote cuenta actualmente con un sistema deficiente de agua potable y el nuevo sistema, traerá como consecuencia un mejoramiento en el standard de vida de la población.

(2).-La calidad y costo del agua.

(3).-El tamaño de la población.

(4).-La presión del agua en el sistema de distribución, que aumenta las pérdidas y desperdicios a medida que es mayor.

(5).-El volumen de agua usado en la industria, que en nuestro caso tiene importancia de primer orden.

(6).-La Proporción de pérdidas y desperdicios, que puede alcanzar fuertes porcentajes del consumo total de agua.

(7).-La situación geográfica del lugar, respecto a las zonas climáticas.

(8).-El porcentaje de medidores en las conexiones domiciliarias, que ayuda a controlar el exeso en el consumo. La presencia de medidores tiene una marcada influencia, se ha comprobado, que conforme aumenta el número de medidores, disminuye el consumo. Es bien conocida ya, la curva correspondiente al acueducto de Cali, que dá una idea precisa de este concepto, que mas que todo es psicológico. Recomiéndase por tal motivo en este sistema, la implantación de ellos, colocados después de un tiempo prudencial, cuando las necesidades lo exigieran.

División del Consumo.-

Se sabe que el consumo de agua de una población, puede considerarse dividido en 4 partes.

Servicio Privado

Servicio público

Servicio Industrial y

Pérdidas inevitables .

El Servicio Privado comprende los volúmenes de agua gastados en usos domésticos, como son, bebida, cocina, aseo personal, lavado de pisos, de ropa, de aparatos sanitarios, etc.

El Servicio Público comprende el volumen de agua necesario para el lavado de calles, mercado, alamedas proyectadas, Centro Cívico, stadium, servicios públicos, etc.

Las pérdidas inevitables, un grifo abierto, una cañería

rota, una llave descompuesta, una válvula cuya junta ha cedido, etc, causan pérdidas en el sistema.

El Servicio Industrial, como su nombre lo indica, comprende los volúmenes de agua gastados o consumidos por las distintas industrias, establecidas, o por establecer como en nuestro caso, en la urbe que se quiere abastecer de agua .

Quiero hacer notar que el consumo Público y el Industrial, se verán favorecidos por el agua de los drenes, y los desperdicios disminuidos por la colocación de medidores.

Estos cuatro consumos determinan el consumo total. Copiaremos una tabla que aparece en el libro de Ingeniería Sanitaria del Ing. Alfredo Mendiola, y que muestra las cifras promedios del año, de los diferentes consumos de agua, en algunas poblaciones americanas, en lits/por hbt. y por día.

SERVICIOS	MINIMO	MAXIMO	PROMEDIO	%del CONS.TOTAL
Serv.Priva.	57	190	132	33%
Serv.Públi.	19	57	38	9.5%
Serv.Indus.	38	208	152	38%
Pérd.Inevi.	38	152	76	19.5%

Generalmente en el Perú, se acostumbra a tomar, como base para el cálculo, un promedio de 200 lits/hbte día, en esta cifra estarían incluidos usos domésticos e industriales, servicios públicos y pérdidas inevitables; estando sobre la base de un consumo doméstico de 100 lits/hbt día nos dá los siguientes porcentajes para cada servicio, estimado a groso modo como dice Salowitz:

Usos domésticos 50 %

Usos Industriales	14 %
Servicios Públicos	16 %
Desperdicios	20 %

siendo porcentajes del consumo total.

Como se puede observar el porcentaje de usos industriales es bajo, estando antes justificado, porque no existía una marcada industrialización como habrá en Chimbote.

Por su parte, los americanos consideran como buenos los porcentajes siguientes :

Fines domésticos	35 %
Fines comerc.e industs...	40 %
Uso Público	10 %
Desperdicios	15 %

Los usos industriales comprenden el servicio de fábricas, garages y lavaderos, utilizando con restricción las aguas del sistema. Las grandes industrias tienen servicio propio e instalaciones que las proveen de agua, con beneficios positivos de economía. Yo creo que es lo que tendrá que hacerse en Chimbote, cuando la industrialización haya alcanzado fuerte demanda de agua, que no podrá abastecer el servicio de agua de la ciudad.

Como dice Waterman, el uso del agua por las industrias, varía con el tipo de ellas, y no tiene relación alguna con la población de la ciudad.

En Inglaterra para el consumo industrial, se dá en general la cifra de 50 lits por habt. y por día, llegándose en Estados Unidos a triplicarse esta cifra.

A continuación mostraremos, una tabla sacada del manual

of American Water Works Practice y que indica el porcentaje del sistema público del abastecimiento de agua, que es usado por industrias y comercio, en algunas típicas ciudades americanas:

Akron	15 %
Baltimore	25 %
Bridgeport	52 %
Chicago	19 %
Kansas City	35 %
Wilwaukee	65 %
New York City	22 %
Springfield	30 %
Rochester	26 %

Lo que me dá como promedio de todos los porcentajes:

32 %

De todo lo expuesto anteriormente y aprovechando de la experiencia de otros, voy a disponer en nuestro caso de los siguientes porcentajes :

Usos Domésticos	40 %
Usos Industriales	35 %
Servicios P'ublicos	10 %
Pérdidas Inevitables	15 %

Y teniendo como base el consumo doméstico de 100 litros/habt día ,tendría lo siguiente :

Usos Domésticos	40 %	100 lts/hbt.día
Usos Industriales	35 %	87.5 "
Servicios Públicos	10 %	25 % "
Pérdidas Inevitables ..	15 %	37.5 "
	<u>100 %</u>		<u>250</u> "

O sea que el consumo total será de 250 lts/habt .día

Variaciones en el Consumo de Agua.-

El consumo de agua durante el año no es constante para cada localidad; está influenciado por las costumbres y por las condiciones climatéricas; así en nuestra costa se observa un mayor consumo en los meses de Enero, Febrero y Marzo, disminuyendo en los meses de Julio y Agosto.

Para cierto día del año el consumo alcanza su valor máximo, y en este día puede tener lugar el consumo máximo horario, caso que tomaré como base para el cálculo de la tubería, por ser el más desfavorable.

Las variaciones del consumo son distintas en los diferentes países, en Estados Unidos, según E.E. Wall el consumo en el día máximo es mayor en un 50 % del consumo promedio anual. Los argentinos determinan en cambio un aumento que está alrededor del 36 %.

Para determinar el máximo diario para la población de Chimbote, tenemos por ejemplo que en Piura, el consumo máximo diario, tiene un incremento que está en el 27 % del consumo promedio anual, y en Lima, no sube del 20 % en los últimos años, y teniendo en cuenta que, a medida que una población es más grande, las variaciones en el consumo disminuyen, tomaremos nosotros un 30% como aumento, para la ciudad de Chimbote.

Variación Horaria.-

Las variaciones horaria tienen marcada importancia, nos obliga a pensar en la reserva que se debe tener abasteciendo a la ciudad con el consumo diario, para poder satisfacer el servicio en las horas de máxima demanda.

En la confección de este proyecto, se va a tomar como porcentaje para el máximo consumo horario, el 200 % del día medio, o sea el 154 % del máximo consumo diario, cifra algo mayor que la recomendada para ciudades peruanas, en las que se adopta el 170 % del día medio, para así satisfacer las mayores demandas de la población, siendo por otra parte algo menor a la recomendada por los manuales americanos, que fijan en 225 % del promedio diario, como consumo máximo máximo.

De lo dicho anteriormente deducimos que :

El consumo promedio durante el día de máximo consumo en 1990 será :

$$\frac{65,000 \times 250 \times 1.30}{86,400} = 245 \text{ lits /seg}$$

y el máximo consumo horario será de :

$$\frac{65,000 \times 250 \times 2}{86,400} = 375 \text{ lits /seg}$$

A continuación presento una tabla que permite ver el consumo de cada servicio, según los porcentajes asignados del consumo total, en el día de máximo consumo.

Consumo	Porcentaje	lts/seg	mts ³ /hora	mts ³ /día
Doméstico	40 %	98	352	8,400
Industrial	35 %	86	308	7,350
Público	10 %	24.5	88	2,100
Pérdidas	15 %	36.5	132	3,150
TOTAL	100 %	245	880	21,000

El máximo consumo horario industrial sería:

$$86 \times 1.54 = 132 \text{ lits/seg.}$$

Demanda de agua para incendios.-

Este consumo por concepto de incendios, depende de la naturaleza de las construcciones, del valor de las propiedades, el peligro al que pueden estar expuestas al respecto, y en general este consumo depende de dos

factores fundamentales:

- 1.-El tamaño de las poblaciones.
- 2.- la naturaleza de las construcciones.

Las ciudades industriales, requieren como es natural, una mayor seguridad respecto a estos siniestros, ya que las propiedades tienen un mayor valor material, pudiendo además afectar la seguridad de muchas personas; hay veces, se hacen instalaciones especiales para atender este consumo, caso que se presenta entre nosotros en Talara, donde se ha instalado una red especial de agua.

No tomaremos en cuenta las recomendaciones del N.I. B.U. que es la Junta Nacional Americana de Aseguradores contra Incendios, porque las cifras que asignan resultan muy exageradas, estando en general fuera de nuestras posibilidades económicas.

El volumen de agua necesario para extinguir incendios con respecto al consumo anual, es un porcentaje muy pequeño, pero tiene una importancia muy marcada en relación con el consumo diario, especialmente respecto a la capacidad del reservorio regulador.

Los autores americanos recomiendan un máximo de 4 grifos para proteger un punto cualquiera de la ciudad contra un incendio, con un mínimo de 175 gls/minuto para cada uno con presión no menor de 20 lbs/pul², lo que da unos 44 lits/seg con presión de 14 mts. de agua por cntm². Este gasto según ellos, debe mantenerse unas 5 horas, para poblaciones de menos de 2,500 habts, y durante unas 10 horas para poblaciones de mayor número de habitantes.

Hay fórmulas americanas basadas en el cálculo de probabilidades, como el aumento del riesgo de incendio con el aumento de la población, etc.

Una de las más conocidas es la que da el gasto de incendios, en relación con la población, y que es:

$$Q = 1020 \sqrt{P} \left(1 - \frac{VP}{100} \right)$$

en la que

Q, es el gasto expresado en galones por minuto

P, es la población en miles.

Otra fórmula práctica que da el gasto para incendio, expresado en lits /seg es :

$$Q = 10 \sqrt{P} \quad \text{en la que}$$

P, es la población en miles; aplicada en nuestro caso tendríamos :

$$Q = 10 \sqrt{65}$$

$$Q = 10 \times 8.08$$

$$Q = 80.8 \text{ lits /seg.}$$

Tomaremos nosotros 82 lits /seg. con una presión no menor de 20 mts/ctm² en los puntos más altos, considerando la existencia de autobombas que eleven la presión a la requerida para apagar los incendios.

Con esta condición se comprobará la red para su capacidad, durante un incendio, cálculo que veremos más adelante.

Además consideraremos un volumen de reserva en el tanque regulador, que lo tomaremos igual al necesario pa-

February 27, 1952

3083-44A

TABLE I

STEEL PLANT WATER REQUIREMENTS

	<u>Total Water Required</u>			<u>Make-up Water Required</u>		
	<u>m³/h</u>	<u>GPM</u>	<u>l/sec</u>	<u>m³/h</u>	<u>GPM</u>	<u>l/sec</u>
Pig Iron Dept.						
Cooling	370	1636	102	20	88	6
Gas Cleaning	230	1012	64	230	1012	64
Slag Granulation						
	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>
TOTAL	650	2868	180	300	1320	84
Electric Steel Dept.	200	880	56	20	88	6
Rolling Mill Dept	1000	4400	277	200	880	56
Miss. Services	<u>150</u>	<u>660</u>	<u>42</u>	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>
TOTAL	2000	8808	555	570	2508	160

2. AVAILABILITY

The measurements and observations reported by Florez y Costa, based upon their investigations in December, 1951, indicate an average flow of water in the drainage canal of 227 l/sec (minimum 199 l/sec). The 160 l/sec figure for total make-up water equipment just given in the table above represents 70% of this average figure, which is sufficient for the initial installation.

The figures given in table I may therefore be used for the design of the plant water supply system and for the selection of necessary equipment.

RAMSEYER & MILLER, INC.
 J.R. Miller
 Executive Vice President.

JRM s

February 27, 1952

TABLE I
STEEL PLANT WATER REQUIREMENTS

	<u>Total Water Required</u>			<u>Make-up Water Required</u>		
	<u>m³/h</u>	<u>GPM</u>	<u>l/sec</u>	<u>m³/h</u>	<u>GPM</u>	<u>l/sec</u>
Pig Iron Dept.						
Cooling	370	1636	102	20	88	6
Gas Cleaning	230	1012	64	230	1012	64
Slag Granulation	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>
TOTAL	650	2868	180	300	1320	84
Electric Steel Dept.	200	880	56	20	88	6
Rolling Mill Dept	1000	4400	277	200	880	56
Miss. Services	<u>150</u>	<u>660</u>	<u>42</u>	<u>50</u>	<u>220</u>	<u>14</u>
TOTAL	2000	8808	555	570	2508	160

2. AVAILABILITY

The measurements and observations reported by Florez y Costa, based upon their investigations in December, 1951, indicate an average flow of water in the drainage canal of 227 l/sec (minimum 199 l/sec). The 160 l/sec figure for total make-up water equipment just given in the table above represents 70% of this average figure, which is sufficient for the initial installation.

The figures given in table I may therefore be used for the design of the plant water supply system and for the selection of necessary equipment.

RAMSEYER & MILLER, INC.
 J.R. Miller
 Executive Vice President.

JRM s

ra sostener este gasto de incendio durante siete horas,
lo que me representa :

$$0.082 \times 3,600 \times 7 = 2050 \text{ mts}^3$$

prácticamente : 2,000 mts³ .

O B R A S D E C A P T A C I O N

El abastecimiento de la población se va a llevar a cabo por medio de pozos tubulares, llamados así por ser tubos de poco diámetro, revestidos a su vez por otros tubos de fierro, que captan las aguas subterráneas hasta grandes profundidades, captando napas poderosas de gran extensión, dando una pequeña variación en la mesa de agua, ofreciendo en consecuencia, un rendimiento grande y uniforme.

Se ha elegido la zona noreste de la población, como lugar conveniente para la perforación de los pozos tubulares, porque de acuerdo a las informaciones obtenidas, rendimientos y perfiles de pozos existentes, se puede comprobar una mayor potencia de la napa en esta zona, y aunque no hay mayores datos del movimiento de las aguas, observando el plano a curvas de nivel, parece indicar que las aguas del noreste son más constantes, mientras que las del noroeste se encuentran desparamadas a manera de sábanas mas o menos anchas, que al dividirse dejan islotes entre sí. Además la zona escogida está cerca de la ciudad, y se presta para la conducción de aguas, estando la situación del reservorio regulador cerca.

Calidad del Agua.-

El agua meteórica que se infiltra, y pasa a través de bastantes clases de terrenos, pierde sus partículas

que lleva en suspensión y aparece clara. Una excepción se presenta cuando el agua atraviesa rocas fisuradas, o con grandes cavernas como en las calizas. Como ilustración indicaré algunas características de las aguas subterráneas.

Olor.-

La mayoría de las aguas subterráneas tienen poco o ningún olor. Algunas sin embargo están impregnadas de hidrógeno sulfurado, metano o anhídrido sulfuroso, y poseen los olores característicos de estos gases. También las aguas provenientes de lugares pantanosos, a menudo arrojan el característico olor a turba, especialmente cuando se les calienta.

Gusto.-

Generalmente es impartido por gases y minerales disueltos, como el anhídrido carbónico y el hidrógeno sulfurado, o por el fierro y manganeso. Algunas aguas presentan tal cantidad de cloruro de sodio, que éste puede sentirse. Este gusto se constata en más de 200 a 300 p.p.m. Pocas personas lo advierten con 200.

Temperatura.-

Una buena propiedad del agua subterránea es su poco cambio anual de temperatura, raramente en pozos poco profundos es más de 20° C ni menos de 6° C. Además el agua de pozos es más fría que la superficial en verano, lo que la hace más agradable, y más caliente que aquella en invierno, disminuyendo así el peligro que se hiele.

Materia orgánica.-

Puede provenir de carbonatos y nitratos. Los carbonatos provienen de la celulosa y el nitrógeno de la alúmina, resto de la vida animal y proteidos.

Los efectos que pueden ocasionar los gases, por ejemplo el CO₂ absorbido por el agua, es que aumenta el poder de disolución del agua, haciendo que tenga menos sustancias en directa suspensión, pero aumentando las en disolución. A continuación copiaremos, las características físicas y proporción de sustancias químicas que puede llevar disuelta una agua natural, para que pueda aceptarse como potable, según reglamentación adoptada en E.E.U.U.

Características físicas :

Turbidez .- No exederá de 10 y en general deberá ser menor de 5 (escala de sílice)

Color .- No pasará de 20 (escala de cobalto) y preferiblemente será menor de 10 .

Olor .- No debe tener olor a hidrógeno sulfurado, cloro u otra sustancia libre, causada por organismos microscópicos.

Proporción de sustancias químicas en p.p.m. de las cuales no deberá exederse :

Plomo 0.1

Cobre 0.2

Zinc 5.

Sulfatos .. 250.

Magnesia .. 100.

Total de sólidos después de la evaporación ...1,000p.p.m

Cloro 250 "

Fierro 0.3 p.p.m.

Una agua de buena calidad no deberá exeder de 350 p.p.m. de totales sólidos.

Ahora refiriéndonos al agua subterráneas de la napa freática de Chimbote, transcribiré el análisis que el laboratorio de la Dirección de Industrias y Electricidad ha practicado en el pazo #3, existente y que es el que abastece actualmente a la ciudad.

Datos Físicos :

Aspectolímpido
Colorno tieme
Sabor suigéneris
Olor en frío.. notiene
Olor en calien. "
Sedimentos "

Datos químicos :

$P^h = 7.8$

Reacción a la fenoltaleína (-) negativa

Alcalinidad en carbonato de calcio CO_3Ca	198.3 p.p.m
Bicarbonatos en CO_3Ca	198.3 "
Sólidos totales a $110^\circ C$	1072 "
Cloruros	146.3 "
Sulfatos	309.7 "
Dureza	437.5 "
Poder reductor con $- O_2 -$	3702 "
NO_2	Trazas
NO_3	0.4 "
NH_4	Negativo

Como vemos sobrepasa los límites para sulfatos y para dureza total, según los standards internacionales de aguas potables'.

Tiene una dureza de carbonatos de 198.3 p.p.m.

y la de no carbonatos es de 239.2 "

Se podría tratar con un ablandamiento parcial de cal (CaO) y con carbonato de sodio (CO_3Na_2)

Pozos Tubulares.- Características .-

Cada pozo tubular consta de un colador o filtro, del tubo de aspiración y el de revestimiento. La parte más importante es la del colador, que consta del filtro o tubo de rendijas y un dispositivo para impedir la entrada de la arena. La longitud del colador se fija que no quede más alta que un metro por debajo del nivel mínimo en el pozo. Hay que tener en cuenta que dicho colador ha de sufrir mucho tiempo, la acción corrosiva de las sustancias químicas disueltas en el agua y los esfuerzos provocados por el terreno. Alrededor del mismo se dispone la protección que debe evitar la entrada de arena en el pozo. Consiste en una tela metálica de malla fina, que envuelve al colador debiendo ser duradera, por lo que son de bronce fosforado, o latón y a menudo galvanizadas. Si la tela metálica es muy tupida, aumentan innecesariamente las resistencias del pozo; si es excesivamente ancha de mallas, el pozo se llena de arenas.

Las camisas de los pozos son corrientemente de malla cruzada, cuadrada o trenzada, siendo preciso, cuando el terreno es extremadamente fino, rodear al colador con una

capa filtrante de grano grueso.

Las fórmulas deducidas para el movimiento de las aguas subterráneas, presentan un escaso valor práctico. Ellas se refieren más a las relaciones existentes entre los diferentes factores, que gobiernan el movimiento de las aguas subterráneas que a los resultados numéricos obtenidos, ya que las cantidades que entran eliminan, por la naturaleza propia de ellas, que sólo pueden determinarse aproximadamente, exactitud en las fórmulas pues dependen casi todas de factores incontrolables.

Por eso es, que en la práctica, las experiencias en el terreno por medio de medidas directas en pozos perforados, es lo que comprueba las características y posibilidades, de utilización y aprovechamiento de las aguas subterráneas .

La napa de que se dispone es la primera napa, cuyo origen puede ser, las filtraciones de las aguas de riego de las tierras altas y las provenientes del talwet del río Santa.

De los estudios del suelo y del subsuelo, se han obtenido los resultados de espesor, napa, pudiéndose apreciar que la zona presenta capas que van, desde la tierra de cultivo, pasando por capas de arena fina, arena gruesa, y cascajo, para ofrecer un potente estrato de cascajo redondo y limpio, siguiendo la capa o estrato impermeable de arcilla dura y compacta; además, el agua se encuentra a flor de tierra en las partes bajas, habiéndose tenido como ya dijimos, que drenar la zona noroeste para evitar la formación de pantanos; en general se encuentra a 4 mts de

de profundidad media , como indican los cortes típicos de los pozos existentes. ; el espesor promedio de la napa de agua subterránea, es alrededor de 25 mts, teniendo una pendiente estimada en 1.25 % en la zona escogida.

Como es lógico suponer, los cálculos en lo que a captación se refieren, se harán sobre la base del día de máximo consumo y no del horario, desde que esta última variación está cubierta, por el reservorio regulador. Además como no es correcto proyectar una instalación de bombas, para un lapso de tiempo demasiado largo, pues como ya hemos visto, estas no tienen tanta duración, nuestros pozos se calcularan para abastecer a la población que tengamos 25 años después, digamos la población que tengamos en 1977, previniendo la futura ampliación del servicio, supongamos para mayor seguridad, la población estimada en 1980, que es de 50,000 habts, por considerarla más apropiada.

Entonces nuestros pozos deben ser capaces de suministrar diariamente, :

$$50,000 \times 250 \times 1.3 = 16,200 \text{ mts}^3$$

o sea una producción de :

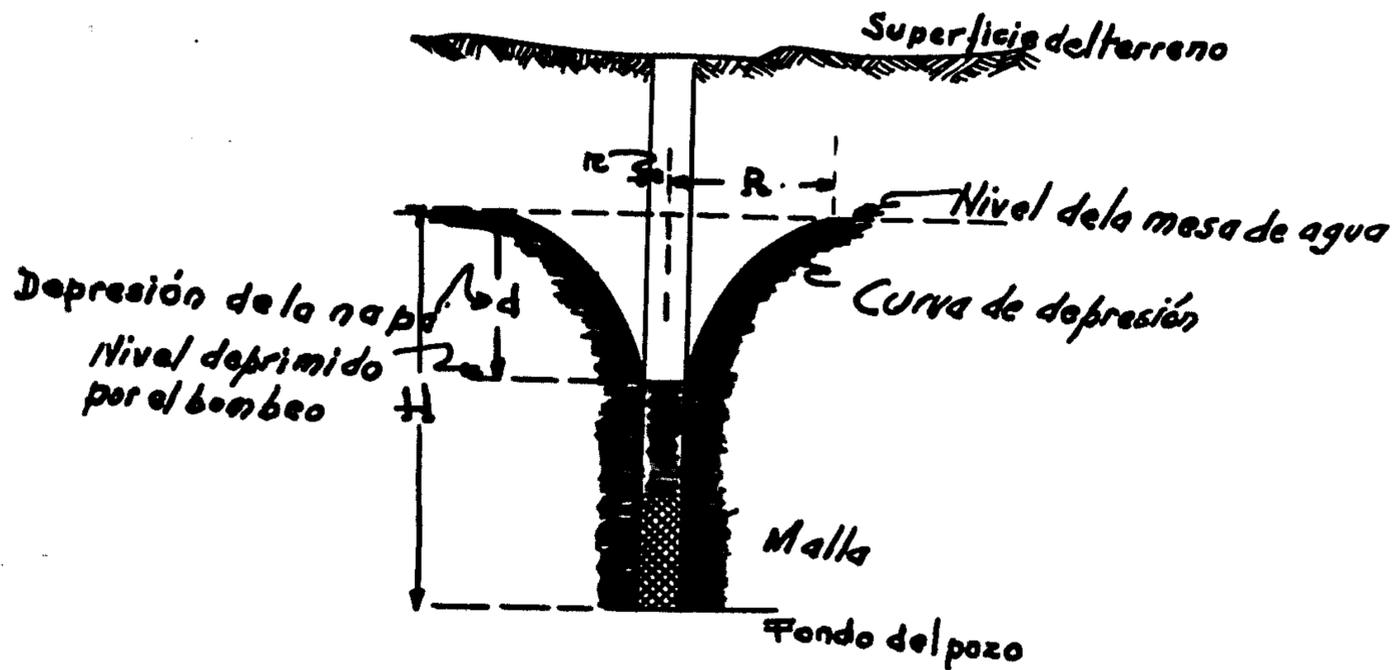
$$188 \text{ lits/seg.}$$

y habiendo supuesto que las bombas trabajen 18 horas diarias, quedando las seis restantes, para su revisión, aceite, reparaciones, etc, tendremos que será necesario un gasto de :

$$\frac{188 \times 24}{18} = 250 \text{ lits/seg.}$$

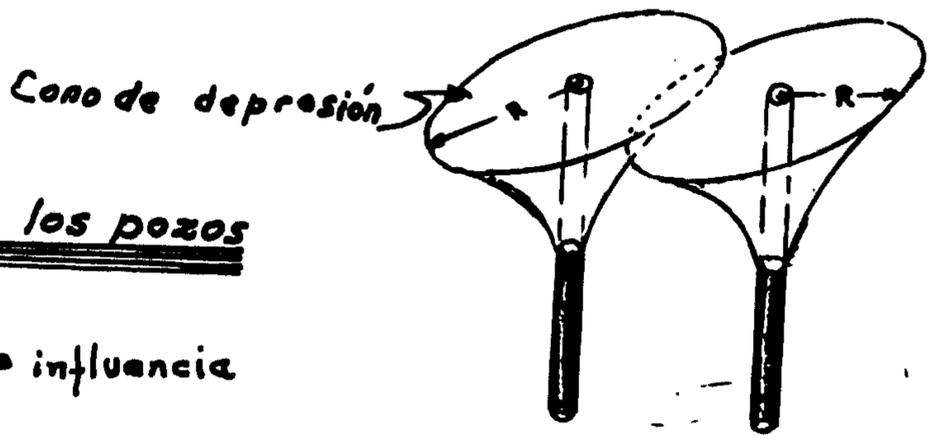
y que deben aportarlo nuestros pozos.

HIDRÁULICA DE LOS POZOS



Interferencia entre los pozos

$R =$ radio de influencia



Pozos tubulares

Alfredo Saravia.T

Prevención para el futuro.-

Ya hemos calculado que la población de 1990 de 65,000 hats, requiere una producción de:

$$\frac{65,000 \times 250 \times 1.3}{86,400} = 245 \text{ lits/seg}$$

y por la misma razón anterior del grabajo delas bombas de 18 horas, tendremos:

$$\frac{245 \times 24}{18} = 325 \text{ lits/seg.}$$

que debe dar nuestro sistema de pozos en 1990.

Cálculo de los pozos.-

Para estos cálculos he tomado las características del pozo # 1 y que actualmente ya no abastece a la ciudad sino que se usa para el riego de un campo forestal que se encuentra en dicha zona y que me dicen de su:

$$Q = 30 \text{ lits/seg (gasto)}$$

$$H = 13 \text{ mts (espesor de la napa)}$$

$$d = 5 \text{ mts (depresión estimada)}$$

$$h = 8 \text{ mts (H-d)}$$

$$r = 7'' \text{ (radio del pozo tubular) } = 0.175\text{mts}$$

con estos datos voy a determinar "K", que es la capacidad específica del pozo, despejada de la fórmula :

$$Q = K \frac{H^2 - h^2}{\log \frac{R}{r}} \quad (1)$$

para lo que primero tengo que conocer "R", que es el radio del cono de influencia del pozo. Este se obtiene por tanteos de la fórmula:

$$R = \frac{1.1L}{4.6 \times s \times H} \times \frac{H^2 - h^2}{\log \frac{R}{r}} \quad (2)$$

Tomando "R" igual a 150 tenemos, reemplazando valores:

$$150 = \frac{3.14}{4.6 \times 0.0125 \times 13} \times \frac{13^2 - 8^2}{\log \frac{150}{0.175}}$$

$$= \frac{3.14}{0.75} \times \frac{105}{2.93}$$

$$150 \approx 150$$

luego pasamos a la fórmula (1), despejando "K".

$$K = Q \times \log \frac{R}{r / H^2 - h^2}$$

reemplazando valores tenemos :

$$K = \frac{0.030 \times 2.93}{105} = 0.00084 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

Del pozo # 3, en actual funcionamiento, cuyas características son:

$$Q = 65 \text{ lits /seg}$$

$$H = 24 \text{ mts}$$

$$d = 5 \text{ mts}$$

$$h = 19 \text{ mts}$$

$$r = 9'' = 0.225 \text{ mts}$$

y siguiendo el mismo proceso anterior :

$$R = \frac{3.14 \times 6}{4.6 \times 0.0125 \times 24} \times \frac{24^2 - 19^2}{\log \frac{R}{0.225}}$$

tomaré después de diversos tanteos $R = 170$

$$170 = \frac{3.14}{1.38} \times \frac{217}{\log \frac{170}{0.225}}$$

$$170 = \frac{3.14}{1.38} \times \frac{217}{2.88}$$

$$170 \approx 170$$

y reemplazando valores en :

$$K = \frac{Q \times \log \frac{R}{r}}{H^2 - h^2} = \frac{0.065 \times 2.88}{217}$$

obtengo :

$$K = 0.00085 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

Nuestros pozos a construir tendrán las siguientes características tipo :

$$H = 25 \text{ mts}$$

$$d = 8 \text{ mts}$$

$$h = 17 \text{ mts}$$

$$r = 9'' = 0.225 \text{ mts}$$

asimismo tendremos :

$$R = \frac{3.14}{4.6 \times 0.0125 \times 25} \times \frac{25^2 - 17^2}{\log \frac{R}{r}}$$

con R = 240 mts tenemos:

$$240 = \frac{3.14}{1.44} \times \frac{336}{\log \frac{240}{0.225}} = \frac{3.14}{1.44} \times \frac{336}{3.02}$$

$$240 \approx 240$$

y reemplazando en

$$Q = \frac{K \times H^2 - h^2}{\log \frac{R}{r}} = \frac{0.00085 \times 336}{3.02}$$

$$Q = 94 \text{ lits / seg}$$

Para necesidades que se presentarán hasta 1980, se necesitan 245 lits/seg y como actualmente existe un pozo en

buenas condiciones, que rinde alrededor de 65 lits/seg, construiremos 2 pozos más del tipo calculado, para así tener los 245 lits /seg con un exceso que sirve como margen de seguridad. Para las necesidades venideras la ciudad necesitará una producción de 325 lits/seg, que se completarán con un nuevo pozo de las mismas características. Como se necesitará un pozo de reserva, quiere decir que ahora construiremos tres pozos de 95 lits/seg, cuyo rendimiento puede bajar a 90 lits/seg y estaríamos aún bien, completándose el sistema con el pozo existente de 65 lits /seg .

Velocidad de entrada.-

La velocidad con que el agua atravieza el estrato acuífero para entrar al pozo es importante conocerla, debido al peligro de que el fondo del pozo se llene de arena, si aquella es superior a la admisible, para poder evitar así el arrastre de las partículas pequeñas al interior del pozo.

Para evitar el enarenamiento del pozo, se perforarán ventanillas verticales de 20 x 4 milímetros, separadas entre sí 3 milímetros, la proporción de vacíos de este primer filtro es de 0.414 .

Aunque la mayoría de los pozos en nuestro país han sido contruidos sin otra protección mayor que la descrita anteriormente, y que es el colador, nosotros, le colocaremos además del forro perforado con herramientas especiales, una malla # 50 de bronce fosforado, con 86% de vacíos, con aberturas de 1m^2 , habiendo 47 de ellas

en una pulgada cuadrada. Considerando la porosidad del suelo con un 30 % de vacíos, tendremos que la velocidad de entrada es :

$$V = \frac{Q}{A}$$

y siendo de 16 mts la altura del colador, osea un metro menos que la altura del estrato acuifero deprimido, que es de 17 mts, tenemos :

$$V = \frac{0.095}{2 \times 3.14 \times 0.20 \times 0.414 \times 0.86 \times 16 \times 0.3}$$

lo que dá aproximadamente :

$$V = 0.046 \text{ mts/seg .}$$

El libro de Babbit and Dolland, recomienda un máximo de 3 a 4 mts/minuto como máximo, o sea 0.065 mts/seg; la velocidad nuestra como vemos es buena .

Espaciamiento de los pozos.-

El mejor espaciamiento sería aquel con el cual las líneas o círculos de influencia de los pozos no se corten cuando están colocados en sentido perpendicular a la corriente ,pero por razones de economía en la tubería, y para evitar mayores pérdidas de carga, no siempre este espaciamiento es el más conveniente; Flin y Weston, recomiendan en su Water Works Hand book, que el espaciamiento de los pozos cuando están colocados en una sola línea perpendicular a la corriente sea igual a 1.5 R, y cuando están colocados en una sola línea , en el sentido de la corriente es 2.5 R, con estas condiciones la interferencia es casi nula, así, como nosotros vamos a construir 3

pozos de 95 lits /seg, y existe un pozo de 65lts/seg, cuyos radios R son 240 mts y 170 mts, tendríamos que los espaciamentos serían:

$$1.5 \left(\frac{240 + 170}{2} \right) = 310 \text{ mts}$$

espaciamento entre los pozos de 95 y el de 65, y de

$$1.5 (240) = 360 \text{ mts}$$

espaciamento para los pozos de 95 ,siendo de

$2.5 \left(\frac{240 + 170}{2} \right) = 500 \text{ mts}$ para el pozo colocado en el sentido del movimiento de las aguas subterráneas

La ubicación se puede apreciar mejor en el plano de la zona de captación # habiéndose tomado espaciamentos algo mayores a los calculados, previniendo el futuro aumento en la capacidad del pozo # 3.

Construcción de los pozos.-

La perforación de los pozos proyectados, estará a cargo de una compañía especializada en esta clase de trabajos, y que tienen la ventaja sobre cualquier otro trabajo de particulares, en tener una gran experiencia y equipos más completos, que los que podría obtener una entidad particular en casos necesarios.

El trabajo se hace por contrato, cobrando la compañía una suma determinada por metro lineal de perforación en ciertas condiciones que deben especificarse, y un aumento de esta suma, en caso de encontrarse condiciones adversas, tal como piedra de mayor tamaño que la especificada en el contrato, haciéndose los pagos generalmente

se realizan por armadas.

Hay ciertas operaciones muy importantes cuando se ha concluido la perforación de un pozo, tales son el bombeo preparatorio y el bombeo de prueba. Está comprobado que un pozo bien preparado, tiene un rendimiento superior a aquel en el que el bombeo de prueba ha sido mal ejecutado.

El bombeo preparatorio tiene como finalidades, el desalojar el material fino del aluvión o cascajo, que rodea al filtro y hacerlo caer dentro del pozo, para poderlo extraer en ese momento, evitando así, que sea un motivo de entorpecimiento más tarde; aumenta el rendimiento por efecto de la remoción del material fino, que obstaculiza la entrada del agua al pozo, así como que defiende al pozo, disminuyendo las posibilidades de derrumbes del aluvión circundante, cuando este material entra imprevistamente al pozo.

El bombeo preparatorio debe efectuarse así :

Poniendo en funcionamiento la bomba para la prueba del pozo, se regula la salida del agua de este, en incrementos sucesivos de 6 en 6 litros/seg, esperando que el agua salga limpia antes de abrir la válvula de descarga.

Con estos incrementos se irá hasta el máximo gasto del pozo, cuidando siempre de que el agua aclare antes de aumentar la descarga.

El bombeo preparatorio puede continuar, con arranques a plena capacidad del pozo, hasta que prácticamente se encuentre libre de arena. Después de esta prueba,

el pozo debe ser desarenado mediante una sonda de esas que se usa en la perforación.

Al bombeo preparatorio debe seguir el bombeo de prueba, que consiste en determinar la capacidad del pozo, y el descenso del nivel dinámico o depresión, conforme aumenta el gasto. Muchas veces no es suficiente la bomba del contratista para obtener el gasto máximo del pozo, en este caso, teniendo 2 ó 3 puntos del bombeo de prueba, se construye una curva gasto-depresión, y se aprecia en ella cual es el gasto máximo probable, y la máxima depresión correspondiente, datos que servirán para hacer el pedido del equipo de bombeo.

La perforación debe entrar en el estrato impermeable, rellenándose esta perforación con piedra y grava, para así obtener una mayor estabilidad e impermeabilización del pozo.

Concluido el bombeo de prueba, el pozo debe ser desarenado por medio de una sonda.

Cálculo de la carga dinámica total de bombeo.-

La carga o altura que debe vencer la bomba es igual a la suma de las 4 alturas siguientes:

- 1.- Altura de elevación o altura topográfica
- 2.- Pérdida de carga por fricción en la columna de la bomba.
- 3.- Pérdidas de carga por fricción en la tubería de impulsión al tanque regulador.
- 4.- Pérdidas por codos, válvulas, etc.

Si consideramos para el cálculo de la bomba el pozo (B), que si no es el más alejado-pues el (C) dista más -, se encuentra en cambio en una cota más baja, de todas maneras probaremos para los dos .

Tenemos cota del pozo (B), 16.20; sabiendo que el nivel medio del agua se encuentra a 4 metros de profundidad y que la depresión es de 8 mts, vemos que el nivel mínimo de bombeo dentro del pozo está en la cota $16.2 - (4 + 8) = 4.2$ mts

ahora, teniendo en cuenta que la base de nuestro tanque regulador está en la cota 39, como se verá más adelante, al tratar sobre la altura del reservorio regulador para obtener una presión de 20 mts de agua en el punto más desfavorable, y que el referido tanque tiene una altura 5 mts, sabiendo que la alimentación se hará por la parte superior, se concluye que el agua será bombeada a la cota : $39 + 5 = 44$ mts

Como resultado de lo expuesto anteriormente deducimos entonces, que la elevación del agua será en suma, de: $44 - 4.2 = 39.8$ mts

El abaco para el cálculo de tuberías nos da una pérdida de carga en la columna de la bomba, si esta es de 12 " y manteniendo un gasto de 95 litros por segundo, presentando una longitud máxima de 12 metros de 0.10 metros aproximadamente.

Se tiene que encontrar las pérdidas de carga por fricción en la tubería y accesorios.

Desde el pozo "B" la tubería de impulsión tiene 3 tramos cuyas características son:

Tramo	Longitud	Diámetro	Gasto	Clase	Pérdida de carga
B -#3	365mts	12"	95lits	Etern.	1.75 mts
#3 -A	365 "	14"	250 "	Fierro	8.20 "
A - R	700 "	20"	270 "	Fierro	3.60 "

La pérdida de carga total es de 13.55 mts.

Ahora considerando el otro pozo C variaría la pérdida de carga en el primer tramo que en este caso sería:

Tramo	Longitud	Diámetro	Gasto	clase	Pérdida de carga
C -#3	525 mts	12"	95 l.p.	Eternit	2.55 mts

Como vemos aumentaría la pérdida de carga pero estando en la cota 20.20 o sea 4 mts más alto que el B, se encuentra en condiciones más favorables que éste.

Las pérdidas de carga por codos, etc se estiman en 5% o sea :

$$5/100 \times 13.55 = 0.68 \text{ mts}$$

La carga dinámica total será entonces de :

$$39.3 + 0.10 + 13.55 + 0.68 = 53.63 \text{ mts}$$

En suma 54 mts.

Potencia necesaria.-

Haremos ahora el cálculo de la potencia que se necesita para cada bomba, para tal cálculo emplearemos la fórmula del trabajo teórico:

$$P = \frac{Q \times h}{75} \quad (\text{H.P teóricos})$$

Donde P = potencia en caballos

Q = gasto en l. p. s.

h = altura dinámica total

75 = coeficiente de reducción de kilográmetros a caballos.

Como vimos sólo se calcularán las bombas para el primer período, o sea cuando se necesiten 245 l.p.s. que será en 1980; considerando además un 80% de eficiencia la potencia necesaria en el cuerpo de la bomba será de :

$$P = \frac{Q \cdot h}{0.8 \times 75} = \frac{95 \times 54}{0.8 \times 75} = 85.5 \text{ HP.}$$

Esta sería la potencia necesaria en el cabezal de la bomba, despreciando la pérdida de la eficiencia en la columna de la bomba. Ahora considerando en 80% la eficiencia del motor que acciona la bomba la potencia de este deberá ser:

$$\frac{85.5}{0.8} = 107 \text{ HP.}$$

Consideraremos 110 HP. por pozo.

Selección de las Bombas.-

Apuntaremos a continuación las condiciones del bombeo:

- Capacidad 95 l.p.s.
- Altura dinámica total 55 mts
- Diámetro del pozo tubular 14"
- Profundidad del pozo 30 mts
- Nivel estático del agua. Se encuentra como promedio a 4 mts bajo el terreno.
- Depresión de la napa (draw down) 8 mts
- La bomba será accionada con motor eléctrico.
- Situadas como promedio sobre la cota 17 .

La conocida fábrica norteamericana Worthington Pump and Machinery Corporation, tiene una producción completa de bombas de turbina para pozos profundos, y la casa A, y F Wiese S.A. nos hace la mejor propuesta para nuestras características de bombeo seleccionando:

Una bomba 12QG-E-4, con velocidad de 1770 r.p.m., con capacidad de 1500 G.p.m. (95 l.p.s.), con altura por impelente de 56 pies, necesiéndose 4 impelentes con eficiencia de 79.5% con columna de 10" y un eje de 1 3/4", venciendo una altura dinámica total de 181 pies (55 mts). Linterna de descarga D-12. Diámetro superior de la linterna de descarga 21".

Precio FOB fábrica... .. \$ 1,698

Tiempo de entrega.... 3 a 4 meses

La nomenclatura de la bomba permite identificarla. El número 12 indica el diámetro nominal de la bomba o sea el diámetro de los cuerpos impulsores, como también el diámetro mínimo del tubo, dentro del cual se puede instalar la bomba, considerando una cierta tolerancia de 1/2 " aproximadamente.

Las letra Q es el distintivo de las bombas de pozo, todas las bombas Worthington de pozo profundo llevan el distintivo de la letra Q. La siguiente letra indica el tipo de impelente; nuestro tipo es el G, existen además tipo E, F y H.

La última letra indica el tipo de eje. E significa eje cubierto lubricado con aceite y O, eje descubierto lubricado con agua.

El número final indica el número de impelentes de que está constituida la bomba. Nuestra 12 QG-E-4, significa que estamos frente a una bomba Worthington, tipo turbina, de 12" de diámetro con impelentes clase G en número de 4 y con eje cubierto.

Energía para el bombeo.-

Las plantas de bombeo necesitan una fuente de energía para accionar las motores de las bombas centrífugas; se contará con energía eléctrica de la ciudad que la hay todo el día gastando sólo en la conducción y accesorios, para transformarla en energía mecánica que accione a las bombas. Además se dispondrá de una fuente de energía propia para permitir el bombeo durante el servicio aun cuando se interrumpa el suministro de energía eléctrica, mediante un grupo electrógeno que produzca electricidad para ser conducida a los motores de cada bomba.

Las características del motor eléctrico es de que trabaja con gran uniformidad. mientras que el motor a petróleo, tiene poca uniformidad en las pulsaciones del agua bombeada. El personal de control no es tan numeroso, mientras que en el sistema de motores a petróleo para cada bomba, requiere personal más numeroso y casi continuamente debiendo ser especializado, para su limpieza y engrase. Ocupa menos espacio, mientras que el motor a petróleo en cada caseta de bombeo, requiere espacio para la transmisión de correas o con engranajes. El motor eléctrico se presta para el control remoto, produciéndose eso si, una pérdida de eficiencia al pasarse de energía mecánica (motor Diesel) a energía eléctrica (generador), y de esta nuevamente a mecánica (motor eléctrico), teniendo el motor a petróleo mayor seguridad de abastecimiento, por la independencia del equipo.

La energía eléctrica la proporcionan grupos electrógenos, compuestos cada uno de un motor a petróleo y un generador de corriente trifásica.

La potencia para el movimiento de las bombas, a 110 H.P. por unidad, sería de 330 H.P., y agregándole, la potencia necesaria para accionar un Booster Pump, para darle presión a la inyección de cloro, y las pérdidas por conducción de la corriente, pudiéndose estimar este exceso en 10 % de la potencia necesaria para los motores nos daría entotal $330 \times 1.1 = 360$ H.P.

Esto es utilizando un motor de reserva para proporcionar energía a 3 bombas, pero nosotros sólo necesitamos potencia para 2 bombas, lo que cubre un 50 % del abastecimiento, para lo cual se necesitaría una potencia generada, incluyendo pérdidas de conducción de unos 230 H.P.

La casa Wiese, nos hace la mejor cotización por un grupo electrógeno, formado por:

Motor Sistema FULL-DIESEL, fabricado por Blackstne y Co. Limited, modelo EV5 de 5 cilindros, 225 HP., 600 r.p.m. construcción vertical, arranque en frío 4 tiempos, inyección sólida, tipo estacionario.

Diámetro de los cilindros: 8- 3/4"

Velocidad del pistón: 600r.p.m.

Carrera del pistón: 11-1/2"

El eje de su cigüeñal es de mayores dimensiones que el especificado por el Loyd para motores de este tipo.

Cada uno de los cilindros es alimentado por una bomba C.A.V bien conocida por la precisión de su construcción, siendo la cantidad de combustible inyectado regulado por la velocidad.

Todos los controles van montados sobre el panel delanteero del motor. El arranque se efectúa con un volante manual, que abre la válvula reguladora, la que admite aire comprimido del depósito correspondiente cargado previamente con un equipo compresor auxiliar.

Junto con el motor, vienen los siguientes accesorios:

Filtros de combustible, arrancador por aire comprimido, silenciador de escape conexiones para la tubería de escape, válvula de control para el agua, termómetros, tanques para el servicio diario de combustible, bomba de circulación de agua, enfriador de aceite, tubería de ventilación, acceso de agua, plataforma y escalera, herramientas, filtro de aire, juego standard de repuestos, etc.

Generador de corriente trifásica, con 80% de factor de potencia, 260 voltios, 60 ciclos, con su tablero de control, excitatriz, directamente conectado.

Precio CIF Chimbote del Motor y Generador:

S/ 330, 250.00

Tiempo de entrega: 3 meses.

Peso de embarque 7.8 toneladas .

C O N D U C C I O N

Definida la fuente de donde se debe captar el agua para satisfacer las necesidades futuras de la población, queda el problema de conducirla hasta el lugar de consumo y distribuirla entre los pobladores con la presión suficiente. Lo haremos por medio de un sistema de bombeo indirecto, que lleva el agua a un tanque o reservorio regulador, colocado a una altura que permita adquirir la presión requerida, y luego llevarla a la red de distribución por medio de un conducto a presión, que tiene la ventaja sobre canales y acueductos cubiertos, que se acomoda a todos los accidentes del terreno, no teniendo ninguna otra sujeción que la de que ningún punto de la tubería, esté sobre la línea de gradiente hidráulica; cuanto más cerca esté la línea de conducción a la de gradiente hidráulica, las presiones en la primera serán menores y en consecuencia, se podrán usar tuberías de menor espesor y menos costosas.

Cuando estas presiones alcanzan valores elevados, se pueden colocar de trecho en trecho, tanques para romper la presión, o válvulas de descarga automática (overflows). Esta válvula sirve también, cuando por algún motivo se cierra la válvula inferior de la tubería de aducción y se tenga la presión correspondiente a la carga estática. En los puntos bajos de la tubería, debe colocarse, válvulas de descarga (blow-off) para eliminar

los sedimentos acumulados.

Deben evitarse en la tubería de aducción partes más altas que la línea de gradiente hidráulica que formarían sifones, y ocasionarían acumulaciones de aire; los primeros obligarían a una atención grande para iniciar el flujo si este se interrumpe y las acumulaciones de aire, podrían ocasionar obstrucciones. En los picos o puntos altos de la tubería se deberá colocar válvulas de vacío de aire y ventosas. Las primeras permiten el escape del aire cuando llena las tuberías y la entrada del mismo cuando hace vacío, cosa aun más necesaria cuando se trata de tuberías de acero, que en varias oportunidades han sido aplastadas por el desequilibrio existente, entre la presión interior y la atmosférica. Las segundas o sean las ventosas permiten la salida del aire acumulado.

El golpe de ariete (water hammer) se evita colocando un stand-pipe en la parte inferior.

Hemos dicho que nuestro sistema será de bombeo indirecto, porque el sistema de bombeo directo, -La presión del agua en las tuberías es dada por las mismas bombas-, tiene el inconveniente de que si por algún motivo cualquiera, cesa la bomba de funcionar, la presión en toda la red de distribución baja bruscamente a cero, y la provisión de agua, esencial elemento, es cortada. Por esta razón, y aun cuando se tienen bombas de repuesto, este sistema es poco usado.

La tubería de aducción será de fierro fundido, que

son los más usados, resisten a la corrosión, y consecuentemente son los de mayor duración, aunque el período de vida es difícil de predecir pues depende de las condiciones determinadas por el trabajo. Pero en cambio estos tubos están sujetos a tuberculizarse con ciertas aguas, reduciendo de tal manera, su capacidad; debido a su rigidez, resiste perfectamente las presiones de aire y otras fuerzas externas.

Un baño de alquitrán dá considerable protección a la tubería, aunque algunas veces se hace revestir interiormente a los tubos, con un baño de mortero cemento-arena en proporción 1:3, que se coloca centrífugamente. De su costo de producción podemos decir que es menor que las de acero y su duración mayor, teniendo en cambio más peso y mayor fragilidad. El concreto reforzado no lo uso, porque no vale la pena introducir este nuevo tipo de tubería, pues como veremos más adelante el fierro lo voy a utilizar en la red de distribución, en las tuberías cuyos diámetros pasan de las 12", siendo las comprendidas hasta este diámetro de Eternit o fibro-cemento, por las consideraciones que ya veremos; además la longitud de la tubería de conducción, 890 mts, no justificaría este cambio, aunque quizás sí, sus ventajas relativamente consideradas.

La longitud como repito será de 890 mts aproximadamente, contados desde el reservorio regulador hasta la red de distribución-entrando en la actual Avda Elías Aguirre - y del abaco o nomograma de Hazen -Williams, obtengo la pérdida de carga para un gasto de 457 lts/seg,

considerando incendio, y un diámetro de 24", obtengo una pérdida de carga de 5.15 mts.

Se ha colocado una válvula de aire, con su correspondiente caja, construida de paredes de ladrillo y cubierta con una placa de concreto, reforzada con varillas de fierro espaciadas 10 ctms en los dos sentidos.

Se colocará un codo de 24" de 1/8 y otro de 1/4. La profundidad de enterramiento tendrá un valor promedio de 1.80 mts.

El perfil longitudinal de este conducto de aducción se puede ver en el plano correspondiente a Zona de captación y Conducción # en el que la tubería se indica con azul y la línea de gradiente hidráulica en rojo. También se indica la posición del tanque regulador y la máxima presión o carga del conducto.

R E D D E D I S T R I B U C I O N

La tubería de conducción termina al comenzar la Avda Elías Aguirre, de aquí he diseñado 2 circuitos principales para la ciudad, dejando un tercer ramal o mejor dicho, circuito, para la zona industrial inmediata. Las salidas para población futura, las saco a base de las áreas proyectadas en el Plan Regulador, al Norte y al Este, y que más abajo presento y la expansión futura, que considero 50 % al Norte y 50 % al Este.

La red de distribución la calcularé para el día de máximo consumo, y el máximo horario coincidiendo en ese día, que sabemos que es de 375 lits/seg; de aquí veamos como distribuyo los gastos :

Consumo industrial

130 lits /seg ya calculado

y que lo dispongo para el circuito industrial, quedándome

$375 - 130 = 245$ lits /seg

A su vez la población de 65,000 habts ocupará, con una densidad promedio de 225 hbts/Ha, un área de :

$$\frac{65,000}{225} = 290 \text{ Has}$$

hago notar que el actual Plan Regulador reviste unas 180 Has inmediatas, siendo el área barrida por mis circuitos diseñados, de 118 Has mas o menos, con una densidad que no pasa de los 225 hbts/Ha; entonces resumiendo :

si para 290 Has de 225 hts/Ha tengo.... 245 l.p.s.
para 180 " " " proyectadas será 152 "
entonces el resto es expansión futura

110 Has con 93 "

y que dá un promedio de:

0.845 l.p.s. por Ha de 225 habts.

Salidas de agua de los circuitos.-

Al Norte.-

Area proyectada al Norte: Grupo G

10 Has con densidad 200

le corresponden:

$$10 \times \frac{0.845 \times 200}{225} = 7.3 \text{ l.p.s.}$$

$$50 \% \text{ de expansión futura, es } \frac{93}{2} = 47 \text{ "}$$

Total de salidas al Norte

 54.3 "

tomaremos 54 l.p.s.

Al Este .-

Areas proyectadas al Este:

Grupo E + Grupo F

24 + 33 = 57 Has

con densidad promedio de $\frac{200 + 180}{2} = 190$ hts/Ha

les corresponden:

$$57 \times \frac{0.845 \times 190}{225} = 40.5 \text{ l.p.s.}$$

50 % de expansión futura 46 "

Total de salidas al Este:

 86.5 "

tomaremos : 86 l.p.s.

Hasta ahora tengo consumidos, en el circuito industrial, y las salidas para áreas proyectadas y población futura:

consumo industrial	130
salidas al Norte	54
salidas al Este	86
	<hr/>
Total	270 l.p.s.

de 375 l.p.s. de que dispongo me que dan 105 l.p.s. que se reparten en las zonas servidas por los circuitos, de la siguiente manera, considerando una densidad promedio de 225 hbts/Ha siendo la densidad actual de la población de 128 hbts/Ha :

Zonas	Area (Ha)	Consumo (lts/seg)
1	16.7	14
2	10	9
3	20	20
4	30	26
5	19.8	18
6	11.6	10
7	9.9	8
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	118	105

Al circuito industrial diseñado y que llega hasta la caleta, le he dado salidas al Norte, por un total de 70 l.p.s. destinados a las posibles industrias que rodearán a la planta siderúrgica, que como hemos visto anteriormente se abastecerá del agua de los drenes.

Esta red se puede apreciar en el plano general y en el plano de accesorios de las tuberías # 1 y # apareciendo la red de agua en azul. Se calculan estos circuitos de manera que las presiones mínimas estén alrededor de los 20 mts de agua, habiéndose completado la red con conductos de 8", 4" y 6", que se alimentan de los circuitos principales por sus dos extremos, conectándose entre sí. La presión en los nudos del cinturón, determinarán prácticamente la presión en la malla interior, que se apoya en él por sus extremos.

El sistema continuo que hemos adoptado, tiene las siguientes ventajas :

1.-Las pérdidas de carga se reducen al ser alimentado cada conducto por sus dos extremos, con poco recorrido del circuito principal.

2.-La ausencia de puntos muertos, que permite una mejor circulación con el proporcional aumento de presión en todos los puntos. El agua fluye continuamente por toda la red, lo que nos permite ahorrar válvulas de purga, para la limpieza de la tubería a causa de los sedimentos que se acumulan en ella.

3.-Se tiene también la ventaja del buen funcionamiento de los grifos, ya que agua en casos de incendio, fluye a ellos, desde cualquier parte del circuito principal.

Las tuberías irán colocadas a un lado de las calles y a una determinada distancia de las líneas de propiedad.

En el cálculo de la red de distribución sólo se tendrá en cuenta la pérdida de carga debida a la fricción en las tuberías, no incluyendo en ella la pérdida por codos, tees, válvulas, etc, pues son insignificantes en comparación con la primera, y basándonos en el método del profesor Hardy Cross, simplificado por el profesor Fair que tiene como principios las leyes eléctricas de Kirchhoff que dicen :

1.-La corriente principal es igual a la suma de las corrientes derivadas.

2.-Las corrientes derivadas son inversamente proporcionales, a las resistencias de las correspondientes ramas.

He escogido tubería de fibro-cemento, Eternit, para mi red de distribución, en vista de las innumerables ventajas que presentan para el caso de la ciudad de Chimbo te, donde la corrosión y fenómenos de electrólisis serán fuertes; así los tubos de fibro-cemento, son compuestos de fibras de asbesto y cemento Portland, combinadas bajo presión formando una estructura densa y homogénea, en la que es efectuada una fuerte ligazón entre el cemento y las fibras de asbesto. Han sido usados extensamente en Europa, en particular en Italia, donde fueron inventadas, llegando a ser actualmente bastante populares. Compiten ventajosamente con las de fierro, por su poco peso, resultando su transporte más económico y siendo su colocación en obra hecha con mucha facilidad. Es un producto uniforme de gran re-

sistencia al esfuerzo mecánico, e impermeable. Las juntas se practican de un modo sencillo, su forma completamente cilíndrica y la superficie siempre lisa de su interior, reducen la fricción hidráulica al mínimo, poseyendo un coeficiente hidráulico de 140 (fórmula de Hazen-Willians) el cual no se reduce materialmente con la edad.

Los tubos Eternit, en virtud de los materiales que los forman, tienen una duración prácticamente ilimitada; no se oxidan, se conservan libre de incrustaciones, son inmunes a la acción electrolítica; tienen un bajo coeficiente ^{de} expansión y su reducida conductibilidad térmica, preserva al agua de las bruscas variaciones de temperatura. Las uniones se hacen por el procedimiento de espiga y campana, detalle importante en este sistema, en el que el tubo forma con el enchufe una sola pieza.

La red consta además de serie de piezas, que denominanse accesorios, como tees, que sirven para sacar ramificaciones; cruces, empleadas en los sitios en los que las tuberías se interceptan en ángulo recto; codos o piezas curvas, comunmente de 90°, 45°, 22 1/2 °, 11 1/4 °, empleados apropiadamente, cuando las tuberías cambiando dirección un cierto número de grados (el ángulo del codo es el exterior, formado por un lado y la prolongación del otro); las reducciones, que sirven para unir conductos de distintos diámetros; las válvulas de interrupción, o de compuerta, que sirven para aislar a un tramo sujeto a reparación; los grifos contra incendio, que también pueden destinarse

a fuentes públicas o al riego, las piezas en Y, que son tees, con la ramificación inclinada un cierto número de grados, (45° por lo general), transiciones, que se usarán para pasar de las tuberías de fierro a las de Eternit, así como para colocar los grifos y válvulas.

Modo de calcular las tuberías.-

Todos los cálculos de caudales, diámetros, pérdidas de carga, etc, se han hecho con la ayuda del nomograma de la fórmula de Hazen-Williams, que se acompaña, y cuya fórmula es así:

$$V = 0.85 C \left(\frac{d}{4} \right)^{0.63} S^{0.54}$$

donde:

C es el coeficiente de rugosidad

d es el diámetro

S es la gradiente hidráulica = $\frac{h}{L}$

Pasando a la fórmula del gasto que es :

$$Q = A \times V$$

$$Q = B \times C \ d^{2.63} \ S^{0.54}$$

Para un mismo diámetro y valor de C la fórmula se transforma:

$$Q = K \ h^{0.54} \quad \text{o también:}$$

$$h = K \ Q^{1.85} \quad (1)$$

dividiendo esta ecuación entre Q tendremos:

$$\frac{h}{Q} = K \ Q^{-0.54} \quad (2)$$

El profesor Hardy Cross, basándose en las leyes de Kirchoff, logró hallar un método para encontrar los caudales en las tuberías, que forman circuitos cerrados, mé-

todo que sufriendo simplificaciones posteriores, por el profesor James Dolland y últimamente por el profesor ingeniero Fair, se presenta como un método fácil para el cálculo.

No deduciremos íntegramente las fórmulas de las correcciones, pero presentaremos las simplificaciones hechas por los profesores Dolland y Fair.

Hardy Cross llegó a la siguiente fórmula exponencial para la corrección:

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

El profesor Fair con simples transformaciones algebraicas, de la fórmula final, da la corrección del gasto en un circuito:

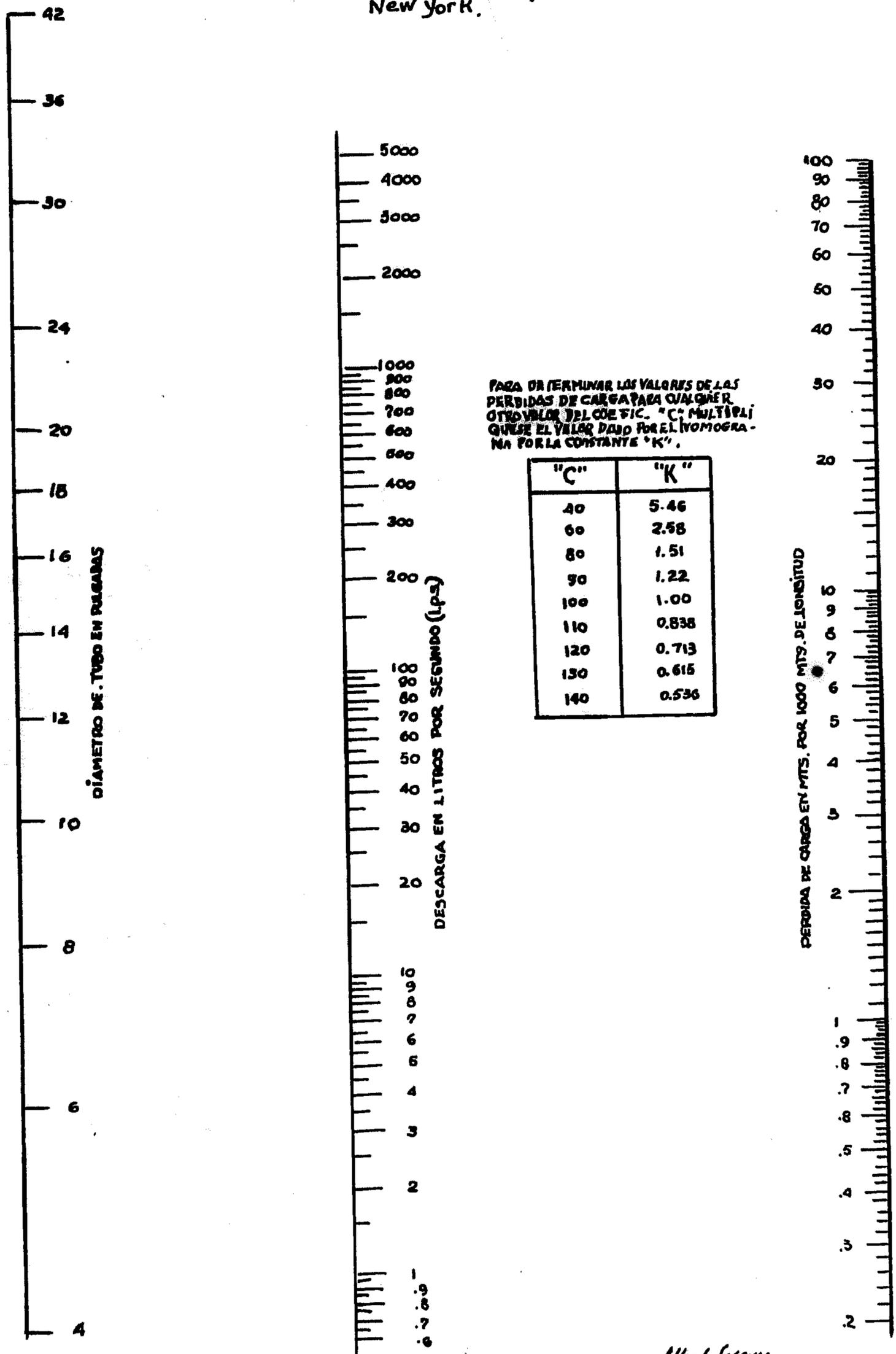
$$\Delta = - \frac{\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}}$$

lo que quiere decir :

Que la corrección del gasto, necesaria en un ramal cualquiera, de un circuito cuyos caudales y diámetros son asumidos, y con el signo convencional (+) o (-) según sigan o no el sentido de las agujas del reloj, es igual, al cociente que resulta, de la suma algebraica de las pérdidas de carga en el circuito, con el signo correspondiente al gasto en cada ramal, entre 1.85 veces la suma de los cocientes de las pérdidas de carga entre los caudales correspondientes, de los ramales del circuito.

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE TUBERIAS

Solución de la fórmula $Q_{m.c.} = 0.003684 D^{2.63} S^{0.54}$ derivada de la fórmula de Williams & Hazen con el coeficiente $C = 100$
 by H.M. Huy, Cons. Eng.
 New York.



PARA DETERMINAR LOS VALORES DE LAS PERDIDAS DE CARGA PARA CUALQUIER OTRO VALOR DEL COEF. "C" MULTIPLIQUÉSE EL VALOR DADO POR EL NOMOGRAMA POR LA CONSTANTE "K".

"C"	"K"
40	5.46
60	2.58
80	1.51
90	1.22
100	1.00
110	0.838
120	0.713
130	0.615
140	0.536

Alfredo Saravia.

La aplicación de este método simplificado es sencilla, necesitándose sólo un diagrama de tuberías que puede ser el de Hazen -Williams o el de cualquier otra fórmula conocida. En el método de Dolland es necesario asumir los los caudales en porcentaje del gasto total cosa que no es necesaria con el método de Fair, siendo hasta una ventaja utilizar directamente los caudales asumidos, porque dan un mejor criterio en los resultados que se van obteniendo con las correcciones.

Respecto al valor de la constante C de la fórmula de Hazen -Williams, para fierro fundido es de 100, que es un valor medio entre el de las tuberías de varias decenas de años de servicio y el correspondiente al de las tuberías nuevas, cuyo valor sube en comparación con el de las anteriores. El nomograma empleado, está diseñado para este valor, aplicándose correcciones a las lecturas obtenidas, cuando se trata de otras clases de tuberías, siendo estas correcciones un factor K para diferentes coeficientes de rugosidad C.

A continuación presento los esquemas y cálculos, correspondientes a los circuitos diseñados, empleando para ello el nomograma de Hazen -Williams aplicando la corrección para la pérdida de carga de $K = 0.54$ correspondiente al coeficiente hidráulico de las tuberías de fibro-cemento para la fórmula de Haz en -Williams de $C = 140$. Para las tuberías que empleamos en los diámetros mayores de 12", que son de fierro fundido se sacan

CIRCUITO I

RAMAL	LONGITUD	DIAMETRO	Qo. lit/seg.	S	ho. mts.	ho./Qo.	Δ_0	Qi
1 - A B	554	14"	+ 100	4.76	+ 2.65	0.0265	—	+ 100
2 - B C	1070	12"	+ 43	1.15	+ 1.24	0.0290	—	+ 43
3 - C D	566	12"	- 29	0.54	- 0.32	0.0110	—	- 29
4 - A D	980	12"	- 81	3.65	- 3.60	0.0430	—	- 81
Σ					- 0.03	0.1095		

$$\Delta_0 = - \Sigma \frac{ho}{1.85 \Sigma \frac{ho}{Q_0}} < 1$$

CIRCUITO II

4 - A D	980	12"	+ 81	3.65	+ 3.60	0.0430	—	+ 81
5 - D E	600	10"	+ 26	1.13	+ 0.68	0.0260	—	+ 26
6 - A F	640	16"	- 167	6.40	- 4.10	0.0248	—	- 167
7 - F E	780	12"	- 22	0.32	- 0.25	0.0114	—	- 22
Σ					- 0.07	0.1052		

$$\Delta_0 = - \Sigma \frac{ho}{1.85 \Sigma \frac{ho}{Q_0}} < 1$$

CIRCUITO III

7 - F E	780	12"	+ 22	0.32	+ 0.25	0.0114	—	+ 22
8 - E H	1300	10"	+ 22	0.81	+ 1.06	0.0480	—	+ 22
9 - F G	450	14"	- 72	2.50	- 1.12	0.0155	—	- 72
10 - G H	1150	12"	- 20	0.26	- 0.30	0.0150	—	- 20
Σ					- 0.11	0.0899		

$$\Delta_0 = - \Sigma \frac{ho}{1.85 \Sigma \frac{ho}{Q_0}} < 1$$

Alfredo Saravia.

directamente del diagrama.

Como vemos los diámetros asumidos chequean las condiciones hidráulicas del sistema.

Ahora voy a probar el sistema para el caso de incendio en el sitio más desfavorable: la caleta de Chimbote, o sea que vamos a provocar una salida de 82 litros/seg que es el gasto de incendio que calculé para la población y veremos así las máximas pérdidas de carga en los circuitos.

Entonces, considerando el momento del siniestro en el instante más desfavorable, que es, cuando la población consume el agua del sistema en la hora máxima del día de máximo consumo, o sea que la población está consumiendo los 375 litros /seg y tendré que el sistema deberá conducir: $375 + 82 = 457$ litros /seg.

A continuación mostraré otro croquis, indicando los gastos asumidos, para chequear con los mismos diámetros las pérdidas de carga. Croquis # 2.

Presión en los Nudos.-

Estando balanceados los circuitos y con la correcta distribución de los caudales, hemos calculado las pérdidas de carga en los tramos de cada cinturón, y como la suma de las pérdidas de carga en un circuito dado debe ser cero, la pérdida de carga en un nudo es la misma si se siguen dos caminos diferentes, tendremos que la pérdida de carga hasta un nudo cualquiera será el promedio de las que se obtienen siguiendo 2 caminos diferentes; así, y teniendo en cuenta las pérdidas de carga en el caso más desfavorable o sea con caudal de incendio tendremos:

CIRCUITO I

RAMAL	LONGITUD	DIAMETRO	Qo lit./seg	S	ho. mts.	ho./Qo.	Δo	Q1
1 - A B	554	14"	+ 109	5.48	+ 3.07	0.028	—	+ 100
2 - B C	1070	12"	+ 52	1.63	+ 1.75	0.034	—	+ 52
3 - C D	566	12"	- 20	0.26	- 0.15	0.008	—	- 20
4 - A D	980	12"	- 97	4.90	- 4.82	0.049	—	- 97
Σ					- 0.15	0.119		

$$\Delta o = - \Sigma \frac{ho}{1.85} \Sigma \frac{ho}{Qo} < 1$$

CIRCUITO II

4 - A D	980	12"	+ 97	4.90	+ 4.82	0.049	—	+ 97
5 - D E	600	10"	+ 51	3.90	+ 2.35	0.046	—	+ 51
6 - A F	640	16"	- 224	11.00	- 7.00	0.031	—	- 224
7 - F E	780	12"	- 29	0.54	- 0.42	0.014	—	- 29
Σ					- 0.25	0.140		

$$\Delta o = - \Sigma \frac{ho}{1.85} \Sigma \frac{ho}{Qo} < 1$$

CIRCUITO III

7 - F E	780	12"	+ 29	0.54	+ 0.42	0.014	—	+ 29
8 - E H	1300	10"	+ 54	4.15	+ 5.40	0.100	—	+ 54
9 - F G	450	14"	- 122	6.50	- 2.92	0.024	—	- 122
10 - G H	1150	12"	- 70	2.65	- 3.05	0.038	—	- 70
Σ					- 0.15	0.176		

$$\Delta o = - \Sigma \frac{ho}{1.85} \Sigma \frac{ho}{Qo} < 1$$

Affredo Savio

NUDO (B)

RAMA	PERDIDA DE CARGA		PROMEDIO
A-B	3.07	3.07	
A-D	4.82		3.16
D -C	0.15	3.22	
C-B	-1.75		

NUDO (C)

A-B	3.07		
B-C	1.75	4.82	
A-D	4.82		4.90
D-C	0.15	4.97	

NUDO (D)

A-D	4.82	4.82	
A-B	3.07		4.75
B-C	1.75	4.67	
C-D	- 0.75		

NUDO (E)

A-D	4.82		
D-E	2.35	7.17	
A-F	7.00		7.30
F-E	0.42	7.42	

NUDO (F)			
RAMAL	PERDIDA DE CARGA		PROMEDIO
A-F	7.00	7.00	
A-D	4.82		6.88
D-E	2.35	6.75	
E-F	- 0.42		
NUDO (H)			
F-E	0.42		
		5.82	
E-H	5.40		5.90
F-G	2.92		
		5.97	
G-H	3.05		
NUDO (G)			
F-G	2.92	2.92	
F-E	0.42		2.85
E-H	5.40	2.77	
H-G	3.05		

Determinación de la cota del fondo del tanque regulador.-

La determinación de la cota del fondo del tanque regulador debe ser tal, que venciendo la pérdida de carga en la tubería matriz y en la red de distribución, suministre una presión mínima de 20 mts en cualquier nudo del cinturón.

Si a la cota topográfica de cada nudo , agregamos su-

cesivamente, la pérdida de carga en la tubería matriz, la pérdida de la carga en la red, desde su comienzo en la ciudad hasta el nudo considerado, y la carga de 20 mts, obtendremos el siguiente cuadro, que daría las distintas cotas que debería tener el fondo del tanque regulador, para satisfacer la presión de 20 mts de agua en cada nudo; se comprende que la cota definitiva será la mayor.

NUDO	Cota topog.	Pérd.carga tub.matriz	Pérd.carg. en la red	Carga	Cota fondo reservorio
(B)	10.00	5.15	3.16	20	38.31
(C)	4.50	5.15	4.90	20	34.55
(D)	4.40	5.15	4.75	20	34.30
(E)	3.80	5.15	7.30	20	36.25
(F)	4.80	5.15	6.88	20	36.83
(G)	7.00	5.15	2.85	20	35.00
(H)	4.00	5.15	5.90	20	35.05

Como vemos el reservorio estará situado teniendo como cota de fondo la mayor de las anteriormente calculadas o sea redondeando , cota 39 mts .

Red de relleno.- Los ingenieros norteamericanos acostumburan determinar sus diámetros mediante un método que se llama del círculo el cual comprueba los diámetros asumidos, para un incendio localizado en un punto de la red, fuera de las matrices; ya dijimos que en Norteamérica los valores para protección de incendio eran exajerados para

para nuestro medio y por eso para las tuberías de relleno, tomaremos como criterio el fomentar la circulación del agua, mediante la conexión de las matraces entre sí por tuberías de 4", 6" y 8".

Empleo y locación de válvulas y grifos contra incendio.-

Las válvulas de interrupción tienen por objeto, aislar una parte del sistema de distribución, cortando la circulación del agua para realizar una reparación o una mejora. Lo ideal sería dotar a cada tramo de 2 válvulas para poderlo aislar rápidamente, sin causar perjuicios a los vecinos; sin embargo esta colocación resulta muy costosa, por lo que sólo hemos colocado 2 válvulas en cada intercepción, que es la práctica normal, con lo que sólo se afectarán 2 tramos en casos de rotura, consiguiendo un empleo mínimo, procurando emplear las de menor diámetro en razón de su precio.

La colocación más conveniente para los grifos de incendio, es la de intercepción de calles, pues de esta manera pueden atender un siniestro en cuatro direcciones; nosotros no hemos colocado grifos en todas las esquinas, sólo en la zona central de la población, centro cívico, futuro mercado, etc, tratando siempre de no obtener una longitud de manga mayor de 150 mtrs.

Los grifos a usarse serán del tipo enterrado, análogos a los empleados en el servicio de agua potable de Lima, con canal de derivación en la matriz.

Velocidades.-

Se recomienda en general que las velocidades en las tuberías no sean tan pequeñas ni muy grandes. Los límites fijados varían de un autor a otro,,pero la mayor parte de ellos, como Salovitz, recomiendan una velocidad mínima de 0.30 mts. El límite superior de la velocidad lo dará el criterio de considerar que una gran velocidad, y por lo tanto una gran pérdida de carga no es económico; Por lo regular se recomienda velocidades máximas de 1.5 a 2 mts.

Así al realizar nosotros las comprobaciones, se han obtenido las siguientes velocidades.

RAMAL.	Caso de máximo Horario.	Caso de Incendio.
1	1.05 mts/seg.	1.15 mts/seg.
2	0.60 "	0.74 "
3	0.42 "	0.29 "
4	1.10 "	1.42 "
5	0.52 "	1.05 "
6	1.40 "	1.80 "
7	0.32 "	0.42 "
8	0.44 "	1.10 "
9	0.75 "	1.25 "
10	0.29 "	0.98 "

Del cuadro mostrado se deduce que la mayoría de las velocidades son aceptables.

Metrado de la red.-

Se ha preparado un plano de accesorios en el cual se indica cada pieza especial que interviene en

la red de distribución; tiene una gran utilidad en la construcción de zanjas, tendido de la red y distribución de accesorios permitiendo un camino fácil para hacer el metrado.

La distribución de los diámetros de la tubería en porcentaje del total de metros lineales será :

<u>DIAMETRO</u>	<u>LONGITUD</u>	<u>%</u>	<u>CLASE.</u>
16"	640 mts	2.75	Fo.Fdo.
14"	1004 "	4.35	#
12"	4596 "	19.80	Eternit.
10"	1900 "	8.20	"
8"	1890 "	8.20	"
6"	6151 "	26.50	"
4"	6986 "	30.20	"
	<hr/>	<hr/>	
	23,117 mts	100.00 %	

La colocación se ha hecho para que pueda ser ubicado en el futuro fácilmente, habiéndose situado a las tuberías a un mismo lado de la calle y a una distancia fija de la línea de fachada. La avenida José pardo, una de las más anchas del Perú, ha sido dotada de una doble red de tuberías, con el objeto de facilitar la ejecución de las conexiones domiciliarias.

Se advierte que la red de relleno proyectada, sólo constituye una etapa de construcción y que en el futuro, cuando las necesidades lo requieran, se ampliará, para lo cual se dejado las salidas correspondientes, colocando accesorios, con el ramal no utilizado con un tapón .

Accesorios, válvulas y Griños diseñados para la Red de Distribución.-

Los accesorios en las matrices y en la red de relleno comprenden:

Accesorios de Fo. Fdo Standard.

Cruz de	24"	x	16"	1
" "	16"	x	6"	1
" "	14"	x	12"	1
" "	14"	x	8"	1
" "	14"	x	4"	1
Tees "	14"	x	12"	1
" "	14"	x	6"	1
" "	14"	x	4"	1
" "	12"	x	6"	1
" "	12"	x	4"	3
" "	8"	x	4"	2
" "	6"	x	4"	4
" "	4"	x	4"	1
Red. "	24"	x	12"	1
" "	16"	-	14"	2
" "	14"	-	12"	1
" "	8"	-	4"	1
Codo "	16"	-	22.5°	1
" "	14"	-	"	1
" "	8"	-	"	1
" "	6"	-	"	1
" "	4"	-	"	1
" "	12"	-	11.25°	1
Tees de	45°				
	16"	x	8"	1
	16"	x	6"	1
	16"	x	4"	1
	14"	x	6"	1
	14"	x	4"	1
Tapones	12"			1
	6"			4
Niples	4"	de	0.40mts...		9

Estos accesorios son para las matrices de fierro fundido de 16" y 14" .

A continuación transcribo los accesorios de Fo.Fdo para Eternit, clase 105 diseñados.

Para los Grifos colocados en las tuberías de fibrocemento se ha considerado la Tee de derivación de la matriz con ramal a 4" y una transición n° 41 de 4".

Accesorios de Fo. Fdo Para Eternit.

Cruces :

12" x 6"	16
12" x 4"	6
10" x 10"	1
10" x 4"	5
8" x 6"	2
8" x 4"	13
6" x 6"	4
6" x 4"	21
4" x 4"	12

Tees:

12" x 6"	1
12" x 4"	6
10" x 10"	1
10" x 4"	6
6" x 4"	21
4" x 4"	58

Reducciones:

12" x 10"	3
12" x 4"	2
10" x 4"	1
8" x 4"	2
6" x 4"	26

Codos :

12"	- 45°	1
4"	- 45°	1
12"	- 22.5°	1
6"	- 22.5°	1
4"	- 22.5°	1
12"	- 11.25°	1
10"	- 11.25°	1
6"	- 11.25°	2
4"	- 11.25°	3

Yes de 45° :

12" x 12"	2
10" x 10"	1
12" x 4"	1
6" x 6"	1
4" x 4"	3

Tapones :

12"	1
10"	2
6"	10
4"	22

Transiciones para las válvulas en la tubería Eternit, considerando una transición # 41 y una transición #45 para cada válvula.

Transiciones # 41

12"	22
10"	7
8"	15
6"	40
4"	75

Transiciones # 45

.....	22
.....	7
.....	15
.....	40
.....	75

Transiciones # 41 para las conexiones entre las tuberías de fierro fundido y las tuberías de asbesto-cemento.

Transiciones # 41

12"	3
8"	2
6"	4
4"	6

Válvulas instaladas en la tubería de fierro fundido.

16"	4
-----	-------	---

14"	5
12"	3
8"1.....	2
6"	1
4"	3

Válvulas instaladas en la tubería de asbesto-cemento.

12"	222
10"	7
8"	15
6"	40
4"	75

Grifos tipo flor de tierra, a instalar..... 90

Transiciones N° 41 para los grifos, de 4"..... 81

A L M A C E N A M I E N T O

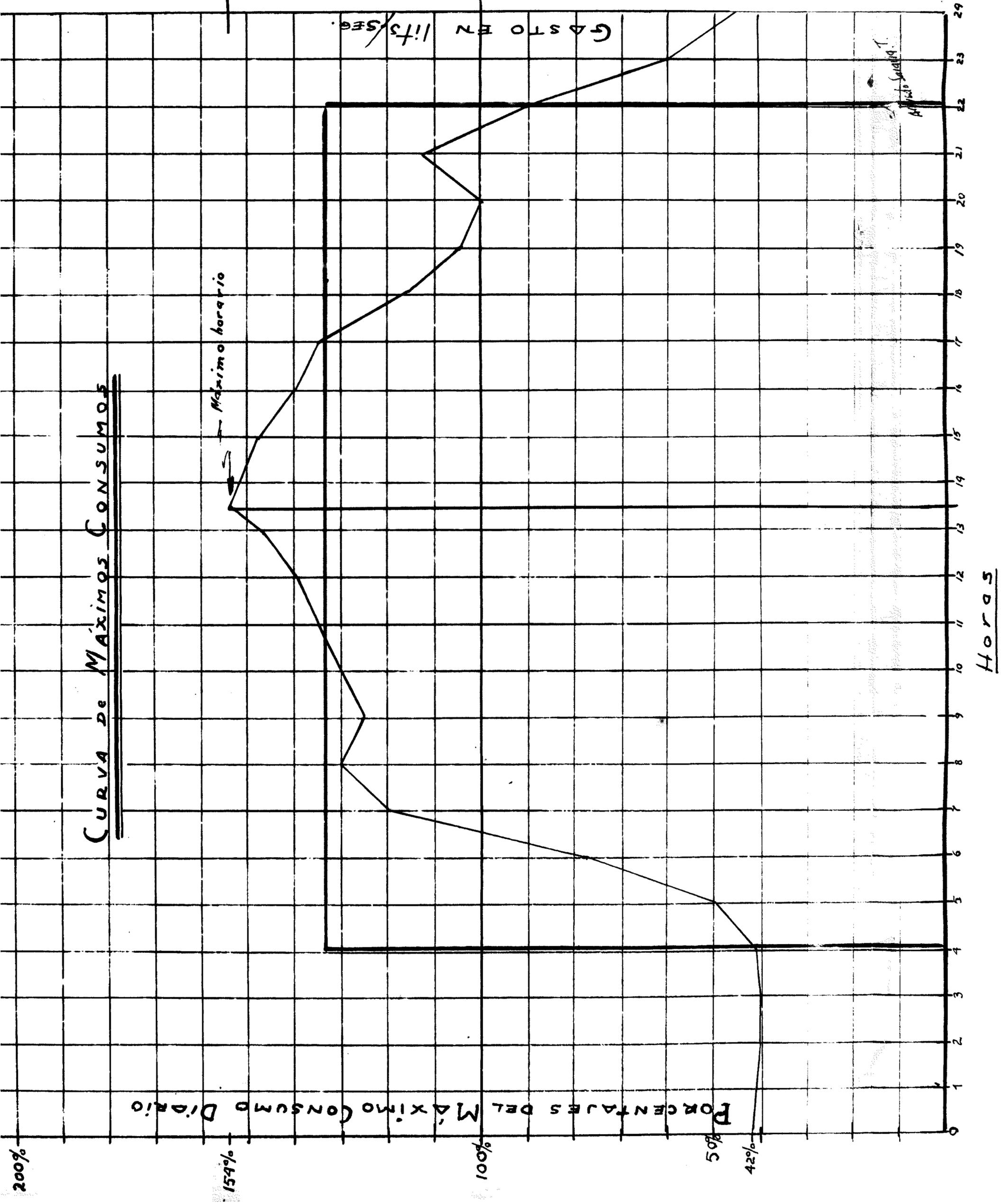
Volumen de agua de almacenamiento.-

Para hacer este estudio de almacenamiento se ha adoptado una curva de variaciones horarias, apropiada para nuestro caso. Esta curva que acompaño, tiene un "peak" o máximo horario de 154 % del día máximo y como este día máximo se consideró como el 130 % del día promedio, por eso tenemos que el máximo horario es el 200 % del consumo medio, que es la cifra que adoptamos en el capítulo referente a las variaciones del consumo.

A base de esta curva de variaciones horarias del consumo en el día máximo, (gráfico A), se ha obtenido y construido la curva integral (B), sobre la cual es más sencillo estudiar el almacenamiento.

Para ello he obtenido primero, los porcentajes consumidos en cada hora respecto del consumo medio, del gráfico A; en seguida multiplicando estos valores por el consumo promedio, obtengo los porcentajes consumidos en cada hora respecto al total y luego acumulando estos porcentajes tengo el consumo total, habido hasta determinada hora, en porcentaje del consumo total del día.

A continuación presento el cuadro que muestra el modo de obtener estos valores de almacenamiento mediante el empleo de los consumos utilizados en porcentaje, lo que facilita la operación.



A L M A C E N A M I E N T O

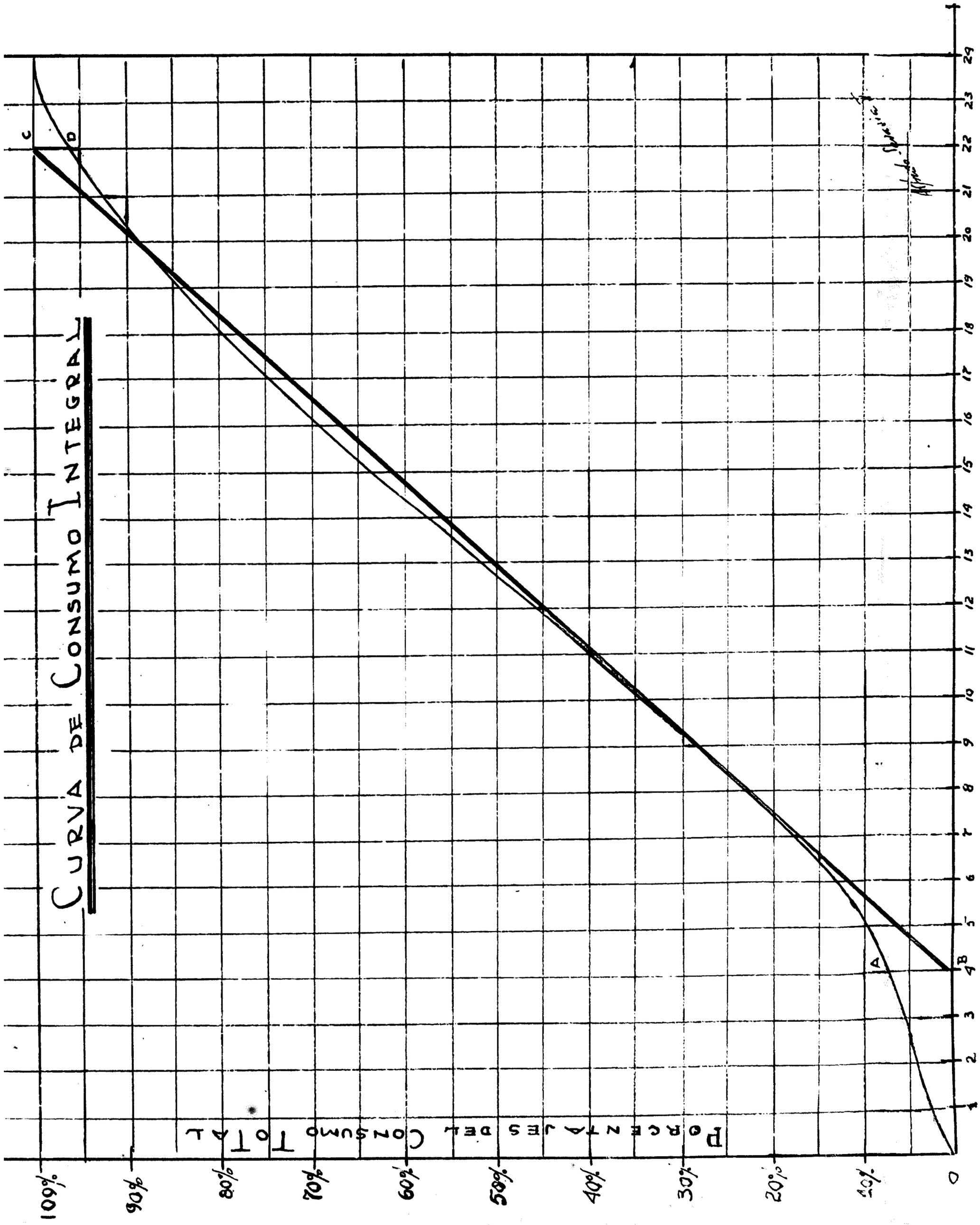
Volumen de agua de almacenamiento.-

Para hacer este estudio de almacenamiento se ha adoptado una curva de variaciones horarias, apropiada para nuestro caso. Esta curva que acompaño, tiene un "peak" o máximo horario de 154 % del día máximo y como este día máximo se consideró como el 130 % del día promedio, por eso tenemos que el máximo horario es el 200 % del consumo medio, que es la cifra que adoptamos en el capítulo referente a las variaciones del consumo.

A base de esta curva de variaciones horarias del consumo en el día máximo, (gráfico A), se ha obtenido y construido la curva integral (B), sobre la cual es más sencillo estudiar el almacenamiento.

Para ello he obtenido primero, los porcentajes consumidos en cada hora respecto del consumo medio, del gráfico A; en seguida multiplicando estos valores por el consumo promedio, obtengo los porcentajes consumidos en cada hora respecto al total y luego acumulando estos porcentajes tengo el consumo total, habido hasta determinada hora, en porcentaje del consumo total del día.

A continuación presento el cuadro que muestra el modo de obtener estos valores de almacenamiento mediante el empleo de los consumos utilizados en porcentaje, lo que facilita la operación.



HORAS

Horas	Promedio (%)	% del Pro-medio	% consumido del día	% Acumulado
12-1	4.165	41.5	1.72	1.72
1-2	4.165	40.5	1.68	3.40
2-3	4.165	40.	1.67	5.07
3-4	4.165	40.5	1.68	6.75
4-5	4.165	45.	1.90	8.65
5-6	4.165	63	2.60	11.25
6-7	4.165	98	4.10	15.35
7-8	4.165	124	5.20	20.55
8-9	4.165	127	5.30	25.85
9-10	4.165	125	5.20	31.05
10-11	4.165	128	5.35	36.40
11-12	4.165	132	5.50	41.90
12-13	4.165	135	5.70	47.60
13-14	4.165	154	6.40	54.00
14-15	4.165	150	6.25	60.25
15-16	4.165	144	6.00	66.25
16-17	4.165	137	5.70	71.95
17-18	4.165	126	5.25	77.20
18-19	4.165	111	4.60	81.80
19-20	4.165	102	4.20	86.00
20-21	4.165	106	4.35	90.35
21-22	4.165	100	4.16	94.51
22-23	4.165	78	3.34	97.85
23-24	4.165	52	2.15	100.00

Llevando estos últimos valores y las horas en que ocurren, a un sistema de ejes coordenados, obtenemos el gráfico (B).

Generalmente sucede que se toma en todo sistema de agua potable, de la fuente de abastecimiento, el consumo del día máximo de la población; durante el tiempo que la población consume por sobre el promedio de este día, es el reservorio regulador el que suple estos excesos, en los momentos de máximos consumos horarios, reservorio cuya capacidad se fija mas o menos en un 20% del consumo total.

Nosotros, considerando un bombeo de 18 horas diarias, escogidas desde las 10 de la mañana hasta las 10 de la noche para así obtener un volumen de almacenamiento mínimo, hemos obtenido como se puede apreciar en el gráfico (B), un volumen de almacenamiento que es el 12% del volumen total consumido, sin considerar incendio, y que ha sido representado por la suma de las ordenadas:

A B & C D

que nos representan como digo un 12% del volumen total.

A esto hay que agregarle el volumen de reserva para incendios y que se ha calculado en el capítulo correspondiente a consumo de agua en 2,050 mts³, que corresponde a un gasto de 82 l.p.s. sostenido durante 7 horas, cantidad suficiente para apagar un siniestro.

En total tendremos :

12 % del consumo total :

$$\frac{12 \times 21,000}{100} = 2,520 \text{ mts } 3$$

Incendio :

2,050 mts³

Son en total 4,570 mts³, aproximadamente, como necesidad de almacenamiento.

La altura del reservorio la determiné en el capítulo anterior, al tratar de presiones en las redes, situándolo en la cota 39, estando su posición ubicada en el plano correspondiente a la zona de captación.

Características del sistema de almacenamiento.-

He diseñado un sistema de almacenamiento escalonado, es decir que estará integrado por tres reservorios cilíndricos con una capacidad neta de unos 1,550 mts³ cada uno, de los cuales se construirán solamente dos por ahora, quedando el tercero de las mismas características, para ser construido cuando las circunstancias lo vayan exigiendo.

El construir dos reservorios ahora, además de la economía del sistema, nos ahorra el problema de tener que dividir el reservorio en dos compartimentos, pues se requeriría esta disposición, para su limpieza periódica, pudiéndose en cambio maniobrar perfectamente con los dos reservorios gemelos, que se ha diseñado.

Características generales de los reservorios.-

Como se podrá apreciar cada reservorio tendrá forma circular, con un diámetro interior de 20 mts, que le da la capacidad requerida lo cual permite un techado poco complicado, sin columnas interiores, como veremos después, presentando una altura libre de agua de 5

mts entre la losa del piso y el nivel máximo del agua, siendo entonces de 5 mts el tirante de agua.

Las paredes no están sometidas exteriormente a esfuerzo alguno, aunque para mejorar las condiciones se podría poner unos 0.80 mts enterrado. La cubierta del reservorio cilíndrico se realizará mediante una cúpula esférica rebajada, de concreto reforzado de 12 ctms de espesor, colocándose en el techo el buzón de entrada y la ventilación. El buzón se comunicará con una escalerita de peldaños empotrada a la pared del reservorio y que toca el fondo.

La cúpula se ha calculado para soportar una sobrecarga de 190 kg/mt^2 , siendo la mezcla usada, concreto 1:2:4 y el acero, duro, de $1,400 \text{ kg/ctm}^2$ a la tracción.

El piso del reservorio es una losa de concreto de 0.40 mts de espesor, reforzada para las variaciones de temperatura y contracción de fragua. Tiene una inclinación hacia el centro para facilitar su limpieza. Se mejorará el terreno donde se va a hacer descansar el reservorio, colocándole una cama de concreto pobre, para evitar asentamientos desiguales.

Como una medida conveniente recomiendo también, la plantación de arbustos y árboles alrededor de los reservorios para defender así a la estructura y a su base de la acción de la arena arrastrada por el viento.

Cálculo de la cúpula.-

Las características de este elemento que nos servirá para cubrir nuestros reservorios, son:

DIAMETRO : 20.00 mts

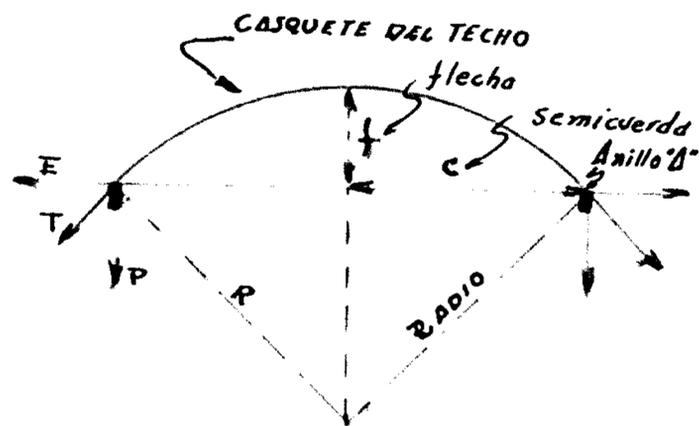
FLECHA: 3.15 mts

El radio de curvatura se encuentra por la fórmula:

$$R = \frac{c^2 + f^2}{2 f}$$

$$R = \frac{10^2 + 3.15^2}{2 \times 3.15}$$

$$R = 17.40 \text{ mts}$$



Area de la cúpula :

$$A = 2 \pi R f$$

$$A = 2 \times 3.14 \times 17.4 \times 3.15$$

$$A = 343 \text{ mts}^2$$

Carga de diseño considerada :

Para peso propio se considerará un espesor de 12 ctms .

peso propio 290 kg/mt²

sobrecarga 190 "

$$q = \frac{\quad}{\quad} = 480 \text{ "}$$

Carga total de cálculo:

$$W = A \times q = 343 \times 480$$

$$W = 165,000 \text{ kilos}$$

Esfuerzo Meridional

$$T = \frac{W}{\text{sen } \alpha}$$

Esfuerzo radial por unidad de circunferencia:

$$E = \frac{W \cotg a}{2 \pi c} = T \cos a$$

Tradúcese esto en una tracción en el anillo (A),
cuya magnitud es:

$$Q = \frac{165,000 (17.4 - 3.15)}{6.28 \times 10}$$

$$Q = 37,500 \text{ kgs}$$

Aunque la mayoría de los autores no hacen ningún cálculo para la armadura de la cúpula, algunos la calculan al esfuerzo cortante y la comprueban para la compresión producida por el esfuerzo meridional.

El esfuerzo de corte, sólo en el concreto va a ser:

$$v = \frac{W}{2 \pi c b h} = \frac{165,000}{6.28 \times 1,000 \times 12 \times 100}$$

$$v = \frac{1.65}{6.28 \times 12} = 0.022 \text{ kg/ctm}^2$$

Como se ve es un esfuerzo pequeño, que resiste muy bien el concreto. Las armaduras en forma de anillo y en el sentido radial, sólo tienen por objeto repartir las cargas; sirviendo también para los efectos de la temperatura, por eso colocaremos:

Ø 3/8" a 25 ctms, en los dos sentidos

Comprobación :

El esfuerzo meridional por unidad de longitud es :

$$T = \frac{W}{\text{sen } a} \cdot \frac{1}{2/c} = \frac{165,000}{\frac{10}{17.4} \times 6.28 \times 10} = 4,570 \text{ kgs}$$

El esfuerzo del conjunto fierro concreto es:

$$F = \frac{T}{b \times h + (n-1)A_s} = \frac{4,570}{100 \times 12 + 14 \times 10}$$

$F = 3.4 \text{ kg /ctm}^2$; el esfuerzo es aceptable.

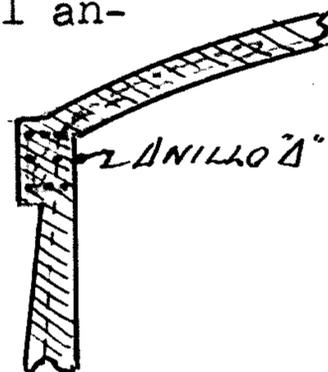
Cálculo del anillo (A).-

El esfuerzo íntegro se considera absorbido por la armadura ya que no se aceptan tensiones en el concreto. Las dimensiones del anillo serán las mínimas que permitan el acomodo de los fierros y el anclaje de la armadura de la cúpula.

$$A_s = \frac{Q}{f_s} = \frac{37,500}{1,000} = 37.5 \text{ ctms}^2$$

se colocarán 6 \emptyset de 1" + 2 \emptyset 7/8"

y abrazaderas de 3/8" a 0.30 mts para absorber esfuerzo de torsión.



Cálculo de la pared vertical.-

Se calcularán 5 secciones verticales de 1 mt de altura cada una haciéndose una reducción uniforme en la sección de la albañilería que rodea a la armadura. La altura total de la pared es de 5 mts.

Primera sección .- Presión hidrostática máxima:

$$P = wh = 1,000 \times 5 = 5,000 \text{ kgs/mt}^2$$

Tensión en el anillo de un metro de alto $T = P \cdot \frac{D}{2}$

$$T = 5,000 \times \frac{20}{2} = 50,000 \text{ kgs}$$

Armaduras :

$$\text{Armadura horizontal; } A_s = \frac{50,000}{1,000} = 50 \text{ ctm}^2$$

usaremos $\varnothing 1''$ a 10 ctm

Considerando que el concreto trabaja a $10\text{kgs}/\text{ctm}^2$

el área necesaria será : (por metro de circunferencia)

$$A_g = 50,000 \left(\frac{1}{10} - \frac{14}{1,000} \right)$$

$$A_g = 50,000 \times 0.086$$

$$A_g = 4,300 \text{ ctms}^2$$

esto me dá un espesor de 43 ctms, tomaré 45 ctms.

Armadura que se coloca en la cara interior para absor-

ver el momento negativo, es decir la tracción que se

presenta en dicha cara, se colocará hasta $1/5$ de H o

sea hasta 1 mt y es igual a : $1/2 A_s$ o sea 25 ctm^2

usaremos $\varnothing 1/2''$ a 10 ctms.

Armadura de temperatura (vertical):

$$A'_s = 0.0025 A_g, \text{ sea}$$

$$A'_s = 0.0025 \times 4,500 = 11.2 \text{ ctms}^2$$

$$\varnothing 1/2'' \text{ a } 11 \text{ ctms.}$$

Armadura paralela al chaflán:

$$A''_s = A'_s \times \sqrt{2}$$

$$A''_s = 11.2 \times 1.41$$

$$A''_s = 15.8 \text{ ctms}^2 ; \varnothing 1/2'' \text{ a } 8 \text{ ctms.}$$

el conjunto trabaja a:

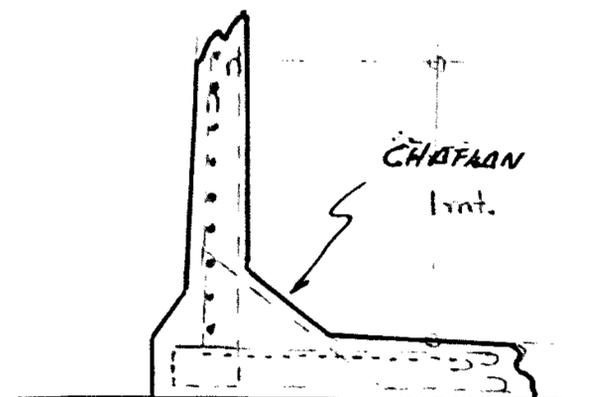
$$F = \frac{50,000}{100 \times 45 + 14 \times 50} = 9.5 \text{ kg}/\text{ctm}^2$$

Segunda sección o faja. - $P = wh = 1,000 \times 4 = 4,000 \text{ kg}/\text{mt}^2$

$$T = 4,000 \times 10 = 40,000 \text{ kgs.}$$

$$A_s = \frac{40,000}{1,000} = 40 \text{ ctms}^2$$

$$\varnothing 1'' \text{ a } 12 \text{ ctms}$$



$$e = \frac{40,000 \times 0.086}{100} = 34.5 \text{ tomaremos } 35 \text{ ctms}$$

A's el mismo anterior

Ø 1/2" a 11 ctms

Tercera faja.- $P = 1,000 \times 3 = 3,000 \text{ kgs/mt}^2$

$$T = 3,000 \times 10 = 30,000 \text{ kgs}$$

$$As = \frac{30,000}{1,000} = 30 \text{ ctms}^2$$

Ø 1" a 17 ctms

$$e = \frac{30,000 \times 0.086}{100} = 26 \text{ ctms}$$

$$A's = 0.0025 \times 26000 = 6.5 \text{ ctms}^2$$

Ø 1/2" a 19 ctms

Cuarta faja .- $P = wh = 1,000 \times 2 = 2,000 \text{ kgs/mt}^2$

$$T = 2,000 \times 10 = 20,000 \text{ kgs}$$

$$As = \frac{20,000}{1,000} = 20 \text{ ctms}^2$$

Ø 3/4" a 14 ctms

$$e = \frac{20,000 \times 0.086}{100} = 17.2 \text{ ctms}$$

A's el mismo anterior

Ø 1/2" a 19 ctms

Quinta faja .- $P = 1,000 \times 1 = 1,000 \text{ kgs/mt}^2$

$$T = 1,000 \times 10 = 10,000 \text{ kgs}$$

$$As = \frac{10,000}{1,000} = 10 \text{ ctms}^2$$

Ø 1/2" a 12.5 ctms

Tomaré un espesor para el borde superior casi igual.

al anterior, de 15 cm s

A's igual al anterior

Ø 1/2" a 19 ctms

Resumiendo las dimensiones finales del muro vertical serán:

Espesor en la base: 0.45 mts

" en la coronación : 0.15 mts

Altura : 5 mts

Losa del piso .-

Carga total del Agua sobre el fondo:

Area x presión en el fondo

$$2 \pi R^2 \times H \times 1,000$$

$$3.14 \times 100 \times 5 = 1,570 \text{ tns}$$

Peso total de la cúpula 165 "

Peso de la pared vertical por mt lineal:

$$\frac{0.45 + 0.15}{2} \times 5 \times 2,400 = 3,600 \text{ kgs} = 3.6 \text{ tns}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= 3.6 \times 2 \pi R = 3.6 \times 6.28 \times 10 \\ &= 225 \text{ tns} \end{aligned}$$

Entonces la carga total sobre el fondo es :

$$1,570 + 165 + 225 = 1,960 \text{ tns}$$

Peso de la losa de 0.40 mts de espesor:

$$3.14 \times (10.5)^2 \times 0.40 \times 2.4 = 285 \text{ tns}$$

que sumada a la anterior encontrada, nos da una carga de : $1960 + 285 = 2,245 \text{ tns}$

La presión unitaria que soporta el terreno es:

$$\frac{2.345,000}{A} = \frac{2.345,000}{3.450,000}$$
$$= 0.68 \text{ kg/ctm}^2.$$

La losa del piso será como he dicho de 0.40 mts de altura, de concreto reforzado, para las variaciones de temperatura y contracción de fragua, con varillas de 3/8 " de diámetro, en los dos sentidos, distanciadas 0.30 mts.

Llevará una inclinación hacia el centro con pendiente de 2% para su fácil limpieza.

Se usarán vibradores mecánicos para el mejor acomodo de la mezcla 1:2:4 a emplear.

Casa de Clorinación y control.-

Será de una sola planta y permitirá llevar el control del funcionamiento de las bombas y del tanque colocándose un medidor Venturi al comienzo de la línea de conducción. Las conexiones de las bombas son independientes y están gobernadas desde allí, por un control eléctrico automático, accionados por flotadores que se conectarían dentro del tanque, el que regularía el funcionamiento de las bombas de acuerdo a la altura de agua dentro del tanque. Hemos considerado un equipo de clorinación que inyectará cloro líquido en solución por intermedio de un booster que le proporcionará la presión necesaria.

Este edificio será como hemos dicho de una sola planta y contará con una sala de control, un depósito de cloro, un ambiente o local donde irá el motor y generadores de corriente para el funcionamiento eventual de 2 bombas, en caso de que se paralice o interrumpa la corriente eléctrica, teniéndose en cuenta que dicha interrupción, dado el carácter industrial que tendrá Chimbote, y la cercanía y potencia que tendrá la fuente productora o central hidroeléctrica, será breve. Además se dispone de un baño, donde se instalará un lavatorio y un W.C., pudiéndose colocar una ducha si fuera necesario.

Los cimientos y sobrecimientos serán de concreto ciclópeo, 1:10, con 30 % de piedra grande, de 0.80 de alto por 0.60 de ancho, de concreto ciclópeo, 1:8 con 25 % de piedra grande para los sobrecimientos con una altura de 0.25 mts.

Las bases de los equipos serán de concreto 1:2:4, existiendo muros portantes de 0.30 mts y tabiquería de 0.15 mts de ladrillos corrientes, asentados con mortero cemento-arena 1 :5; muros tarrajados, frotachados y pintados, tanto exterior como interiormente.

Losa del piso de concreto simple 1:3:6 de 0.10 mts de espesor. La cubierta es techo aligerado con luces de 5 mts y 3.5 mts y de 0.17 mts de espesor, llevará cobertura de ladrillo pastelero, asentado con mortero cemento-arena 1:5.

Las tuberías que atraviezan la sala de control, irán colocadas en canaletas que se dejarán en el suelo, he-

chas de concreto y con inclinación hacia un sumidero que recoja las aguas; estas canaletas irán cubiertas con planchas de fierro para no obstaculizar la circulación en la sala.

La puerta principal y las ventanas de este edificio serán del tipo industrial, hechas con perfiles de fierro, con cerrajería de cobre. Existe una puerta de P.O. para la entrada al depósito de cloro y ventanillas para su aereación. Los contornos de este ambiente se arreglarán con trabajos de jardinería.

Casetas de Bombeo.-

Se construirán 4 casetas de bombeo tipo 3 de las cuales serán para los 3 pozos tubulares a perforar designados con las letras A, B y C y la cuarta caseta será para el pozo tubular existente, en funcionamiento y que no posee una caseta adecuada, designado como el N° 3.

La caseta de bombeo tipo será de una planta y constará de una sala cuyas dimensiones interiores serán de 4.30 x 4.30 mts y de 3.60 mts de altura libre entre la losa del piso y el aligerado.

Los cimientos de los muros por construir serán, de concreto ciclópeo 1:10 con 30 % de piedra grande de 0.80 mts de alto por 0.50 de ancho; los sobrecimientos serán de concreto ciclópeo 1:8 con 25 % de piedra grande con una altura de 25 ctms.

La base del equipo será de concreto 1:2:4 y el an-

teposo será relleno con concreto 1:5:10 con 50 % de piedra grande, apisonado por capas.

Los muros por ejecutar serán de ladrillos corrientes, de cabeza, asentados con mortero cemento-arena 1:5; tarrajados, frotachados y pintados exterior e interiormente, excepto en el paño en que la junta de los ladrillos se pondrá de manifiesto y donde el aparejo ha de ser cuidadosamente trabajado. La losa del piso será de concreto simple 1:3:6 de 10 cms de espesor, la base del equipo quedará separada del piso por una junta de separación que se rellenará con mastique asfáltico. La cubierta a colocar será un aligerado de 0.17 mts de espesor de ladrillos de 3 huecos dejándose una abertura para hacer posible la extracción del equipo de bombeo el que se apoyará mediante cuartería en los muretes dejados sobre la losa del techo. Esta losa llevará una cobertura de ladrillo pastelero asentados con mortero cemento-arena 1:5. Las ventanas serán metálicas del tipo industrial y la puerta de entrada será de P.O. barnizada. Se plantarán árboles alrededor de la caseta de bombeo.

Aligerados.- Los aligerados empleados en las casetas de bombeo serán de 4.50 mts de luz. El cálculo de ellos los obtengo de diagramas existentes y que para una sobrecarga de 200 kg/m² me indican 2 fierros de 1/2 " por vigueta, no necesitando ensancharlas para absorber el esfuerzo cortante producido en los apoyos.

Para la cobertura de la casa de control y clorinación necesito aligerados el mayor de los cuales es de 5.00 mts de luz y para las mismas condiciones anteriores se colocarán 1 \emptyset 1/2" y 1 \emptyset 5/8", por vigueta, ensanchándose éstas, en la longitud de un ladrillo, 0.40 mts, para darle un ancho de 20 ctms en los apoyos para absorber esfuerzo cortante. Para la luz de 3.00 mts se pondrán 2 \emptyset 3/8 ".

Las losas en voladizo llevarán \emptyset 3/8" a 25 ctms.

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE
MANO DE OBRA Y MATERIALES.

Perforación de los pozos.-

Se procederá a la perforación de los pozos en las ubicaciones señaladas en el plano correspondiente a la zona de captación.

Forro tubular.- Los forros serán de palastro duro y resistente, o en su lugar pueden fabricarse con planchas de acero galvanizadas.

Tendrán uno o más cambios en su diámetro a medida que se vaya profundizando, debiendo tener para las condiciones requeridas un diámetro inferior mínimo de 14".

Sellado de los forros.- El sellado de los forros se hará rellenando con mezcla el espacio anular que queda, entre los forros consecutivos de diámetro diferente, donde se teme que puede haber filtración y consecuentemente, arenamiento del pozo. Este espacio anular tendrá un espesor mínimo de 1 1/2" y un largo de traslape que garantice la impermeabilización y estabilidad del sellado. Se empleará con tal fin, un mortero de mezcla cementoarena 1:2, con 5 1/2 galones de agua por saco de cemento.

Como medida preventiva, no se permitirán operaciones de perforación del pozo, o de otra índole, dentro de las 72 horas después del sellado.

La prueba de verticalidad y alineamiento del pozo se hará a medida que progresa la perforación, tolerándose en total, un desplome de las 2/3 partes del diámetro más

pequeño del forro por cada 30 mts de longitud.

Durante los procesos de perforación, se tomarán anotaciones y muestras de los diversos estratos que se van atravesando, debiéndose tener mucho cuidado con las muestras que se obtienen los estratos que contienen la napa freática, anotándose con tal fin las cotas de las caras superiores y también de las inferiores, que las limitan, guardándose muestras de mas o menos un pie cúbico de los materiales que corresponden a los estratos atravesados.

Se llevará un registro con diámetro, espesor, longitud, y otras particularidades de los tubos forros, tomándose muestras del agua, cuando el pozo llegue a las capas de agua filtrante.

Es muy importante la estabilización del material adyacente a los coladores. Esta operación se hará con sumo cuidado, para garantizar una abundante filtración, de acuerdo a las posibilidades de la napa freática.

Bombeo de prueba. - Ya hemos hablado anteriormente del bombeo preparatorio y del bombeo de prueba, pudiendo agregar que se realizará este bombeo durante 24 a 72 horas consecutivas, comprobándose la situación de los niveles dinámicos del agua mediante un control apropiado confeccionándose con dichos datos, y los gastos correspondientes, una curva de gasto- depresión (Q- d) con el objeto de determinar el máximo rendimiento del pozo.

Desinfección del pozo .- Cuando el pozo está completamente terminado, se limpiará el forro de aceites y grasas,

procediéndose enseguida a la desinfección, empleando para ello una solución de cloro en proporción tal que garantice una concentración de 50 p.p.m. Esta solución deberá tenerse en el pozo por lo menos dos horas.

Después que el pozo ha sido probado y desinfectado, deberá protegerse cerrando su boca con un tapón hermético, para evitar así contaminaciones o caídas de cuerpos extraños. Se hará también el relleno del antepozo existente.

Tuberías.-

La tubería para la red de distribución será de fierro fundido y de asbesto-cemento, por las razones expuestas anteriormente, siendo de aquellas, las matrices de la red que pasan de las 12" de diámetro y que corresponden a los tramos, 1, 6, y 9 en los planos y esquemas.

Esta tubería de fierro fundido será de espiga y campana, de fabricación centrífuga habiéndose la asfaltado en caliente, como protección tanto interior como exteriormente.

La tubería de asbesto-cemento será también de espiga y campana, con uniones de jsbe, Clase 105, y deberá cumplir con las especificaciones aprobadas por Resolución Suprema N° 373 de fecha 24 de Noviembre de 1949 con normas de instalación aprobada por Resolución Ministerial N° 478 del 7 de Setiembre de 1950.

Accesorios.-

Los accesorios de procedencia americana serán de la clase "D" y deberán cumplir con las especificaciones de la A.W.W.A. denominación 7 C.I.- 1908.

Los de procedencia europea serán de clase "A" y cumplirán las especificaciones de la Standard Internacional Europea.

Los accesorios para la tubería "ternit" de fibrocemento cumplirán con las especificaciones aprobadas por Resolución Suprema de fecha 24 de Noviembre de 1949 N° 373 estando su instalación reglamentada por Resolución Ministerial N° 478 de 7 de Setiembre de 1950.

Las válvulas serán del tipo compuerta, de fierro

fundido ,montadas en bronce con guarniciones del mismo materialy con dado de operación cambiabile de tornillo interior para presión mínima de trabajo de 10 atmósferas y de conformidad con las especificaciones de la American Water Works Association 7 F.I.-1939.Tendrán cajas de servicio vertical,pudiéndose hacer de concreto de 1 ó 2 piezas según las conveniencias,para lo cual recomendamos moldes especiales hechas de planchas de palastro de 1/8" ó 3/16 ",siendo la base circular.Los terminales serán ambos de campana.

Las bocas de agua para incendio serán del tipo enterrado como las que usa el servicio de Agua Potable de Lima, teniendo campana para conexión de tubería de 4".

Instalación de Tuberías de fierro fundido.-

Estas especificaciones se refieren en general a roturas de pavimentos, renglón que en nuestro caso se eliminaría al máximo,por estar las calles de Chimbote sin pavimento;excabación de zanjas con las dimensiones recomendadas hoyos para las campanas,drenaje del terreno cuando sea necesario,entibado,vigilancia de la obra,descarga,transporte,distribución tendido y prueba de tuberías,accesorios válvulas y grifos,así como lo que respecta al relleno de zanjas y hoyos,retiro del material excedente,limpieza del sitio de trabajo,etc.

Manipuleo de la tubería y accesorios.- La tubería,accesorios grifos y válvulas,serán transportados levantándolos con gancho,haciéndolas rodar o deslizar,cuidando eso sí de evitar choques;bajo ninguna circunstancia deben deben dejarlos caer teniendo mucho cuidado en no dañar el elemento protector de

la tubería; la colocación de las tuberías se hará ,no obligatoriamente con las campanas puestas en la dirección hacia la cual progresa el trabajo, manteniéndose el interior de las tuberías, válvulas y accesorios libre de suciedades y materias extrañas.

Durante el transporte en camiones se cuidará que los baches no hagan chocar las tuberías y accesorios con peligro de que se deterioren.

Excavación y preparación de zanjas.- La zanja será excavada en la alineación y profundidad requeridas, y únicamente poco antes de la colocación de la tubería, siendo si fuera necesario entibada, drenándose cuando así lo requieran las circunstancias y condiciones del subsuelo, para así admitir un trabajo seguro y eficiente.

Dimensiones.- El ancho mínimo de las zanjas será de 0.50 mts, y para tuberías de 10" o más, por lo menos unos 0.30 mts más grande que el diámetro de la tubería. El espacio libre de la zanja sin contar el ocupado por el tubo, no debe ser mayor de 0.60 mts, siendo la profundidad mínima de la excavación de la zanja de 1.00 sobre la parte superior del tubo.

Se cuidará de que la zanja esté nivelada, para permitir con esta operación, que la tubería se encuentre apoyada en toda su extensión; toda sobreexcavación será rellenada con material bien compactado.

Donde se ejecutará una unión debe excavarse hoyos de dimensiones tales que permitan el trabajo eficientemente.

El material proveniente de la excavación deberá ser acumulado en forma tal que no represente un peligro para la obra, ni tampoco interrumpa el tráfico de vehículos o peatones, evitándose colocarlo sobre las veredas; Se desarrollará un sistema de protección por medio de señales, barreras, guardianes y linternas, para asegurar el progreso de la obra, tomándose todas las disposiciones necesarias, para mantener el flujo de drenes, canales de desagüe o cualquier otra clase de cursos de agua existentes, a fin de no intervenir en su función. Se protegerán los árboles, cercos, o cualquier otra propiedad que pueda ser afectada por las obras.

Colocación de la tubería.- La tubería y accesorios deberán ser bajados a las zanjas, evitándose choques o golpes y por supuesto de ninguna manera se les dejará caer en las zanjas. En las tuberías de fierro fundido se realizará la prueba del martillo, o sea golpeando suavemente a todo lo largo de la tubería, mientras está suspendida, con un martillo de peso liviano, para descubrir rajaduras, debiéndose rechazar todo tubo defectuoso.

El centrado de la espiga dentro de la campana, deberá hacerse con estopa; una vez que se halla centrada la espiga dentro de la campana, deberá afinarse el alineamiento de la tubería, acyñándose en seguida tierra, alrededor y sobre el tubo, excepto en los hoyos destinados a las uniones.

En los cruces de las líneas férreas, se acordará con las empresas propietarias, quienes generalmente tienen

su personal especializado, para darles seguridad a sus líneas en esos tramos. El centro del tubo se colocará al centro de la vía, para mayor resistencia, o tratando de que las uniones se encuentren entre los espacios dejados entre las vías, cuando hay más líneas.

ES muy importante que en todo momento del tendido de las tuberías, cuando este esté paralizado, que los extremos abiertos sean cerrados, de modo que no entre el agua u otros objetos del exterior, debiendo tenerse especial cuidado de que no entre tierra dentro de las uniones.

Unión de los tubos; material para las juntas.- LA unión de la tubería será hecha con plomo electrolítico, después de haberse preparado la junta con estopa, centrándola tal como se ha dicho anteriormente, del modo siguiente:

SE limpiará primeramente la parte exterior de la espiga y la interior de la campana, con un cepillo apropiado de alambre. El material empleado como estopa puede ser, cáñamo trenzado o yute bien retorcido, y deberá tener una longitud que abrace con exceso la espiga del tubo, introduciéndose fuertemente dentro de la unión, después de cada vuelta, utilizando para ello un calafate o botador apropiado, y si por cualquier circunstancia una unión resultara defectuosa deberá ser nuevamente ejecutada. En seguida se vaceará con cucharones apropiados y en un sólo acto, plomo hirviendo en la cantidad fijada para cada tubo, dejándose enfriar por sí solo, sin agua, y después se calafateará, recortándose los excesos de plomo con un cincel.

Válvulas y accesorios.- Las válvulas y también los accesorios serán unidos a las tuberías de la misma manera especificada para aquellas.

Las cajas para válvulas que pueden hacerse de concreto, pre-fabricadas en moldes especiales, se colocarán centradas y con buen asiento. Los grifos contra incendio serán colocados de tal manera que aseguren una completa accesibilidad, evitando además la posibilidad de daño por los vehículos. La base de cada grifo se asegurará bien contra la zanja, por medio de bloques de concreto u otra forma apropiada, como varillas de fierro, etc.

Anclajes de tees, codos y tapones.- En todas las tuberías de 8" o más, de diámetro, se colocarán anclajes en todas las tees, tapones y codos con deflexión de 22 1/2° o más. Dicho anclaje se puede realizar mediante mojones de concreto, varillas de fierro o grampas de fierro. Si es de concreto la mezcla recomendada será de por lo menos, 1:2 1/2 :5, colocándose de tal manera este anclaje, que pueda repararse las juntas. Las varillas que se usaren serían galvanizadas o pintadas apropiadamente, para evitar la corrosión.

Pruebas hidráulicas.- Después que la tubería ha sido tendida y acunada, se probará cada tramo comprendido entre válvulas, sometiéndola a una prueba hidrostática de 150 libras de presión, durando la prueba unos 30 minutos.

Se procede llenando lentamente con agua la tubería a probarse, por medio de una bomba, hasta llegar a la presión especificada, la que se medirá en la parte

más baja de la tubería,debiendo eliminarse anteladamente todo el aire del interior.

Las juntas, accesorios, válvulas y grifos, serán cuidadosamente examinados; Si una junta filtra se repasará con el calafate, hasta que se asegure una perfecta impermeabilización. Los elementos que muestren rotura deben ser cambiados por otros en buenas condiciones.

Filtración permitida.- La filtración permitida , en litros por hora, para un tramo puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N \times D \sqrt{P}}{410}$$

En donde:

F es la filtración en litros por hora.

N es el número de juntas.

D es el diámetro del tubo en pulgadas.

P es la presión de prueba en mts de agua.

Considérase como filtración la cantidad de agua que debe agregarse a la tubería, para poder mantener la presión de prueba especificada, después que la tubería ha sido llenada completamente y se ha alcanzado dicha presión.

Relleno de zanjas y limpieza final.- El material para el relleno , libre de piedras grandes, se deposita en la zanja, simultáneamente a ambos costados de la tubería y a unos 0.15 mts por lo menos sobre la parte superior del tubo, dejando eso sí, libres las cabezas para

la inspección.

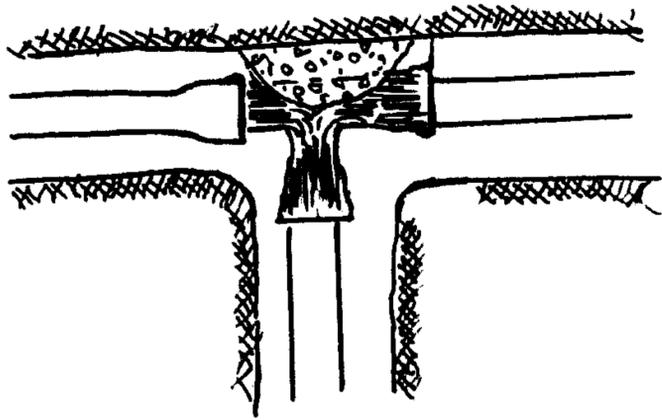
El material se colocará cuidadosamente en capas delgadas, humedeciéndolas ligeramente y compactándolas a cada lado de la tubería.

Después de la prueba, sí se puede continuar el relleno de las zanjas, por capas sucesivas, el que podrá contener material grueso y de buena consolidación.

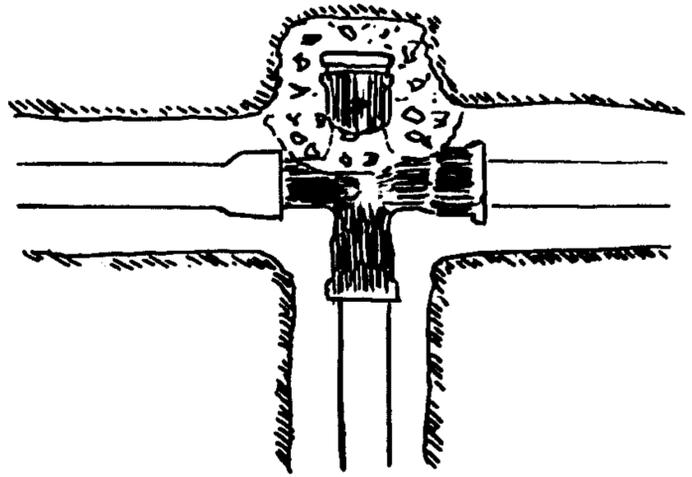
Se evitará la colocación de piedras en 30 ctms, por lo menos encima del tubo. Piedras de más de 20 ctms están excluidas.

Antes de ser puesta en servicio cualquier sistema de agua potable, deberá ser desinfectada con cloro, haciéndose desde los reservorios la dilución del cloro. El dosaje para la desinfección será de 40 a 50 p.p.m. También se podrá usar algún compuesto de cloro tales como hipoclorito de calcio o similares. Estos productos se conocen como Perchlorón, Maxochlor, Desmanche, etc. Después de la desinfección con cloro el agua con cloro será eliminada por completo, llenándose la tubería con el agua dedicada al consumo.

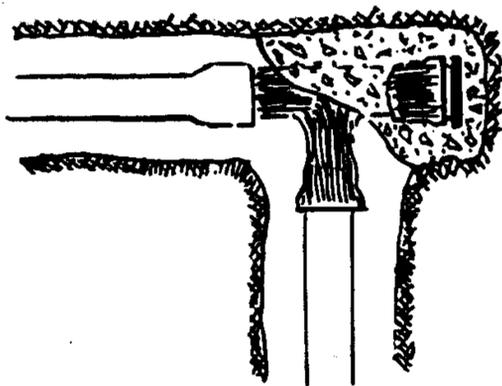
Antes de poner en servicio esta tubería se comprobará si el agua satisface los requisitos de los abastecimientos de agua potable del país. Para ello se harán los análisis químicos y bacteriológicos correspondientes, para así conocer su calidad.



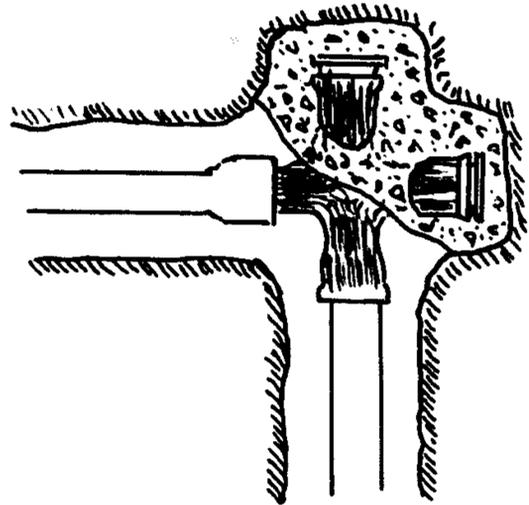
RAMAL TEE



CRUZ CON UN TAPON
el tapón debe insertarse
antes de colocar la pieza



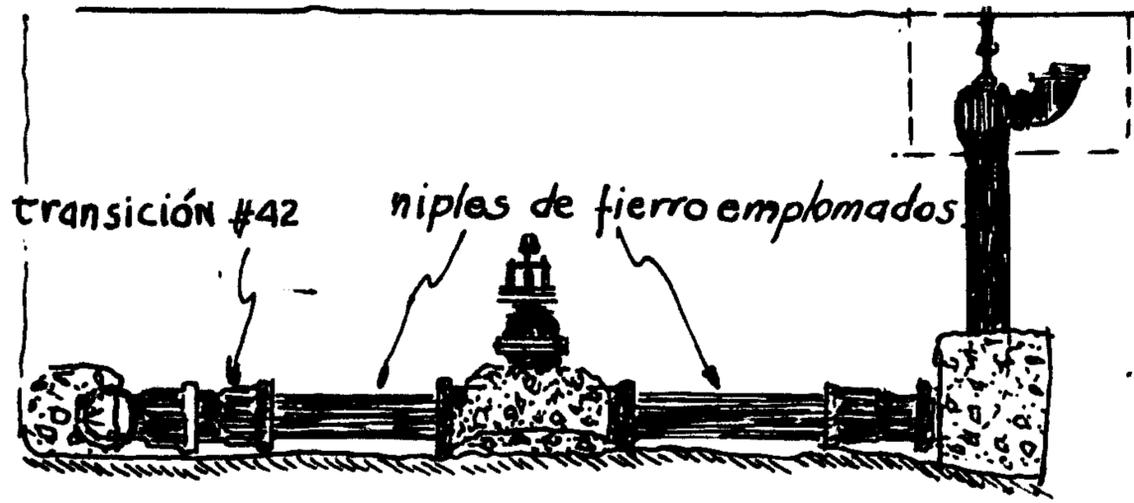
TEE CON TAPON



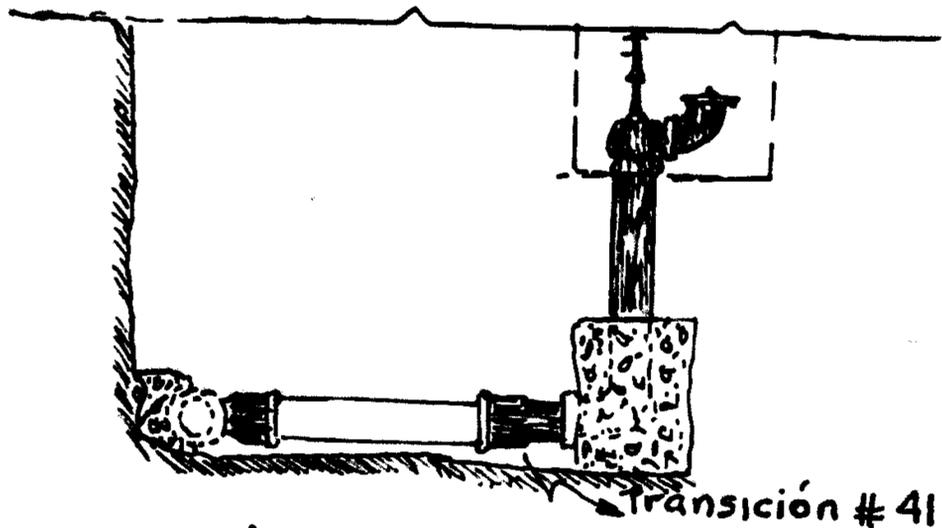
CRUZ CON DOS TAPONES

INSTALACION Y
ANCLAJE DE ACCESORIOS
EN LA TUBERIA ETERNIT

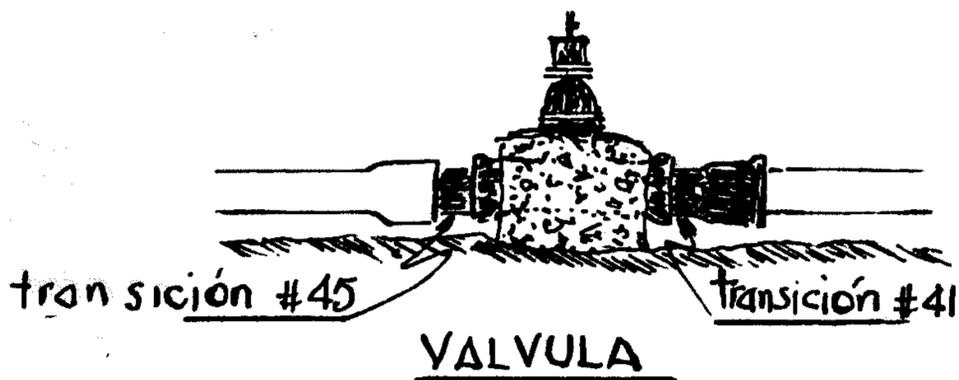
Alfredo Saravia.



GRIFO CON VALVULA



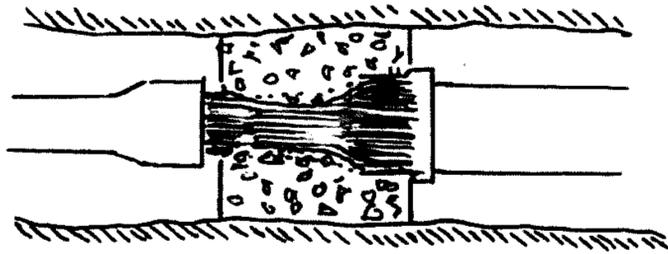
GRIFO SIN VALVULA



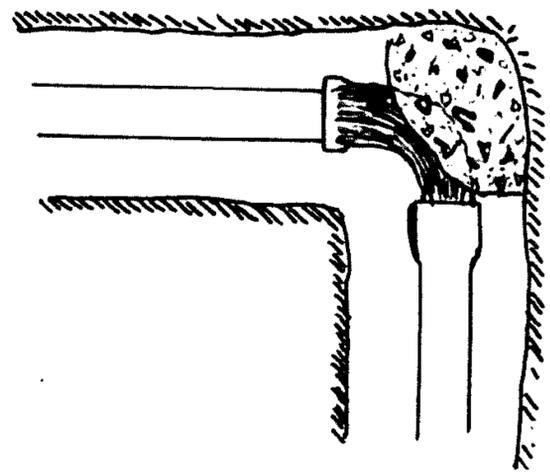
VALVULA

INSTALACION Y
ANCLAJE DE ACCESORIOS
EN LA TUBERIA ETERNIT

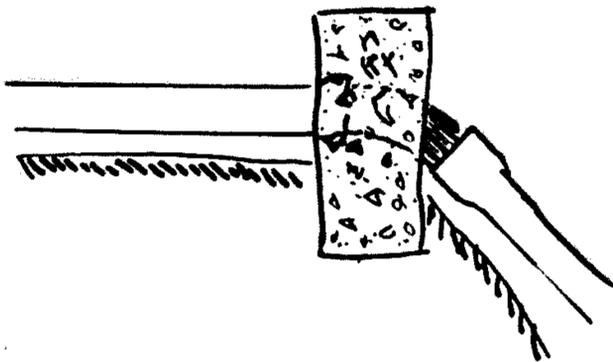
Alfredo Saravia.



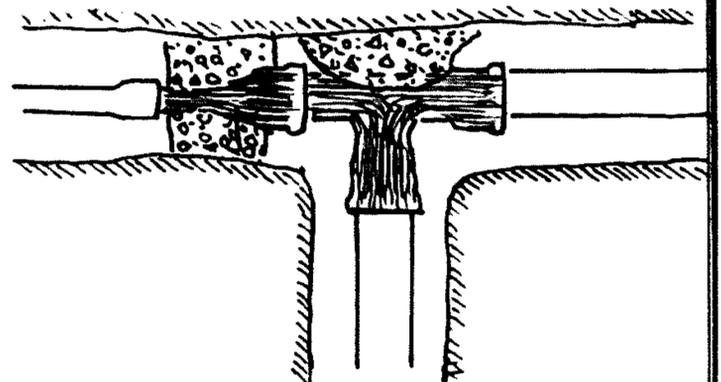
REDUCCION



CODO de 90°



CURVA VERTICAL



TEE CON REDUCCION

INSTALACION y
ANCLAJE DE ACCESORIOS
EN LA TUBERIA ETERNIT

Alfredo Saravia

Especificaciones para la construcción del concreto.-

De manera general, la calidad de los materiales, los encofrados, la colocación de la armadura y la forma de ejecución debe ajustarse a las normas y reglamentos norteamericanos del Joint Comittes de 1940 y del A.C.I.

Cemento.- Cemento Portland, "Sol", fresco, nacional. Se le almacenará en la abra, al abrigo de la humedad del suelo o de la lluvia, todo cemento grumoso, o cuyo color está alterado será rechazado.

Arena.- De río, limpia, dulce y de grano conveniente, exenta de materias orgánicas; máximo contenido de arcilla 5 % .

Piedra.- Las mismas condiciones que la arena, computándose como piedra el material que pasa por la malla de 2" y queda retenido en la de 1/4 ". El límite de elementos blandos será de 2 %.

El tamaño de la piedra se respetará para los diversos elementos estructurales según las especificaciones contenidas en los reglamentos citados anteriormente.

Agua.- Se usará agua potable, variando la cantidad de acuerdo a la plasticidad deseada.

Fierro para refuerzos.- Fierro deformado, limpio exento de grasas y óxidos; para su doblado y empalmes se sujetará a las recomendaciones del A.C.I. Se tomarán precauciones para mantenerlos en posición durante el vaciado. El alambre empleado para los amarres será de fierro negro cocido, N°16.

Medida de los componentes.- El cemento y los agregados,

arena, grava o piedra partida, serán medidos en volumen considerándose de 1 pié cúbico, el volumen de un saco de cemento de 42.5 kilos. Los métodos de medida serán tales, que las proporciones sean exactamente controladas, y fácilmente verificadas en cualquier momento durante el trabajo. La dosificación del agua para materiales de cos será como máximo de 7 galones por saco de cemento.

Antes del vaciado del concreto, todo el equipo para la mezcla y transporte del concreto, debe estar limpio de todo desperdicio; Los encofrados serán rígidos e indeformables, debiendo ser humedecidos, el refuerzo deberá estar totalmente limpio de materias orgánicas que puedan cubrirlo.

Batido.- Se hará en mezcladoras Standard, no debiendo cargarse más de lo especificado. El tiempo de batido será de cuando menos de 1 minuto, después de que todos los componentes están dentro del tambor.

Transporte.- El transporte se hará por métodos que no permitan la pérdida del material, ni de la lechada de concreto, tratándose de que el tiempo que dura el transporte sea el menor posible; Se impedirá el uso del concreto que haya iniciado su fragua o haya endurecido.

Vaciado.- Una vez empezada la operación del llenado, se procederá en forma continua, hasta terminar la sección o llegar a una junta de construcción prevista. Se tomarán todas las medidas para obtener un concre-

to compacto y sin cangrejeras, haciéndose uso de vibrador mecánico. El desencofrado de vigas y techos no se hará antes de 14 y 7 días respectivamente, manteniéndose húmedo el concreto durante 7 días. La colocación de tuberías empotradas debe hacerse antes del vaciado.

Los pisos de concreto serán terminados con plancha y llevarán inclinación hacia sumideros o puntos de reunión de las aguas. El acabado se hará con el mismo material de la mezcla. Se dispondrán de juntas de dilatación en la periferie de manera que quede separado del zócalo. La misma disposición se tomará para las bases de las máquinas, que deben quedar aisladas del resto del piso mediante juntas de dilatación de 1 cm de ancho; en toda la profundidad la junta será rellenada posteriormente con mastique asfáltico.

La proporción de la mezcla que se usará para todos los elementos estructurales será de 1:2:4, o sea una parte de cemento, por dos de arena y por cuatro de piedra partida. La mínima resistencia a la compresión del concreto a los 28 días será de 140 kg/cm².

El curado debe ser cuidadoso en especial en lo que respecta a la losa del reservorio, debiendo mantenerse la humedad del concreto hasta 7 días, por lo menos, después del vaciado. El empalme de las barras que constituyen la armadura no debe ser menor a 60 diámetros

Antes de procederse al enlucido interior del resser-
vorio será sometido a la prueba hidráulica para verifi-
car su impermeabilidad, llenándose con agua hasta un ni-
vel máximo, durante 24 horas. En caso no se presentaran
filtraciones se ordenará su enlucido. Si la prueba no re-
sultara satisfactoria, se repetirá, después de haber efec-
tuado los resanes, y tantas veces como necesario fuera,
para lograr su impermeabilidad completa. El en lúcido se
aplicará em pleando como impermeabilizante el producto
SiKa N° 1. disolviendo una parte de SiKa en 10 partes de
agua, por volumen, la cual sólo se podrá utilizar al tér-
mino de 3 ó 4 horas de preparada.

Toda la estructura será pintada exteriormente
con cal fina. Las tuberías de entrada y salida, así como
la de rebose y desague, serán de fierro fundido, con uni_ó
nes de brida, para una presión de trabajo de 150 lbs/pug²
La colocación de las tuberías empotradas debe hacerse
antes del vaciado, de modo que se eviten roturas poste-
riores del concreto. Se pintarán con dos manos de pintu-
ra anticorrosiva y dos manos de pintura para fierro co-
lor aluminio .

Normas Prácticas para el hormigón armado.

Pesos de los materiales componentes.

Arena suelta.....1,400 a 1,570 kg/m³
Cascajo de piedra, piedra chancada 1,250 a 1,530 kg/m³
Grava con arena (hormigón)..... 1,500 a 1,660 kg/m³
Cemento Nacional El Sol (saco o bolsa) 42.5 kgs.

Al efectuarse las medidas en la obra por latas o carretillas, conviene establecer las relaciones entre latas carretillas, bolsas de cemento y metros cúbicos.

Equivalencias de una lata tipo gasolina.

1 Lata = 5 galones (EE.UU)
1 Galón = 231 pulgs. cúbicas.
1 litro = 64.022 pulgs. cúbicas.
O sea :
1 Lata = 19 litros (despreciando fracciones).

1 bolsa de cemento = 13/4 latas = 33 litros.

1 carretilla = 3 latas = 57 litros.

Reducción a mts cúbicos.

1 mt. cúbico = 17 carretillas
1 mt. cúbico = 30 bolsas de cemento (despreciando fracciones)

Ejemplo de medidas en obra.-

Proporción 1:2:4 La arena y la piedra se mide por carretillas y el cemento por bolsas. Se preparan tandas de 10 carretillas de arena y 20 de piedra, Cuantas bolsas de cemento precisan?

30 carretillas x 57 lits. = 1710 lits.

Siendo la proporción 1:2:4, o sea 1 de cemento por una suma de piedra y arena de 6; tomando la sexta parte y dividiéndola entre 33 lits que tiene una bolsa de cemento y teniendo en consideración la merma con el transporte tendremos:

$\frac{1710}{6 \times 33} = 9$ bolsas de cemento.

Otro ejemplo: Proporción usada : 1:2:4. Medida en latas de arena y piedra. Se trata de alimentar una mezcladora de 5 pies³.

Ante todo reduciremos los 5 p.³ a **lits**, para saber la capacidad de la mezcladora y así evitar desperdicios de material. Aproximadamente un pié cúbico equivale a 28.3 lits y 5 equivalen a 241 lits.

La medida en volumen por tanda será:

2 latas de arena.....	38 lits.
4 latas de piedra.....	76 lits.
1 lata de cemento.....	19 lits.
	<u>133 lits.</u>

Cantidades de materiales a usar.

Merma: El hormigón apisonado y fraguado sufre una merma de mas o menos 37% con respecto al volumen aparente primitivo de los materiales en seco, quedando un volumen efectivo del 63%. Si en lugar de usar piedra chancada se usara canto rodado la merma sería del 29 % y el volumen efectivo el 71 %. Estos porcentajes nos sirven para determinar con bastante exactitud, la cantidad de materiales a acumular para una obra dada de concreto. Determinada la proporción se procederá en la forma siguiente:

Ejemplo: Se necesita ejecutar 200 mts² de techos reforzados, aligerados con ladrillos huecos, con nervaduras distanciadas entre ejes 0.40 mts. El tipo de mezcla es 1:2:4. 200 mts² equivalen a un volumen de 16 mts³.

El volumen real de 16 mts³ equivale a $\frac{16}{0.63} = 25.400$ mts³. de materiales en seco; para este nuevo volumen se necesitan:

$\frac{25.400}{1 \frac{1}{2} \frac{1}{4}} = 3.628$ mts³ .

Se necesitarán:

Cemento:.....3.628m³ equivalente a 110 bolsas.

Arema: $2 \times 3.628 = 7.256 \text{ m}^3$.

Piedra chancada : $4 \times 3.628 = 14.512 \text{ m}^3$.

Los áridos, o sean piedra y arena deberán ser aumentados en un 5 o 3 % por merces de transporte.

Estos datos nos permitirán acumular el material necesario y distribuirlo en la obra, evitando costosos transportes de un lado a otro, de los saldos, debido a cálculos erróneos.

Dosaje del agua.

Aunque varía con el grado de humedad de la arena y piedra, podemos establecer ciertas normas, sobre la cantidad de agua necesaria, con el objeto de acumularla en los lugares donde el abastecimiento es deficiente.

El volumen de agua necesaria varía de 5 a 10 % del volumen de los materiales en seco, de acuerdo con el trabajo a que va a ser sometido el concreto.

Así el agua necesaria para la preparación de los 200m² de losa aligerada con ladrillo hueco será:

El volumen de los materiales en seco hallado es de 25.400 m³, y el concreto que necesitamos, dado que es difícil contar con personal o vibradores es plástico jugoso tipo de concreto al que corresponde 8 % de agua, tenemos:

$$\text{agua en m}^3 = \frac{8 \times 25.4}{100} = 2.032 \text{ m}^3$$

a esta cantidad aumentamos un porcentaje para el regado de los encofrados y ladrillos.

Estados del hormigón según sus usos y dosajes de agua.

(Hormigón es la denominación técnica del concreto y no el agregado que vulgarmente recibe este nombre).

a-) -Seco (como tierra naturalmente húmeda) para piezas moldeadas en taller. Porcentaje de agua de 4.5% a 5 %.

b).-Débilmente plástico(denso)para apisonar con pisones perfectamente,o con vibradores.Agua de 5 % a 7 %.

c).-Plástico jugoso,para apisonar imperfectamente,lo que sucede debido a deficiencia del personal.Agua de 7 % a 9 %.

d).-Semifluido o colado,para elevar con bombas.Porcentaje de agua, de 9 % a 10 %.

Cuanto mayor es el grado de humedad del hormigón ,demora más en adquirir su máxima resistencia..Debe permanecer más tiempo en el encofrado.

DE LAS ARMADURAS.

Para la construcción de edificios con hormigón armado se emplean hierros redondos.El hierro que mejor se presta es el de acero dulce.No es aconsejable el de acero duro.El hierro de mala calidad se comprueba doblándolo en frío,pues si es tal se producirán cizalladuras,que en algunos casos producen hasta la total rotura de la varilla.Aunque el óxido de orín que presentan en algunos casos no es perjudicial,porque aumenta la adherencia,en el caso de que forme pequeñas escamas es preferible limpiarlas con una escabilla de acero o arena seca.Lo que debe evitarse ,exigentemente es la grasa,el petróleo,alquitrán ,yeso.

Del doblado.-

Los fierros serán tratados sin golpearlos ni marcarlos con herramientas de metal.Sólo para el corte se utilizarán cortafríos,combas de hierro,etc.El doblado debe efectuarse preferencialmente en frío,Cuando no sea posible se calentará,dejándolo que se enfríe lentamente..El diámetro útil de los puntos de flexión debe ser igual al diámetro de los hie-

rros que se doblan. El diámetro, o mejor dicho, el radio de curvatura del hierro doblado, tendrá un valor mínimo que será igual a 10 veces el diámetro del hierro doblado. Se puede utilizar para el doblado tubos de hierro de una sección poco mayor que la barra que se va a doblar. Los ganchos terminales de las barras, deberán hacerse, teniendo en cuenta, que el diámetro interior del gancho, debe ser cuando menos $2 \frac{1}{2}$ veces el diámetro de la barra.

Empalmes y amarres.-

Para utilizar el saldo de las barras que por su sección no son utilizables como estribos, ni refuerzos en los apoyos o zonas sometidas al trabajo de corte, estudiaremos los diversos empalmes y sus limitaciones.

Se empalma por la simple yuxtaposición de las barras, haciéndole ganchos en ambos lados y dejando una zona de empalme de 30ϕ de las barras. Amarre con alambre # 16 de fierro recocido. Se usa también el empalme por soldadura autógena, pero presenta el inconveniente de producir la combustión del hierro en los alrededores del punto de unión. En estos casos conviene colocar otra varilla en la zona empalmada para reforzar la unión.

El mejor procedimiento es el del empalme con soldadura eléctrica.

Tiempos mínimos de desencofrado.-

Fraguado.- Este se inicia 15 minutos después de preparado el hormigón y termina aproximadamente a las dos horas. Por fraguado se entiende el endurecimiento inicial que determina el paso del estado plástico o pastoso

al sólido,

Endurecimiento.- El proceso de endurecimiento se inicia al terminar el fraguado y requiere un mínimo de 7 días, pudiéndose decir que alcanza a los 28 días su máximo endurecimiento, aunque este aumenta posteriormente. A continuación veremos una tabla para desencofrados:

Costados de solera, vigas losas y columnas...	2 1/2 días.	
Losas hasta de 3 mts de luz....	7	"
Losas de 3 a 5 mts de luz..	10	"
Losas de más de 5 mts	15	"
Losas en voladizo o balcón.....	15	"
Vigas hasta 6 mts de luz.....	18	"
Vigas de 6 a 7 mts de luz.....	22	"

Durante los siete primeros días debe evitarse toda trepidación de los encofrados.

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

- Ingeniería Sanitaria.- Alfredo Mendiola.
Water Suply Engineeering.- Babbit and Doland.
Ingeniería Sanitaria.-Sallovitz.
Water Suply and Severage.- Steel.
Apuntes de Abastecimientos de Aguas.(Clases del Ing.A.Pons M.)
Apuntes de Concreto Armado.- (Clases del Ing. J. Sarmiento.)
Arquitectura Hidráulica.- Schoklitsh.
Water Suply and Purificación.- Handerberg.
Handbooch of Water Control.-
Water Works Handboock.-Flinn Weston and Bogert.
Public Water Suplies.- Russell.
Apuntes de Hidráulica.- Enrrique Góngora Perea.
Manual de la Armco.
Reinforcet Concret.- W.S.Gray.
Simplified Design of Reinforcet Concret.- Parker.
Manual de Ingeniería Sanitaria.- Publicaciones.
Folletos, informes, especificaciones, etc.
Cast Iron Pipe Manual.-American Pipe Manual
Installation Guide.Transite Prssure Pipe.Johns-Manville.