

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO DE  
MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SERVICIO  
DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE MOCHE**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**GILBERTO AGUILAR MORILLO**

**PROMOCION 1977**

**LIMA - PERU - 1981**

# I N D I C E

PAG.:

## CAPITULO I

1.1	INTRODUCCION -----	1
1.2	UBICACION GEOGRAFICA -----	3
1.3	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD Y ALREDEDORES	4
1.4	ESTADO SANITARIO ACTUAL -----	12

## CAPITULO II : SITUACION DEL SERVICIO EXISTENTE

2.1	AGUA POTABLE -----	14
2.2	OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SERVICIO ACTUAL -----	15
2.3	OPERACION Y MANTENIMIENTO DE SERVICIO PROPORCIONADO A ZONAS CERCANAS A LA CIUDAD DE MOCHE -----	18

## CAPITULO III : BASES DE DISEÑO

3.1	POBLACION -----	20
3.2	PERIODO DE DISEÑO -----	21
3.2.1	METODOS PARA LA DETERMINACION DE LA POBLACION FU - TURA -----	25
3.2.2	METODO GRAFICO : METODO DE CRECIMIENTO ARITMETICO, METODO DE INTERES COMPUESTO O CRECIMIENTO GEOMETRI - CO, METODO DE LA PARABOLA DE SEGUNDO GRADO -----	28-31
3.2.6	DISCUSION DE LOS METODOS -----	32
3.2.7	POBLACION A SERVIR -----	34
3.2.8	AREAS DE EXPANSION -----	36

3.2.9	DISTRIBUCION Y DENSIDAD DE LA POBLACION -----	37
3.3	DOTACION ASIGNADA -----	40
3.3.1	DETERMINACION DE LA DOTACION -----	41
3.3.2	CONSUMO DOMESTICO, CONSUMO PUBLICO -----	42
3.3.4	CONSUMO COMERCIAL E INDUSTRIAL -----	43
3.3.5	PERDIDAS O FUGAS EN EL SISTEMA -----	44
3.4	VARIACIONES EN EL CONSUMO -----	45
3.4.1	VARIACIONES DIARIAS, VARIACIONES HORARIAS -----	46-47
3.4.3	CONSUMO PROMEDIO, MAXIMO DIARIO Y MAXIMO HORARIO - PARA EL SISTEMA -----	50
3.4.4	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO, VENTAJAS DEL EMPLEO DE ALMACENAMIENTO -----	52-53
3.4.6	CAPACIDAD DEL RESERVORIO PARA EL ALMACENAMIENTO DE SERVICIO -----	54
3.4.7	VOLUMEN PARA COMPENSAR LAS VARIACIONES HORARIAS -- GRAFICA DE VARIACIONES HORARIAS, GRAFICA DEL DIA - GRAMA MASA -----	55 57-58
3.4.8	ABASTECIMIENTO POR BOMBEO -----	58
3.4.9	CONDICIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA DETERMINAR EL NUMERO DE HORAS DE BOMBEO -----	59
	GRAFICAS DE HORAS DE BOMBEO -----	60-61
3.5	VOLUMEN DE RESERVA CONTRA INCENDIO -----	61
3.5.1	VOLUMEN DE RESERVA PARA EMERGENCIAS -----	63
3.6	VOLUMEN TOTAL DE ALMACENAMIENTO DE SERVICIO -----	63

#### CAPITULO IV : RECURSOS ACUIFEROS

4.1	RECURSOS ACUIFEROS, DESCRIPCION DEL CICLO HIDROLOGICO	65-66
-----	---	-------

4.2	AGUAS SUBTERRANEAS SUPERFICIALES -----	67-69
4.4	CUENCA HIDROLOGICA DEL RIO MOCHE -----	71
4.5	GEOLOGIA DE MOCHE, RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS --	72-73
4.7	ANALISIS TECNICO ECONOMICO DE ALTERNATIVAS DE UTILI- ZACION DE FUENTES DE AGUAS APROVECHABLES -----	73
4.8	PERFORACION EXPLORATORIO Y POZOS DE PRUEBA -----	75
4.8.1	FLUJO CONVERGENTE, TERMINOS EMPLEADOS Y CARACTERIS - TICAS DE LOS ACUIFEROS -----	76-77
4.8.3	REGIMEN DE EQUILIBRIO EN NAPA LIBRE -----	79
4.8.4	FORMULAS PARA POZOS EN CONDICIONES DE EQUILIBRIO ---	80
4.8.5	FLUJO ESTABLE EN POZOS DE AGUA, ACUIFEROS CONFINADOS	80-82
4.9	CONCLUSIONES, PRUEBAS DE RENDIMIENTO -----	83-84
	INVENTARIO DE RECURSOS HIDRAULICOS SUBTERRANEOS (IRHS) DE MOCHE, ANALISIS QUIMICO DEL AGUA DE ALGU - NOS POZOS -----	84-92

CAPITULO V : DESARROLLO DEL PROYECTO SEGUN LA SOLUCION  
ADOPTADA.

5.1	CAPTACION, DISEÑO DEL NUEVO POZO -----	93-94
5.1.2	PASAJE DEL FLUJO DE AGUA, EQUIPO DE BOMBEO -----	94-97
5.1.4	PORCION DE ADMISION, CONSTRUCCION DEL POZO -----	99-101
5.1.6	GASTO O CAUDAL QUE DEBE BOMBEO EL EQUIPO DE BOMBEO, PARA EL PERIODO TOTAL DE DISEÑO ( Q MAX, DE BOMBEO )-	102
5.2	LINEA DE IMPULSION, TRAZO DE LA LINEA DE IMPULSION -	103-104
5.2.2	ESFUERZOS QUE SE PRODUCEN, ACCESORIOS EN LAS TUBE - RIAS -----	105-106
5.2.4	UBICACION PRELIMINAR DE LA LINEA DE IMPULSION -----	107

5.2.5	SELECCION DEL MATERIAL DE LA TUBERIA -----	107
5.2.6	DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA DE IMPULSION -----	110
5.2.7	TRAZO DE LA LINEA DE IMPULSION, DETERMINACION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO DE LA LINEA DE IMPULSION -	110-111
	CUADRO COMPARATIVO DE VALORES -----	118
	GRAFICA PARA HALLAR EL DIAMETRO MAS ECONOMICO ---	119-120
5.3	ALMACENAMIENTO -----	120
5.3.1	DIMENSIONAMIENTO DE LA LINTERNA -----	120
5.3.2	DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE LA CUBA -----	129
5.3.3	DISEÑO DE LA CUBA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO --	134
5.3.4	FUSTE O PARED CIRCULAR PORTANTE, ESCALERAS -----	159-166
5.3.6	DISEÑO DEL DUCTO DE SUSTENTACION O FUSTE, METRADO DE CARGAS, CENTROS DE GRAVEDAD, MOMENTOS DE VOL - TEO -----	168
	1.- CUBA, 2.- ANALISIS SISMICO, 3.- MOMENTOS DE VOLTEO, 4.- FUSTE, 5.- PESO POR GRAVEDAD Y MO - MENTO SISMICO, 6.- ESFUERZOS EN EL DUCTO, 7.- <u>A</u> CERO DE TRACCION, 8.- CORTE,	
5.3.7	DISEÑO DE LA ZAPATA -----	176
	1.- PERALTE, 2.- MOMENTO DE VOLTEO, 3.- PRESIO- NES SOBRE EL SUELO, 4.- CARGA DE DISEÑO, 5.- VOL TEO RESPECTO AL FONDO DE LA ZAPATA (EJE X' - X') -	
5.3.8	DISEÑO DEL DUCTO (VERIFICACION) -----	180
	1.- PESOS POR GRAVEDAD, Y MOMENTO SISMICO RESPEC- TO AL EJE X - X 2.- ESFUERZOS, 3.- ACERO EN -	

LA ZAPATA (VERIFICACION) 4.- MOMENTO DE VOLTEO  
RESPECTO AL EJE X'' - X''.

5.4	LINEAS DE CONDUCCION -----	182
5.4.1	CAUDAL DE ENTRADA A LA CIUDAD -----	183
5.4.2	CALCULO DE LA PRESION A LA ENTRADA DE LA RED ----	184
5.4.3	PRESIONES Y VELOCIDADES ADMISIBLES EN LA RED ----	185
5.4.4	ESQUEMA DE LA RED. AREA ABASTECIDA POR CADA TUBE- RIA -----	186-187
5.4.6	POBLACION SERVIDA -----	187
5.5	CALCULO HIDRAULICO DE LA RED -----	189
5.5.1	APLICACION DEL METODO DE CROSS, DETERMINACION DEL VALOR DE LAS PRESIONES -----	194-195
5.6	TALLER CENTRAL Y CASETA DE BOMBEO -----	201
5.6.1	LOSA ALIGERADA DE LA CASETA DE BOMBEO -----	203
5.7	ESTACION DE DESINFECCION O SALA DE CLORINACION --	208
5.8	PROGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS -----	209

CAPITULO VI : COSTOS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA  
OBRA PROYECTADA.

6.1	METRADOS Y PRESUPUESTOS -----	212
6.1.5	COSTO DEL TANQUE ELEVADO -----	217
6.1.6	ANALISIS DE COSTOS -----	218
6.1.7	METRADOS -----	220
6.2	ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION -----	229
6.3	RELACION DE PLANOS -----	234
6.4	BIBLIOGRAFIA -----	235
	APENDICE I : TANQUES CILINDRICOS -----	236
	APENDICE II; TANQUES ELEVADOS CON FONDO DE LOSA - PLANA.	243

# CAPITULO I

## 1.1 INTRODUCCION

La observación y estudio de algunos proyectos de ingeniería para abastecimiento de agua en poblaciones, nos permite tener una idea de lo dificultosa y cara que resulta la tarea de suministrar a los usuarios el precioso líquido elemento; necesario cada hora en cantidades suficientes.

Así, este don tan precioso para la vida, el agua pura y cristalina se torna en una gran preocupación para la civilización moderna. Mas, no obstante la dificultad y el alto precio que cueste, debemos poner la tecnología, la ciencia y la industria al servicio de la sociedad; possibilitando las condiciones de salubridad que propicien el surgimiento de comunidades sanas cultas y progresistas.

El propósito de la presente tesis es satisfacer la apremiante necesidad de agua potable requerida por la población y la nascente industria de la ciudad de Moche. Mejorando las condiciones actuales del servicio, que son in

suficientes para satisfacer el requerimiento de la creciente población local; debido a la disminución del caudal proporcionado por el sistema existente.

El rápido crecimiento de la población de la ciudad de Moche se debe a la afluencia de migración proveniente de ciudades vecinas, desplazadas por el sismo del 31 de Mayo de 1970. Y también, a la afluencia de elemento laboral, que llega atraído por las oportunidades de trabajo que esta creando la instalación de numerosas industrias que se están estableciendo en la vecindad a Moche.

Es lógico suponer que el empleo manufacturero de las áreas cercanas, hará crecer la población de esta ciudad más allá de las estimaciones previstas en años recientes. Ya que las áreas en desarrollo están constituidas de manera que las industrias ubicadas en una comunidad, proveen ocupación y poder de compra para los habitantes y tiendas de otras comunidades.

La disminución del caudal de agua proporcionado por el actual servicio se debe en parte al arenamiento del pozo existente. Cuyo rendimiento ha disminuído de 65 lts./seg. producidos inicialmente (1968), hasta 10 lts./seg. producidos actualmente (Enero de 1978). Agregándose a este contratiempo el desgaste de maquinaria debido al recargo de horas de trabajo del equipo existente. Debiéndose esto último a que tiene que abastecer de agua por dete

nadas horas a la vecina ciudad y puerto de Salaverry. Ya que el servicio de esta ciudad se ha descompuesto.

Entonces, el objeto del presente trabajo es dar solución al abastecimiento de agua potable de la ciudad de Moche. De necesidad apremiante en la actualidad. Y que ha de tornarse en angustioso y grave en el futuro si es que no se toman las previsiones adecuadas.

Indicaremos los pasos convenientes que se deberán ejecutar para mejorar el servicio de agua potable existente en la actualidad, y efectuaremos el estudio correspondiente que finalmente permita realizar la ampliación de dicho sistema, en el presente proyecto.

## 1.2 UBICACION GEOGRAFICA

La ciudad de Moche se encuentra situada en la provincia de Trujillo, departamento de La Libertad. A siete kilómetros de Trujillo, en dirección sur-oeste. Sus coordenadas geográficas son  $79^{\circ}$  de longitud oeste y  $8^{\circ} 10'$  de latitud sur. Moche es la capital del distrito del mismo nombre, el cual ocupa la parte mas baja del valle de Santa Catalina, regado por las aguas del rio Moche, y posee una extensión aproximada de 104 kilómetros cuadrados. (Ver Plano N° 1 de Moche en el Dpto. de La Libertad). Los límites de la ciudad de Moche tanto por el norte como por el sur lo constituyen terrenos de cultivo. Al este limi-

ta con la línea del ferrocarril que va al puerto de Salaverry y al oeste con la carretera que une Trujillo con el balneario de Las Delicias. Se halla a la distancia de 1.6 Km. del mar y a 2.6 Km. del río Moche. Pasando la carretera Panamericana por el lado nor-este de la ciudad.

### 1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD Y ALREDEDORES

La ciudad de Moche posee un clima templado, seco y agradable. La temperatura oscila entre 20°C y 28°C. Raramente se producen lluvias en el distrito de Moche; sin embargo en los meses de invierno se manifiestan precipitaciones pluviales en forma de llovizna, que caen al amanecer.

En los meses de octubre y noviembre se producen los "vientos de San Andres", que son de considerable intensidad. Apreciándose en los meses restantes los vientos alisios que soplan del mar y el denominado "Virazón" que sopla en las tardes. Moche posee una gran luminosidad solar en los meses de verano. Ejerciendo influencia en su clima la corriente peruana, cuyas aguas frías atemperan el clima de la costa. También ejerce influencia en su clima la corriente del niño.

El suelo de la ciudad de Moche es plano, con una pendiente promedio de 4%. Su altura sobre el nivel del mar es de 100 metros. Y sus calles están orientadas de norte

a sur y de este a oeste. Estando atravezada por una acequia de riego que recorre la calle O'Donovan, cruza la ciudad en todo su ancho con dirección norte a sur y dobla al llegar a la calle Sepúlveda, para dirigirse al mar. Esta acequia tiene una altura promedio de un metro sobre el nivel de las calles que atravieza y una pendiente de dos por mil.

El área de la ciudad es 26 hectáreas. Tiene un Núcleo de Educación Comunal, una Iglesia; el Convento de Santa Rosa y un mercado. Encontrándose gran cantidad de sus casas en proceso de reconstrucción, ciñéndose a los documentos correspondientes al plano regulador de la ciudad confeccionados por la Oficina Regional de la Zona Afectada (ORDEZA).

Actualmente el distrito y la ciudad de Moche están ligados a la ciudad de Trujillo por relaciones económicas, sociales, políticas y culturales. Económicamente Moche es la despensa de Trujillo. De su campiña salen productos alimenticios, materiales de construcción y forrajes; los que son transportados a los mercados de dicha ciudad. Los habitantes de Moche están ligados a Trujillo en el aspecto social, debido a que sus nuevas generaciones están formadas por gente progresista que ha incursionado exitosamente en diferentes esferas de la actividad profesional. Y por lo general su campo de acción se encuentra en Trujillo.

llo. No obstante lo cual ellos prefieren seguir radicando en Moche por razones de comodidad; clima benigno, ambiente apacible y la rapidez para trasladarse entre una y otra ciudad.

La fundación española de Moche se realizó el 21 de octubre de 1549. El Distrito de Moche así como la ciudad se denominan así desde tiempos muy antiguos. El significado de la palabra Moche tiene varias acepciones. Existen escritos en que autores y estudiosos han opinado de distinta manera. Así tenemos: Según el historiador Mario Paz Soldan, el término "Muchi" es una palabra quechua que quiere decir "enjuagar la boca o masticar maíz para hacer chicha"; esto en vista de los hábitos y costumbres de los mocheros sería una acepción muy propia.

Desde el 10 de noviembre de 1906, al antiguo pueblo de Moche se le dió el nombre de Villa de Santa Lucia de Moche. Y la ley que le dió este título dice textualmente:

Ley N° 306.

EL PRESIDENTE DE LA REPUBLICA

Por cuanto: El congreso ha dado la ley siguiente:

El Congreso de la República Peruana.

Ha dado la ley siguiente:

Art. Unico.- Elévese a la categoría de Villa los pueblos de Moche y Salaverry de la Provincia de Trujillo.

Comuníquese al poder ejecutivo para que disponga lo necesa

rio para su cumplimiento.

Dado en la sala de sesiones del Congreso, en Lima a los 25 días del mes de octubre de 1906.

M.C. Barrios Presidente del Senado.- Juan Pardo, Primer Vice Presidente de la Camara de Diputados.- José Manuel Garcia, Senador Secretario.- German Arenas, Diputado Secretario.

Al excelentísimo Sr. Presidente de la República.

Por tanto: Mando se imprima, publíquese, circule y se le de el debido cumplimiento.

Dado en la casa de gobierno, en Lima a los 10 días del mes de noviembre de 1906.

José Pardo.

#### ALGUNOS DATOS SOCIO ECONOMICOS

La ciudad de Moche es el centro comercial de los habitantes de la parte sur del valle del río Moche. Sus pobladores se dedican a la agricultura, a la ganadería y a la pesca; así como a la pequeña industria y a la prestación de servicios en las industrias, factorías y construcciones de ciudades vecinas. Existen numerosas granjas que le dan importancia económica. Llama la atención la ubicación de estas granjas, situadas sobre los arenales, en las margenes del valle del río Moche. Donde para su abastecimiento de agua perforan pozos profundos, con resultados satisfactorios. Una actividad permanente lo

constituye la fabricación de ladrillos de arcilla; los que se queman en los alrededores de Moche, en grandes ladrilleras de confección artesanal, en la cual son maestros competentes los mocheros.

Además, el litoral marítimo cercano le proporciona una considerable riqueza ictiológica, a los hábiles pescadores del lugar; la cual es utilizada por las expertas amas de casa para la alimentación.

Su suelo arcilloso le permite desarrollar la agricultura y la ganadería. La producción lechera de Moche abastece a Trujillo.

#### INDUSTRIAS EN MOCHE

Dentro de sus límites distritales Moche posee escaso desarrollo industrial. Tiene la industria ladrillera, cerámica, curtiembres, tubos de concreto, una fundición, un pequeño astillero, fabricación de esteras y canastas, talleres de pirotecnia, etc.

Sin embargo, en la vecindad del distrito y ciudad de Moche se está produciendo un proceso de industrialización acelerada. Detenida solo temporalmente por la crisis económica y financiera presente (1978). Es así como a 3 Km. de Moche se han establecido numerosas industrias correspondientes al parque industrial de Trujillo, a las cuales debido a la naturaleza de los productos que elaboran se

ha considerado inconveniente que vayan a ocupar las áreas desérticas de la parte norte de la ciudad de Trujillo donde se encuentran establecidas ya otras industrias. Así - tenemos que estas industrias ubicadas muy cerca de Moche son: Fábrica de Motores Diesel, Fábrica de Carrocerías Metálicas, Fábrica de Fideos, Fábrica de Galletas San Jorge. Fábrica de Gaseosas Casinelli, Fábrica de Conservas, Fábrica de Harina de Pescado, Planta Pasteurizadora de Leche, Bloqueteras del Norte, etc. Fenómeno económico este, que aunado a un progresivo programa de reservación de buena tierra industrial en zonas cercanas contribuirá al crecimiento de la ciudad de Moche y al aumento de su población.

### EDUCACION

En la ciudad se encuentra el Núcleo Escolar Comunal N° 9 de Moche, con 4,609 alumnos (enero de 1978). Allí - funcionan los siguientes centros educativos: 1) Centro Base 80047; 2) Escuela Mixta 81022; 3) Colegio Nacional Moche. En los alrededores, perteneciendo al NEC, tenemos : Educación Básica Regular N° 80706 y un Jardín N° 1590 ambos en el Alto Moche. Educación Básica Regular en La Curva de Sum. Con el N° 80082. Y en el Balneario Las Delicias: Jardín N° 1613 y Educación Básica Regular N° 80049. Aparte del NEC se encuentran el Jardín N°1520, el C.E.P. Santo Domingo de Guzman. El Seminario de San Carlos y -

San Marcelo.

### **ORGANIZACION SOCIAL Y POLITICA**

El municipio de la ciudad tiene las siguientes autoridades: Un alcalde, un teniente alcalde, un asesor legal, cuatro síndicos; entre los cuales se distribuyen las sindicaturas de rentas y gastos y las diferentes inspecciones encargadas de la marcha del municipio.

Hay un Juez de Paz, esta autoridad es nombrada por la Corte Superior de Justicia de La Libertad.

Hay una Comandancia del Puesto de la Guardia Civil , al frente de la cual están : Un sub oficial, un cabo adjunto y cinco guardias.

Hay un gobernador, dos tenientes gobernadores en la ciudad y dos en la campiña.

### **EDIFICIOS PUBLICOS**

Se tienen los siguientes: Munifipalidad, Correos, Posta Médica, Iglesia, Sala Comunal, Biblioteca, Mercado y Camal, Museo, tiendas, bares y pequeños restaurantes; of. distrital del Banco de la Nación, oficina del agua potable, planta de bombeo y tanque.

### **COMUNICACIONES**

Hay una autopista asfaltada que lo une a Trujillo

siendo esta vía parte integrante de la carretera Panamericana. Posee una moderna vía asfaltada que lo une con el puerto de Salaverry distante 7 Km. de Moche.

También otra carretera asfaltada lo une al Balneario Las Delicias, distante 1.6 Km.; prolongándose esta vía a lugares de pesca cercanos. Por un lado de la ciudad pasa también la vía de evitamiento del parque industrial de Trujillo, en proceso de construcción.

### RECREACION

La ciudad posee algunos clubs culturales y deportivos. Además tiene áreas dedicadas al deporte, como campos de foot ball, volley y basket ball. Clubs en actividad son: Club Cultural Defensor Moche; Club Independiente de Moche; Club Naranja Mecánica de Moche; Sport Chimú y Club Cultural Deportivo Juventud Moche.

### CONCLUSIONES

Por las condiciones observadas, es previsible el crecimiento y desarrollo de la ciudad de Moche. Hecho concordante con la revolución demográfica que se está produciendo en nuestros días en la generalidad de ciudades, y mayormente en aquellas con perspectivas industriales. Fenómeno que está cambiando la distribución de la población, impediéndola a la formación de grandes urbes. La tendencia a la expansión y el desarrollo existente en la población de Moche y sus alrededores, nos permite afirmar que

esta ciudad crecerá rápidamente en el futuro cercano. Su perando los múltiples problemas que ha de crear esta presión demográfica; hasta convertirse en el punto de concentración del poderío industrial y la cultura de la comunidad que habita en el extenso y soleado valle del río Moche. Uniéndose en esfuerzo a la vecina ciudad de Trujillo, designada polo de desarrollo nacional y centro de la industria automotriz y metal mecánica. Común esfuerzo de superación y progreso que utilizando los recursos de su suelo así como la capacidad empresarial y creadora de sus habitantes sirva al país y a las naciones hermanas de América en el propósito común de alcanzar su integración armónica y racional; que apoyándose en los avances tecnológicos y científicos de la civilización moderna, posibilite el progreso y poderío de estas naciones, para proporcionarles bienestar, salud y felicidad a sus habitantes.

#### **1.4 ESTADO SANITARIO ACTUAL**

En los años siguientes al terremoto de 1970, se acometió la tarea de reparar los daños causados por aquel sismo en el sistema de alcantarillado de la ciudad. Labor que se ha venido efectuando hasta culminar en 1978 con la instalación de la red de colectores de la zona céntrica de la ciudad. Moche presenta actualmente un aspecto higiénico y salubre allí. Falta solamente efectuar la instalación del servicio de desagüe en los jirones y calles

situados en el perímetro de la ciudad y zonas cercanas. -  
Obras que deben estar consideradas en los planes de am  
pliación y mejoramiento del sistema que deberá efectuar -  
la recién formada Oficina Regional de La Libertad (ORDE -  
LIB). Pero cuya ejecución esta paralizada. Razón por la  
que el aspecto higiénico de la zona céntrica contrasta -  
con el existente en las zonas periféricas, a donde no lle  
ga el agua ni existe red de alcantarillado.

-----

## CAPITULO II

### SITUACION DEL SERVICIO EXISTENTE

#### 2.1 AGUA POTABLE

Se entiende por agua potable al agua limpia, exenta de organismos patógenos y sustancias tóxicas, apropiada para el consumo humano y el uso doméstico. La salud de la comunidad servida depende de la calidad del agua que se le proporcione en la cantidad conveniente. Por ello el agua debe reunir condiciones que garanticen su potabilidad. Un estudio de la fuente de abastecimiento que se esté utilizando o de alguna otra que se desee aprovechar, comprenderá los respectivos análisis físico-químicos y bacteriológicos. Esto nos permitirá determinar la calidad del agua y saber si esta es satisfactoria para el consumo humano; o si requiere de algún tratamiento adecuado para convertirla en agua potable.

Características no menos importantes en el agua potable - lo constituyen también el color, olor, sabor, turbiedad y temperatura. Estando comprendida entre los 6 y 16°C la temperatura agradable al paladar.

## 2.2 OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SERVICIO ACTUAL

Las instalaciones existentes para el abastecimiento de agua en la ciudad de Moche son las siguientes:

1. Un pozo de captación del agua subterránea.
2. Una planta de bombeo y sistema de clorinación.
3. Tubería de impulsión.
4. Reservorio de almacenamiento.
5. Tubería de aducción.
6. Red de distribución.

1°. Pozo de captación.- La captación del agua subterránea se realiza mediante un pozo tubular ubicado cerca al cruce de las calles Elias Aguirre y José Galvez. La profundidad del pozo es de unos 40 mts.; su nivel dinámico después de unas dos horas de bombeo es igual a 24.30 - mts. El diámetro del tubo de descarga de la bomba es 6 - pulgadas. Y la Potencia de la Bomba es de 20 Kw., o sea 26 hp. y 1745 RPM. Su rendimiento de esta bomba es 12 - lts/seg. y la presión de salida es 26 lbs/pulg<sup>2</sup>. De este pozo se extrae agua mediante una bomba centrífuga accionada por un motor eléctrico marca Delcrosa S.A. Tipo: R 16024 N° 106821 M. de 20 HP., 380 Watts y 30.5 Amp.

2°. Planta de Bombeo.- Está ubicada sobre el eje del pozo y consta de

- Sala de bombeo
- Sala de clorinación
- Depósito de cloro y herramientas

En el techo de la sala de bombeo se ha dispuesto una abertura de 1.6 x 1.6 m. centrada sobre el eje del pozo. Con vigas de acero.

Para purificar el agua se dispone de un equipo clorador - automático de inyección directa a la tubería de salida - del pozo. El cual está constituido por una botella de cloro marca Wallace & Tiernan, N° de serie: SS2476. Empleándose de 250 a 350 gramos de cloro mensualmente para un volumen de 3500 a 3800 metros cúbicos de agua. Usualmente se utilizan 0.2 a 0.3 ppm. de cloro. Y la cantidad de cloro que se bombea al agua que va al reservorio puede variar de 0.05 a 0.8 ppm.

3°. Tubería de Impulsión.- La tubería de impulsión es de acero; de un diámetro de 6" y tiene 96 m. de longitud. Estando enterrada desde la planta de bombeo hasta el reservorio de almacenamiento.

4°. Reservorio de Almacenamiento.- El reservorio está constituido por un tanque elevado que tiene la forma de un cilindro circular recto; cerrado en su parte superior por una cúpula poco profunda. El material empleado en su construcción es concreto armado. Habiéndose utilizado un concreto de  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$ . El diámetro interior del cilindro es: 12 metros, su altura es 4.15 m. Siendo de 5.70 m. la altura en el punto mas elevado de la cúpula. Y la altura útil

del agua es 3.75 m., teniendo una capacidad de 400 metros cúbicos.

El reservorio esta dotado de una entrada para inspección en el núcleo central del cilindro. Y una abertura central para ventilación en la parte superior de la cúpula. Las tuberías dentro del reservorio y camara de válvulas son de acero. Y las uniones de las válvulas y accesorios poseen bridas empernadas.

Las tuberías y accesorios de este reservorio no estaban aún instaladas el año 1970 en que se produjo el sismo; de modo que el mismo solo afectó a las partes superiores de la estructura recién terminada, como fue el caso de la cúpula. Más no así el resto de dicha estructura ni a las instalaciones; las que se encuentran en buen estado. Razón por la cual considero que este reservorio debe emplearse como tanque de regulación, integrando el sistema de abastecimiento que se va a proyectar en el presente trabajo.

5°. Tubería de aducción.- La tubería de aducción es de acero, tiene un diámetro de 8" y una longitud de 45 metros medidos hasta la entrada de la red. Esta tubería se encuentra en buenas condiciones.

6°. Red de Distribución.- Las tuberías de la red de distribución son de asbesto cemento. Sus tramos están constituidos por tubos de los siguientes diámetros: 8", -

6", 4", y 3 pulgadas. Su longitud es de 2,860 metros y en un 70% están constituidas por tubos de 3". La red empezó a funcionar en 1973 después de las reparaciones que se hicieron a los daños causados por el sismo.

### 2.3 OPERACION Y MANTENIMIENTO DE SERVICIO PROPORCIONADO A ZONAS CERCANAS A LA CIUDAD DE MOCHE

Cercanos a la ciudad de Moche se encuentran el Balneario Las Delicias; el caserío denominado Curva de Sum y el pueblo joven Alto Moche, situados a 1.6 Km.; 1.7 Km. y 1.9 Km. de Moche respectivamente.

El agua en Las Delicias es de gusto salobre, pues se la extrae de zonas cercanas a la orilla del mar. Por esta razón se debe considerar que el sistema actual de abastecimiento de Moche proporcione servicio a los pobladores de Las Delicias; que se encuentran a 1.6 Km. de distancia en terreno descubierto, sin obstáculos y situados en un nivel inferior en 80 ó 90 metros con relación al nivel en que está situado Moche. Por lo que no se requerirá mayor consumo de energía que el necesario para extraer el agua "extra" del subsuelo. Así, el agua discurrirá por gravedad, posibilitando el crecimiento y el progreso de ese hermoso balneario.

Tanto los habitantes del caserío Curva de Sum, como los pobladores que se vienen estableciendo entre dicha localidad y la ciudad de Moche, precisan también que el sistema

de abastecimiento de Moche extienda su servicio hasta ellos. Para evitar que continuen consumiendo agua extraída de pozos superficiales, que no reúne las condiciones indispensables de salubridad.

Asimismo los habitantes de Alto Moche, población de reciente formación y que sin embargo ya abarca una extensión de 16 hectáreas, también sufren las consecuencias del inexistente servicio proporcionado a su comunidad por el sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Moche. A ellos les llega el agua en exigua cantidad de grifos ubicados cada dos o tres cuadras; agua que se toma de un reservorio lejano que abastece a la ciudad de Salaverry, y solo en las horas que el bajo consumo en esa ciudad lo permite. Por esto mayormente confían su abastecimiento al agua transportada en tanques y distribuida o acarreada en latas y baldes proveniente de Moche.

-----

## CAPITULO III

### BASES DE DISEÑO

#### 3.1 POBLACION

La ciudad de Moche (Antiguo) tiene una superficie - aproximada de 26 hectáreas. Posee una población de 4548 habitantes según el censo de 1972. De modo que su densidad demográfica es  $\cdot \frac{4,548 \text{ hab.}}{25.32 \text{ Has.}} = 180 \text{ habitantes/hect.}$

Entre un barrio y otro de esta ciudad no existe gran diferencia. Las casas estan destinadas a vivienda y también a tiendas y talleres. Teniendo la misma densidad de habitantes. Por lo cual se ha homogeneizado en este proyecto el valor de la densidad hallada para toda el área.

#### FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE UN SISTEMA

Los factores que intervienen en el dimensionamiento de la capacidad de un sistema son:

- 1°. El período de diseño
- 2°. La población a servir
- 3°. La dotación asignada

### 3.2 PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño considera el tiempo durante el cual deben prestar adecuado servicio las estructuras del sistema que se va a construir. Cumpliendo con eficiencia la finalidad para la que se les destina. Considerando esto, las obras para el abastecimiento de agua se construyen de dimensiones suficientemente grandes para que satisfagan las necesidades y requerimientos de poblaciones en crecimiento. Y para un período de tiempo futuro económicamente justificable.

No es tarea fácil seleccionar la capacidad inicial o capacidad de diseño. Se requiere habilidad para interpretar las tendencias sociales y económicas; así como un juicio profundo para analizar la experiencia pasada y predecir necesidades futuras.

Para determinar ese período de tiempo, se deberán analizar las posibilidades de desarrollo de la ciudad a la que se va a servir, previendo la forma en que se va a producir ese crecimiento; apoyándose en consideraciones técnico-económicas. Habrá que considerar también los costos de conservación de las instalaciones dentro de ese tiempo previsto. Y se deberá tener presente que los sistemas de abastecimiento de agua están constituidos por estructuras masivas, cuya construcción abarca largos períodos de tiempo. Los que incluyen tuberías e instalaciones

enterradas bajo las calles, cuyo tendido o remoción interrumpe el tránsito creando incomodidad.

La elección de un apropiado período de diseño se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- a. Estimación del tiempo de duración o vida útil del equipo y estructuras componentes. Considerando el desgaste, los deterioros y la depreciación. Hechos estos que son de gran importancia, ya que se van a emplear equipos y accesorios cuya eficiencia disminuye gradualmente Surgiendo la posibilidad de que el diseño de torne anacrónico antes del tiempo previsto, si no se ha tomado en cuenta la vida útil de dichos componentes.
- b. La facilidad o dificultad de ampliar las obras consideradas, contemplando la ubicación de las mismas.
- c. La razón de crecimiento de la población, conocida por anticipado. Así como el consumo de agua efectuado por la comunidad y sus industrias. Conocimientos estos que son de gran importancia, y nos permitirán proceder certadamente eligiendo períodos cortos de diseño para poblaciones de crecimiento explosivo y períodos largos para aquellas de crecimiento moderado.
- d. El estado real de conservación y funcionamiento en que se encuentran las instalaciones del servicio de agua potable de la ciudad para la cual se va a proyectar la ampliación y mejoramiento, al iniciarse el proyecto .

e. Determinación de la población de diseño, o sea el número de personas que van a utilizar el servicio. Lo cual se obtiene mediante métodos estadístico-matemáticos que sólo nos dan valores aproximados. Dependerá del acertado criterio del proyectista lograr estimaciones con el mayor grado de precisión posible.

f. El comportamiento de las obras planeadas durante sus años iniciales. Cuando se espera que soportarán cargas mínimas. Es decir: Las diferentes partes que constituyen el sistema no estarán sometidas a capacidad completa durante su funcionamiento.

A todo esto habrá que agregar consideraciones de gran importancia referentes al aspecto económico y social de la comunidad a la que se va a servir. Estableciendo la capacidad económica de los pobladores, con el mayor grado de certeza que lo permitan las circunstancias. Ya que son ellos quienes en última instancia van a contribuir con su aporte a la solución de su problema de abastecimiento de agua. Interviniendo posteriormente en la buena administración, mantenimiento y operación del servicio.

También deberá tenerse en cuenta el aspecto humano en la etapa de estudios y elaboración del proyecto. Para evitar que el resultado final sea un sistema excesivamente costoso y su recuperación económica exceda las posibilidades de la comunidad.

Tomando en consideración los factores expuestos, así como

las perspectivas de un rápido crecimiento poblacional que se avecina para la ciudad de Moche, y además, las indicaciones del Reglamento Nacional de Construcción establecidas en sus datos básicos de diseño; he fijado un período de diseño de veinte años, para emplearse en los cálculos del dimensionamiento de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Moche. Juzgando además que un período de diseño mayor podría ser inconveniente. Pues entre otras razones, el avance permanente de la tecnología que comprende los sistemas de abastecimiento de agua así lo indica. Tal sucede por ejemplo con los sistemas de presión constante para impulsar el agua. Los que al ser empleados en nuestro medio podrían dejar como obsoletos a los tradicionales tanques elevados de agua. Considero también que un período menor de diseño puede ser antieconómico. Ya que con una parte del sistema actual se puede aún proporcionar satisfactoriamente el abastecimiento de agua a la ciudad durante los próximos diez o quince años. Debido a que el estado de buena conservación de las actuales instalaciones así lo aconseja. Faltaría solamente agregar al sistema actual un nuevo pozo tubular. Diseñado adecuadamente en previsión al arenamiento, que ha sido la principal causa del deterioro y bajo rendimiento del pozo actual. Aquel nuevo pozo que ayudaría al sistema actual, deberá diseñarse con su respectivo equipo de bombeo; tubería de impulsión, caseta, y demás accesorios. Incluyendo entre ellos un sistema de clo

rinación de control automático; a fin de que la alimentación de la solución de cloro sea proporcional al flujo de agua. Y en el cual se cumpla con los requerimientos de las actuales normas para la purificación del agua. En conclusión, nuestro período de diseño es de 20 años.

### 3.2.1 METODOS PARA LA DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA

Para obtener información acerca de la población de una región o de una determinada comunidad, es necesario recurrir a las cifras registradas en los censos de población efectuadas en años recientes. Y en caso extremo de que no hubiesen censos la población se estima a base de muestreo.

Los métodos que se emplean para calcular la población futura se basan en la investigación de hechos que han sucedido en el pasado. Asumiendo que los diferentes factores que contribuyeron al crecimiento poblacional, continuarán interviniendo sin modificación en el futuro Y para ello es necesario reunir información de estudios socio-económicos, así como la mayor cantidad de datos censales.

Empero, no se puede diseñar un sistema de abastecimiento mirando solamente al pasado, y ciñéndose a reglas que se fundamentan en un desarrollo normal de los conglo-

merados humanos. Porque el apremio de las necesidades de nuestras poblaciones y la magnitud de los problemas por resolver deben servirnos de fundamento para que al emplear los métodos que la experiencia y la investigación establecen, los interpretemos correctamente, teniendo presente el ámbito para el cual estamos diseñando en el tiempo presente, sin descuidar por eso el futuro. Razón por la cual hemos de apoyarnos en los conocimientos del pasado, teniendo en cuenta las necesidades del presente; pero mirando también hacia el futuro. En nuestro caso el año dos mil y algo mas allá.

En general, los métodos existentes para calcular la población futura darán resultados aproximados. Ya que las cifras que proporcionan se obtienen extrapolando valores.

Para determinar la población futura de una comunidad es necesario tener presente que las poblaciones aumentan debido a los nacimientos y disminuyen por los decesos. Aumentan o disminuyen por las migraciones, y crecen por anexión. Y que la urbanización y la industrialización introducen cambios económicos y sociales así como también cambios en el crecimiento poblacional.

Entre los cambios deseables que contribuyen a la variación de la población están : La educación, las oportunidades de trabajo, la asistencia médica y la asistencia

social. Mas, entre los cambios indeseables están la formación de barriadas; la contaminación del aire, del agua y del suelo; el apiñamiento y tugurización en las zonas céntricas de las ciudades, etc.

Estos hechos son interdependientes y su generación obedece a diversos factores; económicos, sociales, políticos y culturales, inherentes a la comunidad y a la nación. Y que están influenciados por el avance tecnológico, científico y filosófico del mundo actual en que vivimos. Los cambios en la actividad comercial e industrial se encuentran entre los menos previsibles de los factores que afectan al crecimiento de una población. Y sus consecuencias pueden ser el crecimiento rápido de la población, su crecimiento lento, o la declinación de esa población.

Otros factores que influyen en el crecimiento de una comunidad son:

- a) Buenas perspectivas de ocupación laboral
- b) Facilidades de expansión urbana
- c) Facilidades de transporte
- d) Existencia de servicios básicos
- e) Bonanza económica por la extracción de alguna riqueza natural.
- f) El precio de los terrenos adyacentes urbanizables. Y las condiciones socio económicas de la población.

Basándonos en las cifras de población proporcionadas

por los censos nacionales, calcularemos la población futura de la ciudad de Moche.

Los tres últimos censos nacionales arrojaron los siguientes resultados:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>
1940	2,148
1961	2,939
1972	4,548

### 3.2.2 METODO GRAFICO

Las evaluaciones gráficas ofrecen un medio de liberación de las evaluaciones matemáticas. Por lo que aún cuando estas últimas parecen dar buenos resultados, la mayoría de profesionales en el campo de la ingeniería buscan apoyo para sus estimaciones a partir de la graficación de datos de crecimiento de población producida; proyectados a escalas aritméticas o semilogarítmicas.

Se favorece además la selección del método adecuado, mediante un examen de la curva de población graficada.

El método gráfico mediante el cual determinamos la curva de habitantes versus tiempo lo aplicamos de la siguiente manera: Llevamos a un sistema de ejes coordenados los valores obtenidos por las informaciones de los últimos censos. Colocando en el eje de ordenadas el número de habitantes y en el de abscisas su año respectivo. Graficando de esta manera una curva denominada gráfica de población versus años de censo. La cual prolongaremos has

ta el año en estudio, obteniendo la población correspondiente a dicho año. Esto equivale a la extrapolación de la curva hasta el año futuro señalado, en función de la porción de curva conocida.

Del gráfico N° 1 adjunto obtenemos: Población para 1998 - 11,200 habitantes.

### 3.2.3 METODO DE CRECIMIENTO ARITMETICO

Este método asume que la población crece en forma lineal. Aumentando según una progresión aritmética, cuya razón es el promedio de los incrementos de habitantes. Los valores que se obtienen por este método son generalmente bajos, ya que corresponden a la parte recta de la curva logística. La cual asemeja el crecimiento de la población con el crecimiento de los seres vivos de una colonia bacteriana dentro de un espacio limitado. Correspondiendo la parte recta de esa curva de crecimiento a una etapa inicial del desarrollo de dicha colonia, y por ende de la población comparada. Y este no viene a ser precisamente el caso de la ciudad de Moche, pues como hemos indicado antes, esta población es muy antigua. Y ahora, el aumento de sus habitantes se está produciendo en forma muy rápida. Que no es interpretado correctamente por este método.

La fórmula del método aritmético es:  $P = p + r \times t$

Donde: P = Población futura

p Población actual

r Promedio de incrementos  
 t - Tiempo transcurrido entre P y p, expresado en años.

AÑO	POBLACION	DIFERENCIA	INCREMENTO (Dif./año)
1940	2,148	- -	-.-
1961	2,939	791 en 21 años	38 hab./año
1972	4,548	1,609 en 11 años	146 hab./año

$$r = \frac{38 + 146}{2} = 92 \text{ hab./año}$$

$Pob_{1998} = 4,548 + 92 \times 20 = 6,388$ . Luego: Población<sub>1998</sub> = 6,388 habitantes.

### 3.2.4 METODO DE INTERES COMPUESTO O CRECIMIENTO GEOMETRICO

Este método asume que el crecimiento de la población se efectúa según una progresión geométrica, y compara este crecimiento con el aumento del capital impuesto a interés compuesto. En tal forma que el interés representa el coeficiente de crecimiento por décadas.

La fórmula es:  $P_t = P_o(r)^{t-t_o}$  (1)

$$r = \sqrt[t_1 - t_o]{\frac{P_1}{P_o}}$$
 (2)

Donde:  $P_t$  = Población futura  
 $P_1$  = Población del último censo  
 $P_o$  = Población del penúltimo censo

r = Coeficiente de crecimiento

t = Tiempo (futuro).

	AÑO	HABITANTES
	1940	2148
t <sub>0</sub>	1961	2939 → P <sub>0</sub>
t <sub>1</sub>	1972	4548 → P <sub>1</sub>

Tendremos:

$$r = \left( \frac{4548}{2939} \right)^{1/1.11} = 1.48$$

$$r = 1.48$$

$$P_{1998} = 2939 (1.48)^{1998-1961} = 12,765$$

(1998-1961 = 3.7 décadas)

$$P_{1998} = 12,765 \text{ habitantes}$$

### 3.2.5 METODO DE LA PARABOLA DE SEGUNDO GRADO

Según este método, el crecimiento de la población se realiza siguiendo una curva cuya forma es la de una parábola de segundo grado, cuya ecuación es la siguiente:

$$Y = A X^2 + B X + C$$

Los valores de A y B se hallan con los valores de C, X, y Y; dados como datos. Siendo X e Y coordenadas referidas a un sistema cartesiano.

En nuestro caso tendremos:

AÑO	X	X <sup>2</sup>	Y	C	(Y - C)
1940	0	0	2148	2148	--
1961	21	441	2939	2148	791
1972	32	1024	4548	2148	2400

Sustituyendo valores de cada uno de los tres censos nacionales en la ecuación general, obtendremos las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} Y &= C = 2,148 && \dots\dots\dots (I) \\ 2939 &= A(441) + B(21) + 2148 && \dots\dots\dots (II) \\ 4548 &= A(1024) + B(32) + 2148 && \dots\dots\dots (III) \\ \text{De: (II) : } &441A + 21B = 791 && \dots\dots\dots (IV) \\ \text{De: (III): } &1024A + 32B = 2,400 && \dots\dots\dots (V) \\ \text{De: (IV) : } &B = 37.7 - 21A && \dots\dots\dots (VI) \\ \text{De: (V) : } &B = 75 - 32A && \dots\dots\dots (VII) \\ \text{Igualando (VI) y (VII): } &37.7 - 21A = 75 - 32A ; \\ \text{luego } &A = 3.4 \end{aligned}$$

Reemplazando el valor de A en (VII)  $\cdot B = 75 - 32(3.4) - 33.8$ .

Tendremos:  $A = 3.4$  y  $B = -33.8$

Reemplazando los valores de A y B en la ecuación general tendremos:

$$Y = 3.4 X^2 - 33.8X + 2148$$

Con esta ecuación determinaremos la población futura en el año 1998; en la cual:  $X = 58$ . Tendremos:

$$\begin{aligned} P_{1998} &= 3.4 (58)^2 - 33.8 (58) + 2148 \\ P_{1998} &= 11,626 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

### 3.2.6 DISCUSION DE LOS METODOS

Aplicando diferentes métodos hemos obtenido diferentes valores de población para el año 1998, siendo los siguientes:

<u>METODOS DE CALCULO</u>	<u>POBLACION</u>
a. Método gráfico .....	11,200 hab.
b. Método aritmético .....	6,388 hab.
c. Método Geométrico .....	12,765 hab.
d. Método de la parábola de segundo grado ...	11,626 hab.

#### COMENTARIO

Al graficar los valores de la población obtenidos en cada uno de los censos nacionales, se pudo observar que la curva obtenida presentaba cierta concavidad. Hecho que indicaría que el estado de crecimiento de la población estudiada corresponde a la etapa de crecimiento geométrico. Por lo que desecharemos el resultado obtenido por el método aritmético. Además: El valor que obtuvimos con el método de la parábola de segundo grado, también se aproxima al obtenido con el método geométrico. Por lo que, considerando el notorio crecimiento de población que se está produciendo actualmente en esa ciudad así como en sus anexos y vecindades; podemos juzgar que los valores para el cálculo de la población futura que nos da el método geométrico así como el de la parábola de segundo grado, son los que mejor interpretan dicha realidad. Por ello, considero que para el cálculo de la población futura es recomendable la aplicación del método geométrico; que nos permitirá determinar con mayor precisión la población futura de la ciudad de Moche para el período de diseño fijado.

En consecuencia:  $P_{1998} = 12,765$  habitantes.

### 3.2.7 POBLACION A SERVIR

El diseño de abastecimiento de agua a una población durante un período de tiempo determinado, se hace para un porcentaje de ella y no para toda la población. Y la cantidad de población a servirse, indicada por este porcentaje, debe ser representativa del número de usuarios que se irán conectando a la red pública a través de los años; dentro del lapso de tiempo considerado o período de diseño del proyecto.

El incremento del número de usuarios es inferior al crecimiento de la población. Ya que la posibilidad de servirse del sistema de abastecimiento de agua obedece a factores de diversa índole, tales como: La capacidad económica del habitante, el programa de conexiones domiciliarias en ejecución, el funcionamiento normal del sistema de remoción de aguas servidas, etc. Como en todo diseño de abastecimiento de agua se busca evitar el desperdicio de capital, para proyectar nuestro sistema deberemos basarnos en el número de usuarios y no en la población misma. Porque al final del período de diseño, solo un porcentaje de la población estará servida mediante conexiones al sistema.

La determinación del número de usuarios puede hacerse mediante:

- a) Datos estadísticos de consumo de años anteriores.
- b) Datos de población servida en otras ciudades con características semejantes.
- c) Acuerdos adoptados y sugerencias proporcionadas en congresos que hayan reunido a especialistas; estudiosos y autores de proyectos.

En la ciudad de Moche no se cuenta con datos estadísticos de años anteriores. El año 1970, meses después del terremoto que afectara a esa población, se anotaron 1005 lotes existentes y 254 instalaciones conectadas. Esto ha variado en los años siguientes, pero no existen datos estadísticos de este consumo de agua.

Los datos de población servida de otras ciudades con características semejantes a la de Moche, adolecen de defectos. De tal manera que los porcentajes de población servida en la actualidad no tienen la validez deseada al proyectarlos al futuro.

Por esta razón, para determinar el número de usuarios adoptaré la recomendación establecida en el acuerdo de Punta del Este, Uruguay; realizada en 1967. En la que se determinó que se debe suministrar agua potable al 70% de la población urbana como mínimo, en un lapso de 10 años.

Considerando entonces que el período de diseño fijado es de 20 años, optaré por una población servida del

95%, proporcionando servicio a una mayor población.

Tendremos así, que la población de diseño o población servida para el período fijado en 20 años es :  $12,765 \times 0.95 = 12,126$  habitantes.

Luego: Población de diseño 12,126 habitantes.

### 3.2.8 AREAS DE EXPANSION

Los suelos que rodean a la ciudad de Moche presentan algunas características geológicas que dificultan la construcción de las estructuras que son necesarias para prestar servicio en el abastecimiento de agua y en la remoción de aguas servidas de grandes concentraciones humanas. Tales son la poca profundidad de la napa freática situada a dos metros bajo la superficie del suelo; así como la salinidad de algunas capas de suelo. Y los estratos de suelo constituidos por terrenos de origen aluvial cuaternario, en el que se encuentran capas de arcilla y arena fina de origen eólico que disminuyen la capacidad portante del terreno.

Sin embargo, la solución de los problemas que se originen debido a estas condiciones ambientales ya han sido resueltos por la ingeniería, la industria y la tecnología actuales. Y es aplicando tales conocimientos y experiencia que también se podrán resolver los problemas que se presenten en la zona del valle de Moche ocupada por esta ciudad.

Esta zona presenta asimismo una topografía plana, que no ofrece dificultades respecto a desniveles, para dotarla de los servicios básicos necesarios al sistema que estamos proyectando.

Así, las áreas que pueden calificarse de posible uso para la expansión urbana de Moche están indicadas en el plano N° 2. Y son las siguientes: Por el norte, los terrenos de cultivo laterales a la calle Tambo. Por el este, los terrenos situados a un lado de la calle Elias Aguirre. Hacia el oeste, la extensa zona de terrenos planos situada al costado de la antigua carretera de Salaverry a Trujillo. Y por el sur, toda el área lateral situada a un lado de la Av. Sepúlveda. Constituida por terrenos planos de suave pendiente.

### 3.2.9 DISTRIBUCION DE LA POBLACION Y DENSIDAD

Determinar las capacidades de las obras de captación, tratamiento y conducción del agua son objetivos que tienen que ver con el tamaño de las áreas de terreno así como la cantidad de habitantes a la que se va a servir.

En grandes comunidades, son determinantes las áreas de servicio individual, sus poblaciones y su ocupación. Pero en una ciudad pequeña como la que estamos considerando no existe gran diferencia entre un barrio y otro. Así que no sería práctico diferenciar zonas con diferentes densidades; según estén destinadas al comercio, a la <sup>1n</sup>

dustria o a vivienda, pues toda la población tiene carácter mixto. De tal manera que para determinar las densidades de Moche dividiremos a la ciudad en dos zonas:

- Zona actual
- Zona de expansión futura

La densidad demográfica de la zona actual de la ciudad (Censo de 1972), según se anotó antes es de 180 Hab./Ha. Valor relativamente bajo con respecto a otras poblaciones de este tipo. Estudios realizados por la Oficina de Planeamiento y Desarrollo Urbano de ORDEZA (Organismo Regional de Desarrollo de la Zona Afectada) indican que se va a incrementar la población; pudiendo llegar a una densidad de 230 hab./ha. en la zona actual dentro de un período de veinte años. Zona actual que se ha extendido a más de 30 has. en años inmediatamente posteriores al terremoto del año 1970.

Aceptando que la densidad futura en la zona actual sea esta, y tomando las dimensiones para área actual, determinadas por los planos para remodelación de Moche trazados por las Oficinas de ORDEZA, el número de habitantes que ocuparán el área de la zona actual dentro de 20 años será:

$$(230 \text{ Hab./Ha}) \times (33.5 \text{ Ha.}) = 7,705 \text{ hab.}$$

Como la población según los cálculos efectuados, será dentro de 20 años igual 12,765 habitantes; de los cuales tomamos el 95% que es la población servida, o sea

12,126 habitantes. Tendremos que en la futura zona de expansión urbana la población será: 12,126 hab. - 7,705 hab. = 4,421 hab. Y como la zona de expansión tendrá una densidad de 170 hab./ha. debido a que tendrá zonas de recreación y mas áreas verdes que la zona actual; entonces el área de la zona de expansión será:

$$4,421 \text{ hab.} / 170 \text{ hab./ha.} = 26 \text{ Has.}$$

Cifras que concuerdan con las del área para expansión urbana determinadas en el Plano N° 2 trazado por la Oficina de ORDEZA.

Así, el área total de la ciudad, requerida por consideraciones demográficas para dentro de 20 años será : 33.5 Has. ocupadas por la población actual, mas 27 Has. determinadas por el proyecto de ORDEZA, valor muy aproximado al que hemos encontrado. En total 61 hectáreas, aproximadamente. En el Plano N° 2 (Diseño de ORDEZA) señalamos con líneas de trazo continuo la zona actual y con trazo discontinuo el área de la zona de expansión propuesta por las oficinas de ORDEZA (Oficina Regional de la Zona Afectada). Cuyas medidas coinciden con las nuestras, ya que estamos efectuando el proyecto teniendo presente las disposiciones establecidas por dicha oficina para la remodelación y ampliación de la ciudad de Moche.

Así, tenemos que el área total futura de la ciudad de Moche, disponible para dentro de 20 años es 61 hectáreas , considerando la pequeña área de expansión industrial indi-

cada por ORDEZA y que abarca 3.5 Has. situadas en la zona Nor Oeste de la ciudad.

Tenemos así una satisfactoria concordancia entre el área para expansión y equipamiento requerida por el crecimiento de la población, y el área disponible para satisfacer tal requerimiento. Las que estando ubicadas tal como nos muestra el Plano N° 2, nos permitirán diseñar una red de distribución acorde con la disponibilidad de agua de buena calidad; la ubicación de cuya fuente de abastecimiento así como del reservorio de almacenamiento lo indicamos más adelante.

### 3.3 DOTACION ASIGNADA

CONSIDERACIONES GENERALES.- Dotación es la cantidad de agua asignada para el consumo de la población, la que será proporcionada por un sistema de abastecimiento. Considerándose a cada persona como la unidad de asignación La dotación es una estimación; sin embargo en una población nueva partimos de la dotación. La cantidad de agua que se deberá proporcionar depende del tamaño de la población, así como del nivel de vida y costumbres de los habitantes y de la tarifa o precio que paga cada usuario por el consumo de agua. Pues el abastecimiento de agua es una industria, y como tal cuesta. También influye en el grado de consumo de agua, el clima del lugar. Siendo mayor el consumo en regiones calurosas.

### 3.3.1 DETERMINACION DE LA DOTACION

Para estimar la dotación, seguiré las normas establecidas por el Reglamento Nacional de Construcciones. y también tendré en cuenta las características propias de la zona para la cual se está efectuando el proyecto.

#### DOTACIONES ESTABLECIDAS POR EL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCION

<u>Tamaño de la Población</u>	<u>Tipo de Clima</u>	
	Frio	Templado y cálido
De 2000 a 10,000 hab.	120 lit/hab/día	150 lit/hab/día
De 10,000 a 50,000 hab.	150 lit/hab/día	200 lit/hab/día
Más de 50,000 hab.	200 lit/hab/día	250 lit/hab/día

Según el Reglamento para la ciudad de Moche le corresponderá una dotación de 200 lit/hab/día. Puesto que pasa de los diez mil habitantes la población de diseño, y se encuentra en clima cálido.

No obstante esto, tendremos en cuenta que los especialistas que analizan los fundamentos en que se apoya la determinación de volúmenes y caudales para el abastecimiento de agua, establecen dotaciones para las diferentes aplicaciones que se da al agua; considerándolas en la forma siguiente:

- Consumo doméstico
- Consumo público
- Consumo comercial e industrial
- Pérdidas o fugas del sistema

Por lo que determinaremos también la dotación total siguiendo este método. Que parece mas acorde con la realidad de poblaciones cuyas características difieren de las demás ciudades.

### 3.3.2 CONSUMO DOMESTICO

El consumo doméstico se origina en los predios a través de las conecciones. Empleándose el agua para la alimentación, bebida, higiene, lavado, riego de jardines. Asignándose de 80 a 85 lts/hab/día en la siguiente forma:

- Para bebida, cocina y limpieza .....	20 lts/hab/día
- Para lavado de ropa .....	10 lts/hab/día
- Para el inodoro (dos descargas) ....	20 lts/hab/día
- Para una ducha .....	30 lts/hab/día
Total de consumo doméstico	80 lts/hab/día

### 3.3.3 CONSUMO PUBLICO

Es el consumo correspondiente al gobierno municipal. Empleado en el riego de parques y jardines, gasto de piletas y fuentes ornamentales; limpieza pública y otros servicios municipales. Los valores promedios fijados por algunos especialistas son:

- Steel .....	41 lts/hab/día
- Fair-Geyer .....	38 lts/hab/día

Aceptándose según estos últimos autores una variación com

prendida entre 20 a 75 lts/hab/día.

Asignaremos 25 lts/hab/día para consumo público.

### 3.3.4 CONSUMO COMERCIAL E INDUSTRIAL

En estos días la actividad comercial e industrial en la ciudad de Moche es relativamente pequeña. En este sentido la dotación de agua para satisfacer estos usos es también pequeña. Sin embargo este hecho es solo la etapa final de un largo período de tiempo que va llegando a su fin. Lo podemos observar al recorrer la ciudad y sus alrededores. Al recorrer la región en la que se encuentra ubicada y también revisando las estadísticas de los censos nacionales. Además, lo podemos verificar en las numerosas fábricas que se están estableciendo en el trayecto de Moche a Trujillo. Acogiéndose a disposiciones que modifican una zona que era considerada pre-urbana a zona industrial.

Hay un despertar industrial en toda la zona cercana a la ciudad. Momentaneamente frenado por la crisis económica y financiera que enfrentamos actualmente. Y podemos afirmar que la industria en sus mas variadas formas; con sus dificultades y sus apremios; con sus promesas y realizaciones, se establecerá firmemente en esta ciudad y sus alrededores, modificando su estado actual. Y en base a estas consideraciones fijaré una dotación de 76 lts/hab/día para el consumo comercial e industrial. Ya que este

es un valor considerado como el mínimo por especialistas como Fair, de gran competencia en la materia.

### 3.3.5 PERDIDAS O FUGAS EN EL SISTEMA

Por variadas razones, las pérdidas y desperdicios del agua son inevitables en los sistemas de abastecimiento. Estas se presentan generalmente en las uniones defectuosas, en válvulas y contadores. Considerando que las redes de distribución raramente son perfectamente herméticas y que en redes bien tendidas estas pérdidas representan un 10% o un 15% del consumo total. Aquí consideraremos una pérdida del 10% del consumo total. Tendremos entonces:

- Consumo doméstico .....	80 lts/hab/día
- Consumo público .....	25 lts/hab/día
- Consumo comercial e industrial .....	<u>76 lts/hab/día</u>
Consumo total .....	181 lts/hab/día
Mas pérdidas y desperd. 10 % del consumo total .....	<u>18 lts/hab/día</u>
Valor Total .....	199 lts/hab/día

Este valor total es mayor que el que establece el reglamento, que es de 150 lts/hab/día según vimos. Y lo adoptaremos teniendo presente las características de la ciudad descrita antes. Redondeando este valor para establecer finalmente una dotación de 200 lts/hab/día.

Valor que coincide con el que establece el R.N.C. para pobs. comprendidas entre 10,000 y 50,000 habitantes para clima cálido. Luego: Dotación = 200 lts/hab/día.

### 3.4 VARIACIONES EN EL CONSUMO

Para diseñar adecuadamente las tuberías de abastecimiento, los depósitos de servicio así como las redes de distribución y demás instalaciones del sistema de abastecimiento de agua que estamos efectuando, tendremos en consideración que la cantidad de agua consumida por la población sufre variaciones con el transcurso del tiempo. Variaciones que consideramos normales, y son tanto mayores cuanto mas pequeña es la comunidad servida. Modificándose su valor con las estaciones, los días y las horas. Aumentando en los calurosos meses de verano, y aumentando o disminuyendo en los días de la semana según sean estos días laborables o de descanso; para dar origen a las variaciones diarias. Y variando también en las diferentes horas del día; presentando un consumo mínimo en las primeras horas de la mañana, el cual aumenta en las horas siguientes hasta llegar a un consumo máximo al medio día, para continuar variando en las horas restantes; originando las variaciones horarias.

La capacidad del sistema debe permitir estas variaciones en el consumo. Porque debemos proporcionar igualmente la cantidad como la calidad del agua.

Las variaciones se expresan usualmente como relaciones con respecto a la demanda promedio.

### 3.4.1 VARIACIONES DIARIAS

Al término de un año de consumo de agua por una población, podemos determinar un volumen diario. El Consumo Promedio Diario (Qpd), que es una cifra real, se obtiene dividiendo el Consumo Anual entre los 365 días del año.

$$Qpd = \frac{\text{Consumo Anual}}{365 \text{ días}}$$

Pero comprendemos que todos los días no se consume igual cantidad de agua. Hay variaciones en el consumo diario, estas son las variaciones diarias. Empero, un día cualquiera del año el consumo será mayor que cualquiera de los otros. Ese será el día de máximo consumo o máximo anual de la demanda diaria, y el caudal consumido será el Caudal Máximo Diario (Qmd). Y se denomina "Variaciones Diarias" a la relación entre el consumo del día de máxima demanda y el Consumo Promedio Diario Anual.

Las variaciones diarias se miden y representan mediante el coeficiente  $K_1$ , que se obtiene al dividir el consumo del día de máxima demanda o gasto máximo diario (Qmd) entre el Consumo o Gasto Promedio Diario Anual existente (Qpd). Así :

$$K_1 = \frac{\text{Consumo del Día de Máxima Demanda}}{\text{Consumo Promedio Diario Anual}}$$

o también :  $K_1 = \frac{Qmd}{Qpd}$  .  $K_1$  no tiene unidades.

El factor mas importante que influye en el valor de  $K_1$  es el clima. Y la temperatura del medio ambiente de terminará el consumo de agua. Por ello, teniendo en cuenta que el clima caluroso de Moche en los días de verano, así como su cercanía al balneario Las Delicias influirán en el consumo máximo, afectando al coeficiente de variación diaria; adoptaré para este coeficiente el valor de:  $K_1 = 1.5$ ; ( $K_1 \rightarrow 1.2$  a  $1.5$ ).

Con las variaciones diarias buscamos la fuente y la línea de conducción, para satisfacer este día de máximo consumo ( $Q_{md}$ ).

### 3.4.2 VARIACIONES HORARIAS

La naturaleza de la población a la que se va a abastecer, las costumbres y modo de vida de sus habitantes - así como sus actividades económicas son factores que influyen en las variaciones que se producen en el consumo del agua en las diferentes horas del día, durante todos los días del año, denominadas : Variaciones Horarias.

Las variaciones horarias en un día cualquiera se miden y representan por el coeficiente  $K_2$ , que se obtiene - al dividir el consumo de la hora de máxima demanda, o Consumo Máximo Horario ( $Q_{mh}$ ) entre el consumo o Gasto Promedio Horario ( $Q_{ph}$ ).

$$K_2 = \frac{\text{Consumo de la hora de Máxima Demanda}}{\text{Consumo Promedio Horario}}$$

$$\delta \quad K_2 = \frac{Q_{mh}}{Q_{ph}}$$

$K_2$  no tiene unidades, y suele expresarse en porcentaje del consumo promedio diario.

En poblaciones pequeñas de zonas agrícolas o ganaderas donde la actividad económica predominante es una sola, este coeficiente será alto. En cambio el mismo será bajo para poblaciones que tengan diferentes actividades económicas y pasen de los diez mil habitantes. Ya que las horas de mayor consumo se producirán en forma dispersa; originando una menor desviación de dichos valores con respecto al consumo promedio horario.

Para determinar el valor de  $K_2$  tendremos presente que al diseñar la red de distribución necesitaremos que satisfaga la Máxima Demanda Horaria ( $Q_{mh}$ ) que pueda producirse en el día de máximo consumo ( $Q_{md}$ ).

Como se pueden graficar los valores de los volúmenes horarios consumidos durante los 365 días del año, obteniéndose 365 curvas que darán el  $Q_{mh}$  respectivo de cada día. De ellas solo tomamos la más crítica. Es decir: Tomamos el consumo de las 24 horas del día de mayor consumo y dividiendo el volumen diario consumido entre las 24 horas de ese día obtenemos el consumo promedio horario ( $Q_{ph}$ ).

Luego ese día se dará también el Consumo Máximo Horario ( $Q_{mh}$ ) máximo de todos. O sea el  $Q$  máximo maximorum ( $Q_{mmh}$ ).

O sea que: Si el máximo consumo horario ( $Q_{mh}$ ) se produce el día de máximo consumo ( $Q_{md}$ ), tendremos que aquel será el máximo maximorum ( $Q_{mmh}$ ).

Y el caudal que emplearemos para el diseño de la red de distribución será el ( $Q_{mmh}$ ).

Tendremos entonces el coeficiente  $K_3$  del máximo anual de la demanda horaria.

$$K_3 = \frac{Q_{mmh}}{Q_{pd}} \quad , \quad \text{y también : } Q_{mmh} = Q_{pd} \times K_3$$

O sea que :  $Q$  de diseño =  $Q_{mmh} = \text{Consumo promedio diario} \times K_3$

$$Q_{mmh} = Q_{pd} \times K_3 \quad (1)$$

Y como también:

$$Q \text{ de diseño} = \text{Consumo promedio diario} \times K_1 \times K_2$$

$$Q_{mmh} = Q_{pd} \times K_1 \times K_2 \quad (2)$$

De (1) y (2) obtenemos:  $K_3 = K_1 \times K_2$ . Cuiéndome a lo establecido por el Reglamento que indica que para poblaciones pequeñas,  $K_3$  tiende a ser mayor, y el mismo Reglamento establece  $K_3 = 2.5$  para poblaciones de menos de 10,000 Hab.; adoptaré como coeficiente de máximo anual de la demanda horaria el valor de  $K_3 = 2.5$  y con los valores anteriores de  $K_1 = 1.5$  y  $K_3 = 2.5$  obtendremos el valor de  $K_2$ :

$$K_2 = \frac{K_3}{K_1} = \frac{2.5}{1.5} = 1.6 \quad , \quad \text{para el coeficiente de variación}$$

horaria de cualquier día del año.

Así, en nuestro caso tomaremos  $K_2 = 1.6$  y estas son las condiciones críticas para el diseño.

### 3.4.3 CONSUMO PROMEDIO, MAXIMO DIARIO Y MAXIMO HORARIO - PARA EL SISTEMA

1. Período de diseño = 20 años.
2. Población de diseño = 10,212 habitantes  
(o población servida para el período fijado en 20 años)
3. Dotación = 200 lit/hab/día.
4. Coeficientes de Variación :

a) Coeficiente de variación diaria :  $K_1 = 1.5$

$$K_1 = \frac{Q_{md}}{Q_{pd}} \text{ , y según el reglamento (1.2) } K_1 \approx 1.5$$

b) Coeficiente de variación horaria :  $K_2 = 1.6$

$$K_2 = \frac{Q_{mh}}{Q_{ph}} \text{ , lo obtenemos hallando primero el coeficiente } K_3 \text{ de variación de la máxima demanda anual}$$

Y según el Reglamento Nacional :  $K_3 = 2.5$  para poblaciones menores de diez mil habitantes.

Según vimos. Luego :  $K_1 = 1.5$ ;  $K_2 = 1.6$ ;  $K_3 = 2.5$

5. Consumo Total de agua por un año ( $Q_{tot}$ )

$$Q_{tot} = (\text{Población de diseño}) \times (\text{Dotación}) \times (\text{Tiempo})$$

$$Q_{tot} = (10,212 \text{ hab}) \times \left(200 \frac{\text{lit}}{\text{hab} \times \text{día}}\right) \times (365 \frac{\text{días}}{\text{año}}) \times$$
$$\left(\frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ lit}}\right) = 745,476 \frac{\text{m}^3}{\text{año}}$$

$Q_{tot} = 745,476 \frac{\text{m}^3}{\text{año}}$  Es el consumo total de agua por año.

6. Consumo Promedio Diario ( $Q_{pd}$ )

$$Q_{pd} = \text{Número de habitantes} \times \text{dotación}$$

a) En  $\text{m}^3/\text{día}$  :

$$Q_{pd} = 10,212 \text{ hab.} \times \frac{200 \text{ lit.}}{\text{hab.} \times \text{día}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ lit}} = 2,042 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

b) En lits./seg:

$$Q_{pd} = 10,212 \text{ hab.} \times \frac{200 \text{ lit.}}{\text{hab.} \times \text{día}} \times \frac{1 \text{ día}}{86,400 \text{ seg.}} = 23.6 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$
$$= 24 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$

### 7. Consumo Máximo Diario (Q<sub>md</sub>)

a) En  $\frac{\text{m}^3}{\text{día}}$

$$Q_{md} = Q_{pd} \times K_1 = 2,042 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 1.5 = 3,063 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

b) En  $\frac{\text{lit}}{\text{seg}}$  :

$$Q_{md} = Q_{pd} \times K_1 = 23.6 \frac{\text{lit}}{\text{seg}} \times 1.5 = 35 \frac{\text{lit}}{\text{seg}} \therefore Q_{md} = 35 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$

Según el reglamento : Cuando no se disponer del estudio del Diagrama Masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda, se adopta como capacidad de regulación el 25% del promedio anual de la demanda. En nuestro caso sería : 25% de  $3,063 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 766 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$  . Volumen del reservorio de cabecera.

Asimismo, según el reglamento : La fuente de abastecimiento en forma directa o con obras de regulación deberá asegurar el caudal máximo diario. Y la capacidad de la estructura de las obras de conducción deberá permitir el transporte del caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria; en nuestro caso :  $35 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$  . Denominándose obras de conducción a las estructuras que transportan el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o a un reservorio.

8. Consumo Máximo Horario (Máximo Maximorum)

a) En  $\frac{m^3}{día}$  .

$$Q_{mmh} = Q_{pd} \times K_3 = Q_{pd} \times K_1 \times K_2 = Q_{md} \times K_2$$

$$Q_{mmh} = 3,063 \frac{m^3}{día} \times 1.6 = 4,900 \frac{m^3}{día}$$

b) En  $\frac{lit}{seg}$

$$Q_{mmh} = Q_{md} \times K_2 = 35 \frac{lit}{seg} \times 1.6 = 56 \frac{lit}{seg} \therefore Q_{mmh} = 56 \frac{lit}{seg}$$

$$Q_{mmh} = 56 \frac{lit}{seg}$$

El reglamento establece que para el abastecimiento de las poblaciones en las que se considere servicios contra incendio, se utilizará la cifra mayor resultante de la comparación entre:

El Caudal correspondiente máximo anual de la demanda diaria ( $Q_{md}$ ) mas la demanda de incendio. O sea  $35 \frac{lit}{seg}$  mas  $Q$  de incendio; y el Caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria.

$$O \text{ sea } 56 \frac{lit}{seg}$$

### 3.4.4 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

En un sistema de abastecimiento de agua, no hay una permanente coincidencia entre los valores del caudal de agua captada de la fuente y el caudal de agua consumida por la población y demás usuarios del sistema. El caudal captado, que constituye el suministro o flujo entrante en el sistema solamente coincide con la demanda o consumo

exigida por la población o por las necesidades del sistema en sus valores totales diarios. Sin embargo, esta coincidencia no se produce durante las horas del día.

Generalmente por las mañanas, el caudal que se suministra al sistema es mayor que el caudal consumido. Y por las tardes el caudal consumido es mayor que el suministrado. Es por esta razón que para asegurar un servicio adecuado y sin interrupción, se debe construir en un lugar conveniente un reservorio de cabecera, o reservorio de regulación; que almacene el agua en un determinado tiempo, abasteciendo el consumo de la población en forma continua. O un reservorio flotante que almacenará el agua en las horas de menor consumo y la suministrará en las horas de mayor consumo. Lográndose mediante estos dispositivos de control y compensación un proceso de abastecimiento eficiente y seguro.

Para el diseño y cálculo del reservorio de cabecera tendremos en cuenta que el consumo del día de máximo consumo nos da la cifra de la fuente que necesitamos. Caudal que será de entrada en el reservorio de cabecera, 35 lts./seg. en nuestro caso.

### 3.4.5 VENTAJAS DEL EMPLEO DE ALMACENAMIENTO

El empleo de reservorios de almacenamiento presenta las siguientes ventajas:

1. Se mantiene una presión mínima en el sistema. Necesaria para su buen funcionamiento.
2. Permite compensar las variaciones horarias que se producen al aumentar o disminuir el consumo.
3. Hace posible efectuar la reparación de tuberías y conexiones en la línea de conducción, sin interrumpir la satisfacción del consumo de agua.
4. Facilita la regulación y mejora de los gastos y las presiones. Evitando que el abastecimiento proporcione una carga menor que la que debe dar la presión mínima requerida.
5. Se dispone permanentemente de un volumen almacenado en reserva contra incendio y emergencias.
6. Dan seguridad a la población; disminuyendo los costos en la red de distribución de agua, al permitir que las tuberías trabajen uniformemente.

### **3.4.6 CAPACIDAD DEL RESERVORIO PARA ALMACENAMIENTO DE SERVICIO**

La capacidad del reservorio para almacenamiento de servicio se determina sumando los volúmenes de los tres componentes principales siguientes: 1º.- Volumen necesario para compensar las variaciones horarias. O sea, para compensar las continuas diferencias que se producen entre el caudal de agua que se suministra y el que se consume en un día. Y regular así el abastecimiento. Llamado por

eso almacenamiento compensador o almacenamiento de operación; 2°.- Volumen de reserva contra incendios; 3°.- Volumen de reserva en previsión de emergencias.

La suma de estos tres volúmenes parciales nos dará - el volumen del reservorio para almacenamiento de servicio.

### 3.4.7 VOLUMEN PARA COMPENSAR LAS VARIACIONES HORARIAS

Para calcular el volumen del almacenamiento compensador, es necesario disponer de registros de las variaciones horarias del consumo de la ciudad o sistema al que se va a servir. Pero como en la actualidad la ciudad de Moche carece de esos datos, por no haberse llevado un registro cuidadoso de los mismos, determinaré este volumen, - adoptando el valor que se obtenga al efectuar el estudio del diagrama masa correspondiendo a las variaciones horarias de la demanda; para lo cual asumiré datos coincidentes con las condiciones de esta ciudad, tomando en cuenta la información existente de poblaciones con características semejantes; tal como la ciudad de Huacho por ejemplo, que si cuenta con registros de esta naturaleza y van a - servir para el presente proyecto. Para el cual finalmente emplearemos un Qmd de 31 lts./seg.; que está mas acorde con la realidad, si lo comparamos con el de otras ciudades pequeñas similares a Moche. Valor algo mas conservador, pero muy importante por razones económicas.

En el cuadro con las variaciones horarias que presen

tamos a continuación, estos valores están dados en porcentajes respecto al promedio anual de la máxima demanda diaria (Qmd lits./seg.) .

CUADRO DE VARIACIONES HORARIAS

HORAS	CONSUMO MAXIMO DIARIO (Qmd) En Lits./seg.	CONSUMO EN POR CENTAJE DEL - MAXIMO DIARIO (% del Qmd).	CONSUMO (En Lts/ Seg)
0 - 1	31	30	9.3
1 - 2	31	30	9.3
2 - 3	31	30	9.3
3 - 4	31	40	12.4
4 - 5	31	45	13.9
5 - 6	31	80	24.8
6 - 7	31	120	37.2
7 - 8	31	135	41.8
8 - 9	31	125	38.7
9 - 10	31	125	38.7
10 - 11	31	130	40.3
11 - 12	31	135	41.8
12 - 13	31	140	43.4
13 - 14	31	145	44.9
14 - 15	31	180	55.8
15 - 16	31	140	43.4
16 - 17	31	135	41.8
17 - 18	31	115	35.6
18 - 19	31	110	34.1
19 - 20	31	100	31.0
20 - 21	31	95	29.5
21 - 22	31	90	27.9
22 - 23	31	60	18.6
23 - 24	31	45	13.9

A partir del cuadro de variaciones horarias anterior, se podrá construir otro cuadro de valores en el que estarán contenidos los consumos acumulados horarios; con los que se grafica el diagrama masa que nos permitirá calcular el volumen del almacenamiento compensador, denominado también almacenamiento de operación.

Previamente graficamos los valores del cuadro de variaciones horarias y obtenemos la Gráfica N° 2.

CUADRO DE CONSUMOS HORARIOS ACUMULADOS

HORAS	CONSUMO EN PORCENTAJES ACUMULADOS DEL MAXIMO DIARIO (% Acumulado del Qmd)	CONSUMO ACUMULADO (En Lts/Seg)
0 - 1	30	9.3
1 - 2	60	18.6
2 - 3	90	27.9
3 - 4	130	40.3
4 - 5	175	54.2
5 - 6	255	79.0
6 - 7	375	116.2
7 - 8	510	158.0
8 - 9	635	196.7
9 - 10	760	235.4
10 - 11	890	275.7
11 - 12	1025	317.5
12 - 13	1165	360.9
13 - 14	1310	405.8
14 - 15	1490	461.6
15 - 16	1630	505.0
16 - 17	1765	546.8
17 - 18	1880	582.4
18 - 19	1990	616.5
19 - 20	2090	647.5
20 - 21	2185	677.0
21 - 22	2275	704.9
22 - 23	2335	723.5
23 - 24	2380	737.4

Estos valores se llevan a la gráfica N° 3, cuya representación es el diagrama masa que nos permitirá calcular el volumen del almacenamiento compensador.

En dicha gráfica, para nuestras condiciones de suministro entrante estable durante 24 horas, obtenemos el volumen del almacenamiento compensador sumando las ordena -

das máximas entre la línea de consumo o demanda y la de suministro o flujo uniforme.

Así tendremos :  $I + II = 350\% + 100\% = 450\%$  del Qmd. acumulado.

$Y : 4.50 \times 31 \text{ lts./seg.} \times 3.6 = 502 \text{ m}^3/\text{hora}$

Luego : Volumen compensador  $V = 502 \text{ m}^3$

### 3.4.8 ABASTECIMIENTO POR BOMBEO

El transporte del agua desde la fuente de captación hasta el reservorio es mediante el bombeo a través de tuberías, del agua subterránea captada de un pozo tubular - que en la actualidad (1978) rinde 8 lts./seg. Según datos del Ministerio de Agricultura. Este pozo, al que denominaremos pozo N° 1 existente, está ubicado en la cuarta cuadra de la calle Elias Aguirre en el cruce con la calle José Galvez, a 96 mts. del reservorio existente. El cual es de concreto armado; de 400 m<sup>3</sup> de capacidad. Este reservorio fue construido en 1968. Y el régimen de explotación del pozo actual es : 30 días al mes; 8 horas al día; durante todo el año.

El escaso número de horas de bombeo que observamos - en el pozo actual se debe al pequeño volumen de almacenaje necesario en la fecha en que se efectuaron las mediciones (6.4.77).

Para el proyecto en estudio debemos determinar correctamente el período de bombeo. Considerando que es -

conveniente efectuar el bombeo durante las horas de mayor consumo; en las cuales disminuye el agua almacenada. Así pues, tanto la hora de bombeo como el número de las horas de bombeo, son función del almacenamiento de agua necesario. Y es importante determinar un volumen mínimo de almacenamiento.

### 3.4.9 CONDICIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA DETERMINAR EL NUMERO DE HORAS DE BOMBEO

1. El volumen de almacenamiento será menor cuanto mayor sea el número de horas de bombeo del flujo entrante.
2. A menor número de horas de bombeo, el diámetro de las tuberías deberá ser mayor.
3. Los salarios del personal que opera el sistema ascenden a un monto mayor cuanto mayor sea el número de horas de bombeo.
4. Deberemos considerar también que el sistema más económico no siempre será el más aceptable.

Establecemos acá que el reservorio actual deberá seguir usándose para el período de diseño del presente proyecto. Pero habrá que extraer el agua de uno o dos pozos tubulares más, los cuales en conjunto con el existente deberán proporcionar un suministro comprendido entre 30 ó - 35 lts./seg.

Ahora : Considerando diferentes períodos de bombeo , que comprendan distintas horas del día, determinaremos me

diante las gráficas del diagrama masa los caudales para el almacenamiento de regulación de las variaciones horarias, o almacenamiento compensador. Valores que anotamos en el cuadro respectivo. Y de ellos adoptaremos el mas conveniente.

HORAS DE BOMBEO	INTERVALO DE TIEMPO	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO (En m <sup>3</sup> )
8 horas	7 am - 15 pm	<u>1,411</u>
	8 am - 16 pm	<u>1,404</u>
10 horas	6 am - 16 pm	<u>1,120</u>
	8 am - 18 pm	<u>1,127</u>
12 horas	6 am - 18 pm	842
	8 am - 20 pm	892
14 horas	6 am - 20 pm	608
	8 am - 22 pm	688
16 horas	4 am - 20 pm	468
	6 am - 22 pm	403

A partir de los valores obtenidos en el cuadro anterior y teniendo en cuenta las consideraciones antes expuestas, llegamos a la conclusión de que se deberá bombear 16 horas diarias en forma continuada a partir de las 6 am. hasta las 22 pm. Almacenándose un volumen de 403 m<sup>3</sup> Como el volumen del reservorio existente en la actualidad es de 400 m<sup>3</sup>; el mismo satisficera el almacenamiento de la demanda requerida por las variaciones horarias solamente.

Sin embargo, como el rendimiento del pozo actual es de 12 lts/seg. y no satisface el requerimiento determinado

en 31 lts/seg. será necesario perforar uno o dos pozos más cuyo rendimiento en conjunto satisfaga el suministro de entrada requerido; que es mayor al actual.

En conclusión : El volumen para compensar las variaciones horarias será de 403 metros cúbicos.

### 3.5 VOLUMEN DE RESERVA CONTRA INCENDIO

Para determinar el volumen de agua que se deberá almacenar contra incendio, se tendrá en consideración el tipo de construcciones existentes; su densidad, la naturaleza y el costo del contenido de los edificios así como su grado de resistencia al fuego. También ha de tomarse en cuenta la extensión y el volumen del incendio una vez que el se haya producido.

Como ya lo indicamos antes, en el proyecto que estamos efectuando asumimos para un futuro cercano, el establecimiento de industrias en el área de la ciudad de Moche y alrededores. Y se conoce que las industrias importantes poseen sistemas independientes contra incendio. Con bombas de alta capacidad a alta presión; pero dependen de las obras hidráulicas del sistema general de abastecimiento para su suministro.

Los sistemas de abastecimiento contra incendio presentan un estado hidráulico similar al de los abastecimientos que se efectúan a las secciones elevadas de una

comunidad, en los que sus tuberías son independientes; estando incorporados en sistemas de distribución separada, con almacenaje de servicio también independiente. Estos servicios son alimentados por bombas que toman el agua del suministro principal y elevan su presión hasta valores requeridos.

En el presente proyecto agregaremos la demanda contra incendio, no obstante de que representa un porcentaje insignificante durante un año, con relación al resto. Teniendo presente que el consumo es bastante elevado en cortos períodos de tiempo.

Así según el reglamento: En los casos que se juzgue conveniente considerar demanda contra incendio, se requerirá una capacidad adicional en los reservorios, equivalente a dos horas o más del consumo estimado para incendio, determinado a base del número de hidrantes en uso simultáneo y el gasto de estos. Así para poblaciones comprendidas entre 10,000 y 100,000 habitantes, deberá proveerse al sistema una capacidad para atender la demanda contra incendio. Estableciéndose un siniestro atendido por dos hidrantes a la vez; siendo el gasto de cada hidrante igual a 10 ó 15 lits./seg.

Asumiremos el gasto de los dos hidrantes en 15 lits./seg. cada uno. Tendremos:

$$15 \text{ lits./seg.} \times 2 \text{ hidr.} \times 2 \text{ horas} \times 3,600 \text{ seg/hr.} = 216m^3$$

En conclusión: Reserva de agua contra incendio - 216 metros cúbicos.

### 3.5.1 VOLUMEN DE RESERVA PARA EMERGENCIAS

Este volumen de agua permite seguir abasteciendo normalmente a la ciudad, aún cuando por fallas en las obras de captación o de transporte se interrumpa temporalmente la entrada de agua al reservorio.

Como en los pozos existentes en la ciudad de Moche y alrededores generalmente se producen arenamiento e interrupciones en el suministro del fluido eléctrico; considerando que estas fallas duran solo algunas horas, asignaré 25% del volumen calculado para satisfacer las variaciones horarias de consumo, como volumen de reserva para emergencias. Esto es 25% de 403 100 m<sup>3</sup>

En conclusión: Volumen de reserva para emergencias = 100m<sup>3</sup>

### 3.6 VOLUMEN TOTAL DE ALMACENAMIENTO DE SERVICIO

Tendremos los valores siguientes:

- Volumen para compensar las variaciones horarias .....	403 m <sup>3</sup>
- Volumen de reserva contra incendio ...	216 m <sup>3</sup>
- Volumen de reserva para emergencia ...	100 m <sup>3</sup>
TOTAL :	719 m <sup>3</sup>

Redondeando valores:

- Volumen total de Almacenamiento de Servicio .....	700 m <sup>3</sup>
---	--------------------

Ahora, con el propósito de verificación y seguridad, determinaré también la misma capacidad del tanque de regulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el reglamento.

Así: Volumen del reservorio de regulación = 25% del Qmd

$$0.25 \times 3063 = 765 \text{ m}^3$$

que es un valor aproximado al encontrado antes. El cual adoptaremos.

En conclusión:

$$\text{Volumen Total de Almacenamiento de servicio} = 700 \text{ m}^3$$

Como en Moche existe un reservorio de concreto armado de  $400 \text{ m}^3$  de capacidad; será necesario la construcción de un reservorio flotante de  $300 \text{ m}^3$  de capacidad. Con estos dos reservorios, se podrá cumplir normalmente con el almacenamiento de agua requerida hasta el año de 1999, por el sistema de abastecimiento de la ciudad de Moche.

-----

## CAPITULO IV

### 4.1 RECURSOS ACUIFEROS

Deberemos hacer el estudio correspondiente para establecer cual es la fuente de abastecimiento mas adecuada - que satisfaga los requerimientos de agua de la población de diseño y del área de expansión ya establecidos del proyecto. La respuesta a esta interrogante la obtendremos - mediante el estudio de la ocurrencia y distribución de - las aguas naturales que nos será posible utilizar. O sea de los recursos acuíferos que existan en la localidad a - la que vamos a servir. El agua es un don tanpreciado para la vida, sin embargo por lo general se desconoce su - gran importancia. No se conoce claramente su origen ni su duración en el tiempo, y la suponemos eterna, inagotable. Es sabido que en última instancia las fuentes de - abastecimiento mundial de agua dulce se obtienen casi enteramente debido a la precipitación pluvial producida a - partir de la evaporación del agua de mar. Y son los procesos que ocurren en el intercambio de humedad del mar hacia la tierra y de esta nuevamente de regreso al mar, los que constituyen el ciclo hidrológico cuyo conocimiento - nos permitirá determinar la fuente de abastecimiento mas conveniente para nuestro proyecto.

#### 4.1.1 DESCRIPCIÓN DEL CICLO HIDROLÓGICO

La evaporación del agua de mar originada por la acción de los rayos solares, da origen a la formación de masas de vapor de agua que ascienden sobre los continentes, transportadas por el aire en movimiento. Este vapor al elevarse encuentra capas de aire de menor temperatura a la suya. Produciéndose una condensación que origina la formación de finas gotitas de agua, o de finas agujas de hielo. Constituyendo el conjunto las nubes flotantes de la atmósfera. Al ascender grandes masas de aire, arrastran a estas nubes a zonas mucho más frías. Y en condiciones favorables las pequeñas gotitas se agrandan, precipitándose a la superficie terrestre atraídas por la fuerza de la gravedad. La precipitación de estas masas de agua puede adoptar la forma de lluvia, nieve o granizo, dependiendo de la rapidez con que se produce la ascensión y enfriamiento respectivo de las masas de vapor de agua. De estas formas diferentes de precipitación es más frecuente la caída en forma de lluvia. La cual escurre a los puntos más bajos de la superficie terrestre, aumentando el caudal de los ríos y lagos.

De la precipitación pluvial que cae sobre los continentes, aproximadamente unas dos terceras partes regresa a la atmósfera por la evaporación de las superficies de agua; de las superficies de suelo y de la vegetación. Y

aquella masa que cae sobre los continentes se divide en dos partes. Una discurre por la superficie del suelo concentrándose en cauces o conductos naturales de las partes bajas del terreno; formando los torrentes, arroyos, lagos y ríos que desembocan al mar. La otra parte se infiltra en el suelo, penetrando a través de los diferentes estratos de los terrenos permeables, dando origen a las aguas sub-terráneas que discurren a través de las capas del subsuelo; poniéndose de manifiesto en los manantiales, aguas termales, geysers y demás afloramientos naturales.

De esta manera se conserva la permanencia del flujo de las aguas corrientes; ya que el agua precipitada vuelve al océano o se evapora. Manteniéndose el equilibrio y la continuidad en el ciclo hidrológico.

## 4.2 AGUAS SUBTERRÁNEAS

Las aguas subterráneas están constituidas por masas de agua que ocupan los poros de depósitos aluviales y los espacios vacíos dentro de los diferentes estratos geológicos de la superficie terrestre. A donde han llegado por infiltración a través de la superficie del suelo, de las aguas de lluvia o deshielo. O también de las aguas superficiales de corrientes, lagos y pantanos, que se filtran a través de capas permeables del terreno.

También se encuentra el agua subterránea en los po

ros de materiales granulares depositados en glaciares o acumulados por acción eólica, tales como arena, grava y materiales compactados como areniscas y lutitas.

Otros lugares donde suele depositarse el agua subterránea lo constituyen los pasajes y cavernas de estratos de rocas sedimentarias, como piedra caliza, pizarra y esquistos. Además, en las fracturas y fisuras de rocas neas y en la combinación de las diferentes formaciones geológicas antes nombradas. Denominándose acuíferos a los estratos que contienen agua.

El agua subterránea es una fuente de abastecimiento de vital importancia. Sobre todo en los lugares donde las corrientes fluviales se agotan durante gran parte del año. Las napas de agua suelen encontrarse a diferentes profundidades del subsuelo; donde permanecen libres de las impurezas y materias en suspensión. Con el contenido de bacterias reducido a mínimas cantidades. Que son fácilmente eliminables por técnicas sencillas de purificación. Razones que hacen aconsejable la captación de estas aguas para servir a una población.

Las aguas superficiales recargan en forma irregular a los depósitos de agua subterránea; por infiltración en las aberturas del suelo. Dando origen a un flujo de agua subterránea libre, no confinada. Subiendo o bajando la superficie de la napa freática con los cambios de esta-

ción en la recarga. También suelen encontrarse flujos de agua confinados cuando los estratos porosos que contienen al agua subterránea están bajo una capa impermeable de suelo. En todo caso el agua avanza muy lentamente debido a la elevada resistencia de los estratos porosos del suelo. El agua subterránea suele aflorar en forma de manantiales cuando la superficie del suelo está por debajo del nivel freático. Por ello la captación del agua puede hacerse de manantiales o de agua del subsuelo, mediante galerías filtrantes o pozos.

Por lo general estas aguas son limpias, tienen sabor agradable y temperatura fría. No obstante, si al atravesar estratos del terreno se presentan algunos elementos que modifiquen estas características, se las podrá someter a tratamiento adecuado; obteniéndose agua limpia, fresca y pura para abastecer a las poblaciones.

### 4.3 AGUAS SUPERFICIALES

Las aguas superficiales que se encuentran conformando las corrientes de los ríos, los arroyos, los lagos y lagunas. Tanto las que tienen un régimen permanente y adecuado todo el tiempo, así como aquellas corrientes con flujos bajos en tiempo de sequía pero con un volumen de descarga anual satisfactorio y adecuado para su utilización; constituyen valiosas fuentes de abastecimiento de agua para las poblaciones.

Las cantidades de estas aguas que pueden captarse dependen del tamaño del área de la cuenca hidrológica o área colectora. Los mayores volúmenes del agua que se emplea para abastecer a las grandes poblaciones de la tierra tienen como fuente a las aguas superficiales. Efectuándose un consumo continuo cuando el flujo de la corriente es permanente y suficientemente grande durante todo el año. O tomándolas de estanques naturales o de lagos mediante obras de captación.

Las corrientes de aguas superficiales sufren contaminación al pasar por los centros mineros, zonas industriales y ciudades situadas cerca de su cauce. Esto obliga a efectuar obras sanitarias convenientes para el tratamiento y purificación de estas aguas. Para hacerlas aptas al consumo humano. Esto es una necesidad, y en la ejecución de las mismas se deben efectuar gastos de considerable monto.

Si en un proyecto determinado se deben utilizar aguas superficiales provenientes de una corriente, habrá que determinar el régimen de la corriente que se va a captar, para conocer si no va a faltar el agua durante los períodos de sequía. Además, la toma de agua de los ríos debe hacerse aguas arriba y lejos del poblado al que se va a servir; en lugares que tengan la profundidad conveniente y donde la corriente sea activa, a fin de obtenerse agua fresca y renovada.

#### 4.4 CUENCA HIDROLOGICA DEL RIO MOCHE

El río Moche se forma por la unión de los ríos San Lorenzo y Shorey en la provincia de Otuzco, departamento de La Libertad. Recibe las aguas de varios afluentes de pequeño caudal; estos son los ríos Mótil, Chota, Otuzco, Chanchacap y Simbal. Desemboca en el Océano Pacífico a 3 Km. del balneario Las Delicias. Discurre en dirección nor-este a sur-oeste y su longitud aproximada es de 95 km. Sus aguas son utilizadas para la irrigación de grandes áreas de cultivo del valle de Santa Catalina o valle del Río Moche. Originando florecientes cultivos de caña de azúcar distribuidos en diferentes haciendas y cooperativas; siendo Laredo una de las mayores. También sirven sus aguas superficiales para regar los cultivos de pan llevar en los terrenos agrícolas que aún rodean a Moche y Trujillo.

El río Moche es un típico río de la costa peruana, de régimen irregular, con períodos de avenida que duran tres o cuatro meses. Permaneciendo seco el resto del año. Este hecho me obliga a desechar en el presente proyecto la posibilidad de utilizar las aguas superficiales del río Moche como fuente de abastecimiento. Porque además de que su caudal no es permanente durante todo el año y en consecuencia su flujo es inadecuado, los costos de las obras que habría que construir para el almacenamiento así

como para el tratamiento y purificación de sus aguas si las quisieramos aprovechar en la época de avenida, ascenderían a cifras muy elevadas. Sólo justificables si las mismas se diseñaran para servir en conjunto a Moche y otras ciudades cercanas como Trujillo, Laredo, Salaverry y Huanchaco. Que se encuentran dentro del área de influencia de este río. Lográndose de esta manera una solución técnica, económica, viable y permanente a la necesidad de abastecimiento de agua de estas importantes ciudades.

#### 4.5 GEOLOGIA DE MOCHE

Los estratos de suelo sobre el cual esta asentado la ciudad de Moche, están constituídos por depósitos de material aluvial cuaternario. Originados por los tremendos aluviones que se produjeron por la fusión de enormes capas de hielo en la era cuaternaria, y cuya fuerza extraordinaria arrastraba todo cuanto encontraba a su paso. Formando grandes depósitos. Constituyendo estos depósitos el actual cono de deyección del río Moche, en cuyas profundidades se encuentran grandes rocas cuyo tamaño va disminuyendo al ascender hacia la superficie. Encontrándose las profundidades intermedias constituídas por depósitos de canto rodado, grava y arena de variable granulometría, mezclados con grauvacas, arcilla y lodo. Agregándose a esto capas de arena fina de origen eólico conforme se asciende hacia la superficie del suelo. Estos suelos pre-

sentan una gran permeabilidad y contienen abundante agua.

#### 4.6 RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS

Las aguas subterráneas son una importante fuente de abastecimiento que se capta mediante pozos. Actualmente se las tiene en abundancia y a poca profundidad en la ciudad y en todo el Distrito de Moche. Estas aguas presentan ventajas para su utilización en el abastecimiento de las poblaciones, entre las cuales tenemos las siguientes:

- a) Es limpia y esta libre de turbiedad y contaminación microbiana.
- b) Es uniforme en su contenido de minerales solubles y posee sabor y olor agradables.
- c) El rendimiento de los pozos de captación es constante y la temperatura del agua es uniforme y saludable.
- d) Su captación y empleo es económica, al no tener que efectuar costosas instalaciones para su tratamiento y purificación.

#### 4.7 ANALISIS TECNICO ECONOMICO DE ALTERNATIVAS DE UTILIZACION DE FUENTES DE AGUA APROVECHABLES

Las fuentes conocidas de agua dulce son:

- Agua de lluvia
- Aguas superficiales
- Aguas subterráneas

Nosotros deberemos tomar el agua de una fuente cuyo

aporte de líquido sea permanente y adecuado para la demanda presente y futura. Teniendo presente que la fuente de agua que se elija determinará la naturaleza de las obras de captación, conducción, tratamiento, etc., razón por la que debemos conocer las características de las mismas. A fin de poder elegir entre alguna de las alternativas que se presentan.

Para estimar el rendimiento seguro de una fuente de agua subterránea deben evaluarse los siguientes factores:

1. Las cantidades de agua agregadas a la fuente por infiltración de las aguas superficiales.
2. El volumen de agua almacenado dentro de la fuente, como si estuviera aislada. Que se medirá teniendo en cuenta el espesor y extensión del área de la formación acuífera y su porosidad.
3. La velocidad con que se desplaza el agua a través del suelo. Velocidad con la cual puede ser extraída de él lo cual depende de la permeabilidad del suelo y los gradientes hidráulicos que se dispongan.
4. La cantidad de agua perdida desde el manto acuífero por evapotranspiración, por rutas de escape subterráneas y por pase del efluente hacia otras corrientes y masas de agua.

Todos estos factores técnicos deberán relacionarse con el aspecto económico, mediante la construcción de pozos exploratorios y pozos de prueba, en los cuales se

cuantifique los caudales obtenibles, los descensos que se producen en los niveles de la napa freática en determinados períodos de tiempo; así como los costos en combustible o en electricidad, costo de maquinaria y mantenimiento y operación de la misma, etc.

#### 4.8 PERFORACION DE EXPLORACION Y POZOS DE PRUEBA

Los pozos de agua son orificios abiertos en el suelo mediante perforación. Los que se diseñan y construyen para extraer el agua subterránea por medio de bombas u otros artefactos. Generalmente los pozos constan de dos partes. 1°. La porción del conducto que aloja al equipo de bombeo y proporciona el pasaje para el flujo saliente del agua, hasta la válvula de admisión en la parte inferior. Y 2°. La porción de admisión, donde el agua del acuífero entra al pozo.

La profundidad de un pozo depende del descenso de nivel del agua que se a de producir en el pozo y su área circundante, para un determinado rendimiento de diseño. Así como también de la posición vertical del estrato mas permeable y de la longitud de la porción de admisión del pozo.

El tamaño del pozo afecta sustancialmente al costo de construcción. Y no es necesario que el pozo sea del mismo tamaño desde la superficie hasta el fondo. Determinándose el diámetro del pozo por el rendimiento requerido,

la velocidad de entrada dentro del pozo, del agua del acuífero y el método de construcción empleado. Las características del pozo son un factor que controla usualmente la potencia de la bomba que se ha de emplear para extraer el caudal de agua requerido. También, los métodos de efectuar la perforación son variados. Pudiendo hacerse esta a tajo abierto, a percusión, por taladrado rotatorio, etc.

#### 4.8.1 FLUJO CONVERGENTE

Se comprende la naturaleza del flujo convergente que se produce en los pozos, al observar que cuando se comienza a extraer agua mediante bombeo, el nivel del agua desciende en el pozo y en su alrededor, produciéndose el mayor descenso o abatimiento en el pozo. Disminuyendo este descenso al aumentar radialmente la distancia del centro del pozo hacia su vecindad.

Así al quedar el nivel del agua mas bajo en el pozo que en cualquier punto de la formación acuífera en su alrededor, se reduce la presión hidrostática en el pozo, y la presión del acuífero aumenta; produciéndose una pequeña expansión a su alrededor con el subsiguiente desprendimiento de agua; originándose una gradiente hidráulica o pérdida de carga, moviéndose el agua desde la formación hacia el pozo. Reemplazando el espacio libre dejado por el agua extraída por el bombeo.

La diferencia de carga existente entre el nivel del agua dentro del pozo y el nivel del agua en la formación es la fuerza que impulsa al agua radialmente hacia el pozo. Como lo establece la ley de Darcy, la gradiente hidráulica varía directamente con la velocidad con que fluye el líquido; así que a medida que nos acercamos al pozo aumenta la gradiente hidráulica; produciendo un descenso de la superficie del agua que da como resultado que continuamente se tenga una pendiente creciente hacia el centro del pozo. Entonces, la superficie de la capa de agua (ó napa freática) adopta la forma de un cono invertido al que se denomina "Cono de depresión". Cuya extensión y profundidad varían acordes con la intensidad del bombeo, la permeabilidad del acuífero, la pendiente hidráulica, etc.

#### 4.8.2 TERMINOS EMPLEADOS Y CARACTERISTICAS DE LOS ACUIFEROS

NIVEL ESTÁTICO (N.E.).- Es la distancia de la superficie del terreno al nivel en que se encuentra el agua en el pozo, cuando aún no se ha bombeado, o cuando no está afectado por el bombeo de otros pozos cercanos.

ABATIMIENTO (S).- Es el descenso en el nivel de agua en el pozo. Es la distancia vertical entre el nivel freático o tabla de agua y el nivel de bombeo en el pozo.

RADIO DE INFLUENCIA (R).- Es la distancia horizon -

tal desde el centro del pozo hasta el límite del cono de depresión.

COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD (T).- Es la capacidad de un acuífero para transmitir agua. Se expresa como el producto del espesor saturado del acuífero (b) por la permeabilidad promedio (K) en una sección vertical del acuífero.  $T = K.b$ .

La transmisibilidad nos da la relación de flujo de agua que pasa a través de una franja vertical de un pie de ancho y que abarca todo el espesor saturado del acuífero, bajo una gradiente hidráulica unidad.

Tiene las dimensiones de :  $(\text{longitud})^2/\text{tiempo}$ .

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO.- Es el volumen de agua que se libera del almacenamiento existente en un prisma vertical de sección plana unidad, del acuífero, cuando se produce un descenso unidad en el nivel de la superficie piezométrica o napa freática.

COEFICIENTE DE RETENCION.- Es la diferencia del coeficiente de almacenamiento con respecto a la porosidad.

CAPACIDAD ESPECIFICA (Q/S).- Es un término que permite expresar la productividad de un pozo. Es la relación entre el gasto y el abatimiento o descenso producido en el nivel del pozo. Se define como la descarga por abatimiento unidad. Es un indicador del rendimiento característico de la formación acuífera y permite medir la eficiencia

de un pozo. La unidad de la capacidad específica es: lit/seg/m. de abatimiento. La capacidad específica de un pozo depende de las constantes características de la formación acuífera y de las vecindades hidrogeológicas que lo rodean. También depende del diseño y construcción del pozo y de las condiciones de las pruebas que se efectúen.

### 4.8.3 REGIMEN DE EQUILIBRIO EN NAPA LIBRE

Una napa libre esta sometida a la presión atmosférica. Cuando en estas condiciones se bombea el pozo, el agua extraída proviene inicialmente del almacenamiento situado inmediatamente alrededor del pozo; alejándose radialmente su procedencia a medida que continúa el bombeo y la extracción consiguiente. Originando la expansión y hundimiento del cono de depresión; obteniéndose de esta manera la carga adicional y la presión hidráulica necesaria para forzar al agua a trasladarse desde mayores distancias.

Transcurrido un tiempo se notará que las variaciones del cono de depresión son muy poco notorias si se las considera en cortos intervalos de tiempo. Lo que permite establecer que se ha alcanzado un régimen de flujo en equilibrio. Conservando el cono una posición estable que no se altera significativamente en profundidad con un bombeo adicional. No obstante, el cono seguirá ensanchándose hasta que la recarga proporcionada por el acuífero iguale al volumen de agua extraída por bombeo.

En algunos pozos se alcanza el estado de equilibrio dentro de algunas horas de iniciado el bombeo. Y cuando esto se produce no hay incremento en el descenso del nivel del pozo con el aumento del tiempo de bombeo. En otros pozos en cambio se llega a este equilibrio a través de períodos de bombeo de varios años.

#### 4.8.4 FORMULAS PARA POZOS EN CONDICIONES DE EQUILIBRIO

Las fuentes de agua subterránea presentan propiedades hidrológicas, geológicas e hidráulicas; las que influyen sobre la captación mediante pozos, de estas aguas para abastecimiento. Estos hechos han canalizado la acción de muchos investigadores y científicos, quienes han contribuido con sus estudios y observaciones al conocimiento de las características y fenómenos relacionados con la captación del agua del subsuelo. Sintetizando el resultado de sus investigaciones en fórmulas matemáticas. Y estableciendo reglas y principios que facilitan la comprensión de estos fenómenos. Tenemos así la ley de Darcy, que nos permite expresar el gasto para el flujo estable en pozos de agua en un acuífero que tenga una porosidad media.

#### 4.8.5 FLUJO ESTABLE EN POZOS DE AGUA

##### a) FLUJO ESTABLE NO CONFINADO

La ley de Darcy establece que el volumen de agua que pasa a través de un estrato permeable es proporcional a la presión e inversamente proporcional al espesor del -

estrato. Esto se expresa en la siguiente fórmula:

$$Q = P.I.A$$

Donde:

Q = caudal; gasto o descarga. Es el flujo radial que ingresa al interior del pozo. Proviene de una fuente externa concéntrica de radio de influencia R, y atraviesa una superficie cilíndrica de radio r y altura h.

P - coeficiente de permeabilidad (o conductividad hidráulica). Es el gasto que fluye por unidad de área, cuando el gradiente hidráulico I es igual a 1; P mide la facilidad con la que el agua puede atravesar los estratos que rodean al acuífero.

I -  $dh/dr$  = es el gradiente hidráulico o pendiente hidráulica.

A = área de la superficie cilíndrica.

En la figura N° 1, r y h son las coordenadas de cualquier punto sobre el cono de depresión o curva de abatimiento.

$P \times I = Q/A$ ; como  $I = dh/dr$ , es adimensional;  $P \times dh/dr$  es la velocidad con que el flujo atraviesa la superficie cilíndrica.

En la fórmula de Darcy, reemplazando valores tendremos:

$$Q = P.I.A = 2\pi r h P dh/dr$$

Integrando:

$$\int dr/r = 2\pi P h dh/Q$$

$$\ln r = \pi P h^2 / Q + C$$

$$\ln r_0 = \pi P h_0^2 / Q + C$$

$$\ln r - \ln r_0 = \pi P / Q (h^2 - h_0^2)$$

$h_0$  es el nivel del pozo, y  $r_0$  es el radio del pozo.

De donde obtenemos:

$$Q = \frac{\pi P (h^2 - h_0^2)}{\ln r / r_0}$$

Generalizando obtenemos la fórmula de Darcy que nos da el rendimiento del pozo en flujo estable no confinado:

$$Q = \frac{\pi P (H^2 - h^2)}{2.3 \log R/r}$$

Donde:

Q rendimiento del pozo bombeado en  $m^3/\text{día}$

P permeabilidad del acuífero en  $m^3/\text{día}/m^2$

H - espesor saturado del acuífero antes del bombeo en metros

h = profundidad del agua en el pozo durante el bombeo en mts.

R radio del cono de depresión en metros

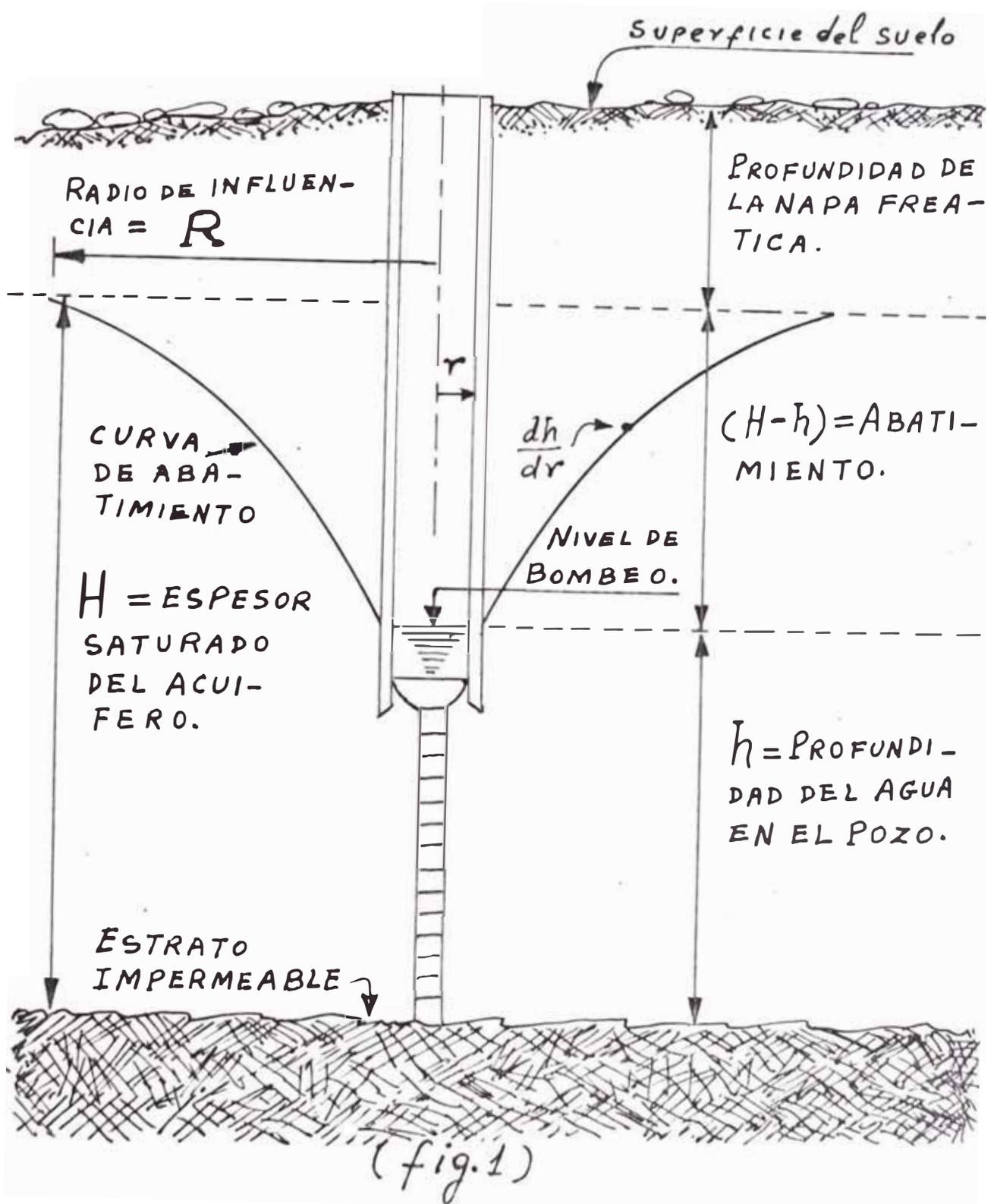
r - radio del pozo en metros

#### b) FLUJO ESTABLE CONFINADO

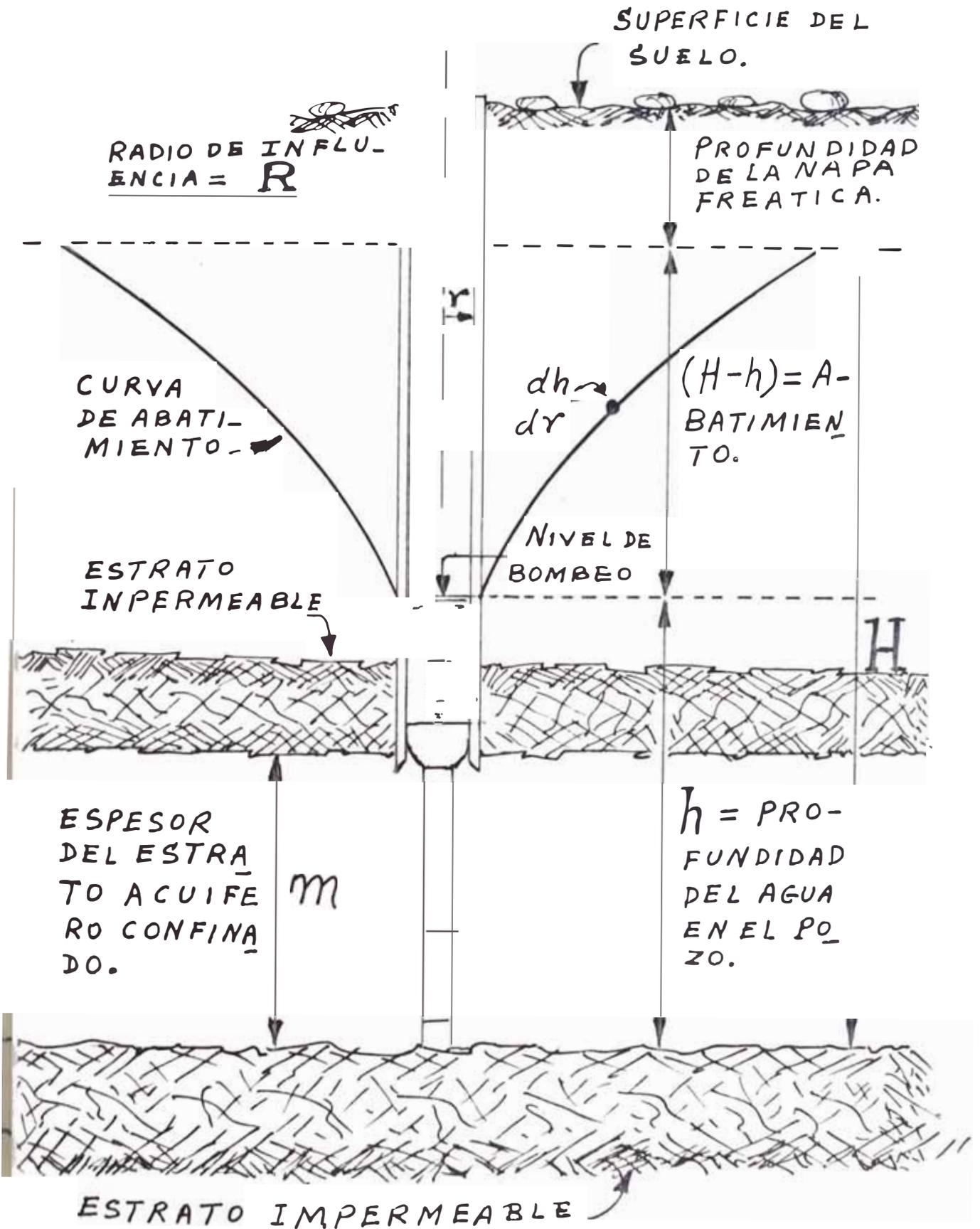
La ley de Darcy nos da también la fórmula para determinar el rendimiento en un acuífero artesiano; o acuífero confinado. Y es la siguiente:

$$Q = \frac{P m 2 \pi (H - h)}{2.3 \log R/r}$$

# POZO EN UN ACUIFERO NO CONFINADO.



POZO EN ACUIFERO CONFINADO.



(fig. 2).

Donde:

$m$  = es el espesor del acuífero en metros

$H - h$  = es el abatimiento o descenso del nivel de la napa freática. Fig. N° 2.

#### 4.9 CONCLUSIONES

Para el presente proyecto de abastecimiento de agua de la ciudad de Moche, se ha elegido como fuente al agua subterránea. Decisión que obedece a importantes razones tomadas en consideración.

En primer lugar, el agua subterránea se encuentra en abundancia en el subsuelo de Moche. Su presencia se pone de manifiesto a pocos metros de profundidad de la superficie del suelo. Las perforaciones exploratorias efectuadas por entidades estatales y también por particulares, han puesto en evidencia la existencia de agua abundante y de buena calidad a profundidades intermedias así como a grandes profundidades. En las páginas siguientes presentamos dos pruebas de rendimiento de pozos; así como algunas hojas del Inventario de Recursos Hidráulicos Subterráneos, que nos muestran cuán superficial se encuentra la napa freática de esta zona. Así mismo, mediante el análisis químico, que se presenta, se han determinado los elementos, sales y sustancias minerales diluïdos en el agua. El contenido de los mismos permite determinar la alcalinidad o acidez del agua, así como su dureza. En este aspec

to las aguas de Moche están comprendidas dentro de los límites que se han establecido como tolerables para el consumo humano. Límites que se fijan y establecen mediante normas. Expresándose sus valores en partes por millón (ppm). O también en miligramos por litro (mg/lt.).

Considerando que tanto las propiedades fisicoquímicas como las propiedades bacteriológicas proporcionan al agua su extraordinaria importancia para el consumo humano e industrial; ha influido también en la decisión adoptada, las buenas características bacteriológicas del agua subterránea existente en el lugar. Empero, debemos tener presente que dentro del ciclo del uso del agua, el control permanente de la calidad de esta recae sobre los miembros de toda la comunidad y particularmente corresponde a los técnicos involucrados con esta labor, la obligación de entregar para su distribución, agua de óptima calidad. Evitando así la propagación de enfermedades y preservando la salud y bienestar de la población.

#### INVENTARIO DE RECURSOS HIDRAULICOS SUBTERRANEOS (IRHS) DE MOCHE

El inventario del cual presentamos algunas páginas, es un censo de las fuentes de agua subterránea ubicadas a todo lo largo del valle del río Moche. Incluye la descripción de las características técnicas de los pozos, manantiales y galerías filtrantes; así como los datos con -

cernientes a la piezometría, la explotación, el uso y la calidad fisicoquímica del agua subterránea.

El objetivo de este estudio fue conocer la napa subterránea de agua con su morfología, su calidad fisicoquímica y su estado actual de explotación.

El trabajo de campo fue realizado por técnicos del Ministerio de Agricultura; dirección de aguas subterráneas. Iniciándose esta labor en Marzo de 1977. Transcribimos aquí parte del sector correspondiente al Distrito de Moche y su capital, la ciudad del mismo nombre.

También se anota en los cuadros adjuntos el resultado de la prueba de rendimiento de algunos pozos. Información de esta naturaleza es importante para determinar el caudal de agua que nos puede suministrar el pozo o los pozos que debamos considerar, y de esta manera seleccionar la bomba y equipo adjunto que mejor convenga emplear; de terminando el costo de la operación de extracción del agua.

#### ANALISIS QUIMICO DEL AGUA DE ALGUNOS POZOS DE MOCHE

Presentamos a continuación también el análisis químico de algunos pozos de la ciudad de Moche y alrededores. Los mismos que se obtuvieron también del inventario de recursos hidráulicos subterráneos del Ministerio de Agricultura. Dirección de aguas subterráneas.

( AÑO 1977 )

CUADRO ESTADISTICO DE POZOS. DISTRITO MOCHE

IRHS N°	NOMBRE DEL POZO	AÑO PERF.	PROF. (m)	SISTEMA DE PERFORACION	TIPO DE POZO	ESTADO DEL POZO	MASA ANUAL (m <sup>3</sup> )	USO	EQUIPO BOMBA MOTOR	NIVEL DE AGUA EN REPOSO (m)	COTA DEL TERRENO (MSNM)	OBSERVACIONES.
1	Predio 10428 El Tanque	1947	5	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	144	Doméstico.	Baldenoria	1.80 m.	12.68	Terreno Aluvial Cuaternario
2	Predio 10428 El Tanque	1952	5	Excavación Manual	Tajo Abierto	En Reserva	844	Riego	Malgrado	1.84	12.91	Aluvial Cuaternario
3	Predio 10429 El Tanque	1952	5	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	90	Doméstico.	Sin Equipo	0.58	12.23	Aluvial Cuaternario
4	Rómulo Noruña El Tanque	1952	5	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	113	Riego	Sin Equipo	0.66	11.52	Aluvial Cuaternario
5	Alfonso Fernández H.	1977	7	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	367	Pecuario.	Balde	1.30	12.36	Lechería Aluvial Cuaternario.
6	Román Rebasa	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	133	Riego y Doméstico.	Centrifuga Sf.	0.52	11.81	Aluvial Cuaternario
7	Pedro Salinas	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	180	Doméstico.	Balde	2.00	11.69	Aluvial Cuaternario
8	Esteban López	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	263	Pecuario.	Centrifuga	1.90	12.19	Aluvial Cuaternario

Continúa .....

CUADRO ESTADISTICO DE POZOS. DISTRITO MOCHE

IRHS N°	NOMBRE DEL POZO	AÑO PERF.	PROF. (m)	SISTEMA DE PERFORACION	TIPO DE POZO	ESTADO DEL POZO	MASA ANUAL (m <sup>3</sup> )	USO	EQUIPO BOMBA MOTOR	NIVEL DE AGUA EN REPOSO (m)	COTA DEL TERRENO (MSNM)	OBSERVACIONES.
9	María Zavaleta R.	1962	2.40	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	190	Doméstico Rural	-	1.65	12.80	Aluvial Cuaternario
10	Angel Plutarco	1972	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	236	Doméstico Pecuario.	-	1.60	12.15	"
11	Carlos M. Rodríguez	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	180	Doméstico Rural	Bomba de Pistón.	2.32	13.25	"
12	Julio C. Bracamonte	1965	20	Mixto Manual Percusión.	Mixto Tajo Abierto Tubular.	-	-	Doméstico Rural	Pulsometer - ruston Cap. 10 lt/seg.	1.28	11.51	Perforista Aguas Subterráneas S.A. (Perfil)
13	Corlib. El Tanque	-	-	Percusión Seca	Tubular	Utilizable Abandonado por bajo Rendimiento, para el fin que fue perforado.	-	-	Sin Equipo	1.90	12.13	Aluvial Cuaternario
14	Juan De La Cruz Asmat. El Tanque	1957	7	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	234	Doméstico Rural	Sin Equipo	3.31	13.33	Aluvial Cuaternario
15	Manual Jacobo El Tanque	-	4.60	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	113 16Lt/S	Doméstico Rural	B. H. Ruston 1,800 RPM.	0.38	8.95	Aluv. Cuaternario.
16	Manual Jacobo C.	1974	12	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizable	126	Doméstico Rural	Sin Equipo	1.86	10.49	Abandonado

CUADRO ESTADÍSTICO DE POZOS. \_ DISTRITO RÚJCHE

IRHS N°	NOMBRE DEL POZO	AÑO PERF.	PROF. (m)	SISTEMA DE PERFORACION	TIPO DE POZO	ESTADO DEL POZO	MASA ANUAL (m <sup>3</sup> )	USO	EQUIPO BOMBA MOTOR	NIVEL DE AGUA EN REPOSO (m)	COTA DEL TERRENO (MSNM)	OBSERVACIONES.
17	Máximo Bracamonte	1962	4.30	Excavación manual	Tajo Abierto	Utilizado	540	Doméstico.	Sin Equipo	1.90	11.35	Aluvial Cuaternario
18	Andrés Asmat C.	1972	4.00	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	204	Pecuario-Vacuano.	Sin Equipo	2.10	11.57	"
19	Leopoldo Asmat	1957	6	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	108	Doméstico Rural	Sin Equipo	3.60	13.14	"
20	José Fernández A.	1957	6	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	72	Doméstico Rural	Balde	3.65	13.10	"
21	Cecilia Zavaleta R	-	-	Excavación	Tajo Abierto	Utilizado	72	Doméstico Rural	Balde	2.11	13.20	"
22	Pedro Pablo Sánchez	1959	9	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	216	Doméstico.	Balde	4.26	15.29	"
23	Jorge Martin A.	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	100	Pecuario.	Balde	1.12	12.51	"
24	Ricardo Gutierrez	1976	1.70	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	164	Pecuario.	Balde	0.87	12.36	"
25	Domingo Aranda	1972	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	263	Industria Cuero	-	Nivel Dinámico 2 m.	13.42	Aluvial Cuaternario
26	Talman Bribio	-	-	Excavación Manual	Tajo Abierto	Utilizado	-	-	-	1.46	12.96	Aluvial Cuaternario

ANÁLISIS QUÍMICOS DE POZOS DE MOCHE

meq/lit.

Pozo N°	C.E. a 25°C en mm hos/cm.	Dureza Total en othF	PH	Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Suma	Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>==</sup>	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Suma	CO <sub>3</sub> <sup>=</sup>
3	1.67	74	7.6	8.6	6.2	3.2	0.0	18	2.7	12.6	2.4	0.0	17.7	0.0
5	1.22	45	7.7	5.4	3.6	3.5	0.0	12.5	2.0	7.5	2.5	0.0	12.0	0.0
7	1.60	46	7.9	6.2	3.1	6.0	0.1	15.4	2.8	8.2	4.1	0.0	15.1	0.0
12	1.60	64	7.1	9.2	3.6	3.7	0.0	16.5	3.3	9.4	3.3	0.0	16.0	0.0
14	0.94	45	7.4	5.3	3.6	1.1	0.0	10.0	1.2	4.9	3.8	0.0	9.9	0.0
23	1.55	62	7.1	9.3	3.0	3.2	0.0	15.5	2.2	9.2	3.6	0.1	15.1	0.0
25	1.70	78	7.1	10.4	5.1	3.5	0.0	19.0	2.2	12.4	4.1	0.1	18.8	0.0
29	1.80	79	7.3	10.8	4.9	3.0	0.0	18.7	3.0	11.0	4.3	0.0	18.3	0.0
32	1.60	58	8.1	8.2	3.3	4.3	0.0	15.8	2.2	8.9	4.0	1.2	15.3	0.0
33	1.12	40	7.5	5.9	2.2	2.6	0.0	10.7	1.6	5.8	2.8	0.5	10.7	0.0
40	1.60	62	7.6	8.7	3.5	4.6	0.0	16.8	2.2	11.1	2.9	0.1	16.3	0.0
44	1.32	56	7.3	8.5	2.7	2.0	0.0	13.2	1.6	8.0	3.4	0.0	13.0	0.0
45	1.10	34	7.8	6.6	2.2	2.4	0.0	11.2	1.5	7.0	2.5	0.1	11.1	0.0
48	1.34	53	7.1	7.6	2.9	3.6	0.0	14.1	1.6	9.0	2.9	0.3	13.8	0.0
49	1.40	54	8.1	8.7	2.0	2.7	0.0	13.4	2.1	8.2	2.6	0.5	13.4	0.0
51	0.85	35	6.7	5.4	1.6	1.5	0.0	8.5	1.0	5.6	1.8	0.0	8.4	0.0
57	4.00	110	7.3	13.0	8.9	19.0	0.1	41.0	9.2	23.3	7.1	0.0	39.6	0.0
69	1.63	64	7.8	7.6	5.1	3.8	0.0	16.5	3.0	8.8	4.4	0.3	16.5	0.0

89  
90  
91

## ANÁLISIS QUÍMICOS DE POZOS DE MOCHE

meq/lit.

Pozo N°	C.E. a 25°C en mm hos/cm.	Dureza Total en othF	PH	Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Suma	Cl <sup>-</sup>	S04 <sup>--</sup>	HCO3 <sup>-</sup>	NO3 <sup>-</sup>	Suma	CO3 <sup>=</sup>
73	2.00	867	7.2	23.2	6.95	6.2	0.2	15	10.4	60.2	32.7	0.0	14.5	0.0
80	1.62	54	7.9	6.7	3.9	4.2	0.0	9.0	3.0	7.0	4.5	0.5	8.8	0.0
85	0.90	37	7.6	5.1	2.3	1.6	0.0	11.6	0.8	5.5	2.0	0.2	11.3	0.0
86	1.10	53	7.1	7.4	3.1	1.0	0.1	11.6	1.7	6.7	2.7	0.2	11.3	0.0
88	1.20	44	7.8	6.4	2.4	2.7	0.1	11.6	1.8	6.6	2.7	0.2	11.3	0.0
91	1.00	38	7.5	6.0	1.7	2.0	0.1	9.8	1.5	5.8	2.4	0.2	9.9	0.0
92	1.37	52	7.6	9.4	1.0	3.2	0.0	13.6	3.1	7.1	2.7	0.6	13.5	0.0
98	1.35	56	7.5	7.8	3.3	2.3	0.0	13.4	2.5	6.7	3.3	0.7	13.2	0.0
99	1.25	50	7.4	7.5	2.5	2.8	0.1	12.9	3.1	6.0	3.4	0.0	12.5	0.0
103	1.10	47	7.1	6.8	2.6	1.5	0.1	11.0	1.8	5.7	2.8	0.5	10.8	0.0
112	1.00	46	7.1	7.2	2.3	1.0	0.1	10.6	1.0	5.8	2.3	1.5	10.6	0.0
117	1.57	64	7.6	8.5	4.3	3.0	0.0	15.8	2.2	10.0	3.0	0.2	15.4	0.0
130	1.98	83	7.1	9.5	7.1	3.8	0.1	20.5	3.5	12.8	3.8	0.2	20.3	0.0
134	2.09	88	7.4	11.0	6.5	6.3	0.2	24.0	6.2	11.7	5.8	0.1	23.8	0.0
140	3.90	108	7.7	14.0	7.6	13.4	3.8	38.8	10.8	18.5	6.2	3.0	38.5	0.0
143	2.80	122	7.8	16.6	7.8	3.7	0.2	28.3	8.0	12.1	3.7	4.3	28.1	0.0
147	1.15	38	7.2	6.6	1.0	3.8	0.4	11.8	2.4	6.4	2.0	0.4	11.2	0.0
149	0.90	27	7.7	3.1	2.1	3.5	0.2	8.9	1.5	4.1	3.0	0.2	8.8	0.0
150	1.06	18	7.6	3.3	0.2	6.3	0.2	10.0	3.0	4.1	2.3	0.4	9.8	0.0

## CAPITULO V

### DESARROLLO DEL PROYECTO SEGUN LA SOLUCION ADOPTADA

#### 5.1 CAPTACION

Nuestra fuente de abastecimiento estará constituida por dos pozos tubulares dotados con bombas de pozo profundo, que extraerán el agua del acuífero de Moche. El primero de estos pozos ya está construido, instalado y en funcionamiento. Es el pozo N° 252 del Inventario de Recursos Hidráulicos Subterráneos antes nombrado. Y se comenzó a perforar en 1968. Este pozo esta abasteciendo actualmente a la ciudad. El segundo pozo deberá perforarse en uno de los dos lugares siguientes: Terrenos situados - al sur este de Moche, en la zona donde esta situado el pozo N° 239. O en los terrenos situados al norte de la ciudad; en la zona donde esta el pozo N° 191. En ambos casos, la distancia de estos terrenos a los bordes de la ciudad es relativamente pequeña. Promediando en los 300 mts. cada uno.

Considero que ambos lugares antes nombrados son adecuados por la buena calidad del agua que proporcionan y - por su cercanía a la ciudad. La abundancia del agua que

proporcionen se determinará en la realidad al perforar el pozo.

Para el presente proyecto he elegido la zona del pozo N° 239, como el lugar indicado para perforar e instalar un pozo tubular profundo, que cumpla con el requerimiento de abastecer de agua potable abundante y de buena calidad a la ciudad. Dando así cumplimiento al objetivo de este estudio, el cual es mejorar y ampliar el sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Moche.

### 5.1.1 DISEÑO DEL NUEVO POZO

Este nuevo pozo será el segundo pozo que abastecerá de agua a la ciudad. Al diseñar el mismo para la captación del agua subterránea lo consideramos constituido por dos partes:

- 1°. La porción de tubería conductora del pozo. La que comprende el equipo de bombeo y proporciona el pasaje del flujo de agua hacia la superficie.
- 2°. La porción de admisión en la cual entra al pozo el agua del acuífero.

### 5.1.2 PASAJE DEL FLUJO DE AGUA

En acuíferos con materiales consolidados, la porción conductora es generalmente compacta desde la superficie hasta la capa superior del acuífero. Por ello esta por -

ción conductora es una perforación hueca sin funda o cubierta alrededor de la tubería conductora. En cambio en los acuíferos con material no consolidado se requiere una cubierta perforada o pantalla, para retener los materiales del acuífero y permitir que el agua fluya dentro del pozo.

La profundidad del pozo dependerá del descenso anticipado que esperamos que se va a producir, para el rendimiento de diseño requerido. Así como también de la distancia vertical del estrato más permeable y de la longitud o altura de la porción de admisión del pozo.

En nuestro caso, el rendimiento requerido de este nuevo pozo es de unos 20 lit/seg. aproximadamente (diferencia entre el Caudal Máximo Diario requerido y el rendimiento del antiguo pozo N° 252 que ya está en operación). O sea :  $31 - 12 = 19 \text{ lit/seg.} \approx 20 \text{ lit/seg.}$

En base a esto y a la experiencia aportada por otras captaciones efectuadas en el lugar, estimo que 50 metros de perforación para este pozo es una profundidad conveniente y nos permitirá un abastecimiento satisfactorio.

El tamaño del pozo afecta al costo de su construcción. Y en general, no es necesario que el pozo tenga el mismo tamaño desde la superficie hasta el fondo de la perforación. Dependiendo el diámetro del pozo tanto del rendimiento requerido y del abatimiento que se va a producir como de la velocidad de entrada; de la pérdida de carga a

la entrada de la tubería y del método de construcción empleado. Sin embargo, el factor que determina usualmente el diámetro de tubería y características del pozo es el tamaño de la bomba que se requerirá para extraer el caudal requerido. Para un pozo profundo, que es nuestro caso, el diámetro de la funda de entubado deberá ser dos veces mayor que el tamaño de las tazas de la bomba. A fin de que estas y la tubería de la bomba penetren con holgura y para reducir las pérdidas de carga.

La tabla adjunta nos da los diámetros aconsejables de las tazas y de la funda exterior, que son parte del equipo de bombeo, para varios valores de rendimiento de bombeo previsto.

TABLA PARA ENCONTRAR DIAM. DE TAZAS Y FUNDA EXT.

RENDIMIENTO PREVISTO (en Lit/seg)	TAMAÑO NOMINAL DE TAZAS DE LA BOMBA. (en pulgadas)	TAMAÑO OPTIMO DE LA FUNDA DEL POZO. (en pulgadas)	EL MAS PEQUEÑO TAMAÑO DE LA FUNDA DEL POZO (en pulgadas).
Menos de 6	4	6 DI	5 DI
5 a 11	5	8 DI	6 DI
10 a 25	6	10 DI	8 DI
22 a 41	8	12 DI	10 DI
38 a 57	10	14 DE	12 DI
54 a 82	12	16 DE	14 DE
76 a 113	14	20 DE	16 DE
101 a 189	16	24 DE	20 DE

La tabla anterior ha sido tomada de Edward E. Johnson, Inc., Groundwater and Wells, 1966, Saint Paul, Minnesota. En ellas DI es el diámetro interior y DE es el diámetro ex

terior de la funda o cubierta que cubre a la tubería del pozo. Para el pozo que estamos diseñando, cuyo rendimiento previsto está comprendido entre 22 a 41 lts/seg., (por que requerimos 34 lts/seg., según veremos mas adelante) , obtenemos un tamaño nominal de taza de 8 pulgadas.

El tamaño mínimo del hueco en los pozos profundos taladrados lo determinará el equipo que se emplee para alcanzar la profundidad requerida. Enfundaremos el pozo con tubería de acero, la que deberá cementarse, o sea rellenarse exteriormente con mortero de concreto para prevenir el hundimiento y la contaminación, así como el deterioro debido a la corrosión.

### 5.1.3 EQUIPO DE BOMBEO

Hay muchos tipos de bombas para pozo, capaces de satisfacer la gran variedad de requerimientos en lo concerniente a capacidad, profundidad del agua y fuentes de energía. Los equipos para extracción del agua se eligen de acuerdo con las cargas del sistema y las características de las bombas. Como las cargas del sistema están formadas por la suma de las cargas estáticas y dinámicas que tiene que vencer la bomba, ellas varían con la variación del flujo y con la variación de los niveles de almacenamiento y de succión.

Las características de las bombas dependen de sus tamaños, velocidad y diseño. Así tenemos que: Para una de

terminada velocidad N en revoluciones por minuto, las características de la bomba se determinan por las relaciones entre el caudal de descarga Q, en galones por minuto, y la carga H en pies. La eficiencia E en porcentaje y el suministro de potencia P en H.P. Las bombas de un diseño geométrico dado se caracterizan también por su velocidad específica  $N_s$ , que es la velocidad hipotética de una bomba homóloga (geoméricamente similar), que tiene un diámetro D de impulsor y tal que descargará un galón por minuto contra una carga de un pie. El conocimiento de esta velocidad específica sirve para efectos de comparación y elección de las bombas.

La descarga o caudal Q varía como el producto de la velocidad por el área.  $(Q = V \times A)$  (1)

Pero la velocidad varía como  $H^{1/2}$ ,  $V = (2gh)^{1/2}$  (2)

Y el área A varía como  $D^2$ . . . . .  $(A = \pi D^2)$  (3)

Luego: Q varía como  $D^2 H^{1/2}$ . . . . . (4)

(reemplazando 2 y 3 en 1) •

Pero la velocidad V varía también como  $\pi DN/60$ , de aquí  $H^{1/2}$  varía como DN, luego :  $D^2 = H/N^2$ . . . . . (5)

Reemplazando (5) en (4), resulta que N varía como  $H^{3/4}/Q^{1/2}$

y la velocidad específica  $N_s$  viene a ser:

$$N_s = N Q^{1/2}/H^{3/4} . . . . . (6)$$

Las bombas de flujo radial se comportan bien entre velocidades específicas de 1,000 a 3,500 unidades. Las bombas de flujo mixto entre 3,500 a 7,500 unidades y las bombas

de flujo axial arriba de este valor, hasta 12,000 unidades.

Como se ve en la Ec. (6) para un valor dado de  $N$ , las bombas de gran capacidad de flujo ( $Q$ ) y baja carga ( $H$ ), tienen la mas alta velocidad específica. En nuestro caso equiparemos el sistema con una bomba de turbina impulsada por motor eléctrico. Prefiriendo bombas de flujo radial y de tal manera que se obtenga una alta velocidad específica; con lo cual se obtiene también una alta eficiencia.

#### 5.1.4 PORCION DE ADMISION

Es muy importante que esta parte del pozo sea determinada con acierto y construída con cuidado y previsión - pues ella quedará en el subsuelo, alejada de toda facilidad para su reparación y control.

La porción de admisión del pozo será tan grande en diámetro y en longitud, como económicamente sea posible, para reducir el efecto del descenso de nivel o abatimiento, y las velocidades de entrada desde el acuífero a la tubería. En acuíferos relativamente homogéneos no es eficiente obtener mas del 90% del rendimiento máximo. Y en acuíferos no homogéneos se obtienen mejores resultados ubicando la porción de admisión en uno o mas de los estratos mas permeables.

En los pozos con acuíferos no consolidados se emplean tubos perforados o rejillas prefabricadas. El ancho de -

las aberturas de las rejillas llamado tamaño de ranura, depende del tamaño crítico de partícula del material del acuífero que ha de ser retenido y de la distribución de la granulometría, y se elige a partir de un análisis de cribado standard del material extraído del acuífero.

Con un material relativamente áspero y graduado se seleccionan los tamaños de ranura para que permitan a las partículas finas y a las de tamaño medio arrastrarse dentro del pozo durante el funcionamiento, y retener una porción especificada del material alrededor de la malla. Generándose así un filtro graduado alrededor del pozo, el cual tiene mayor permeabilidad que la del material del acuífero en su estado natural.

Donde el material natural del acuífero es fino y uniforme (con tamaño efectivo menor que 0.01 pulgada, es necesario reemplazar a este material por una envoltura de gravilla mas áspera alrededor de la rejilla. Seleccionándose el tamaño de ranura de la rejilla para satisfacer este empaquetamiento de gravilla. La envoltura de gravilla aumenta el radio efectivo del pozo y actúa como un filtro y un estabilizador para el material mas fino del acuífero.

No hay reglas aceptadas como definitivas para la selección del tamaño de ranuras o para el diseño de una envoltura de gravilla. Pero un pozo correctamente diseñado, proporcionará una operación virtualmente libre de arena (menos que 3 ppm). Y el espesor de una envoltura de gra-

villa no debería ser menor de tres ni mayor de nueve pulgadas. Además: La curva de distribución del tamaño de partículas de la envoltura debería ser aproximadamente paralela a la del material del acuífero.

Generalmente se usan fundas o cubiertas perforadas en pozos no cementados cuando es permitido emplear aberturas relativamente grandes. Y si la cubierta es ranurada en el sitio de la perforación, la mas pequeña abertura práctica es de 1/8 de pulgada.

Para obtener máxima eficiencia, la pérdida de carga por fricción debe ser pequeña. Hay variados modelos en tamaño, diseño y material para las rejillas de pozo. La elección depende de la calidad del agua que se desee obtener y del costo de estos elementos.

### 5.1.5 CONSTRUCCIÓN DEL POZO

La construcción de cada pozo es un proyecto individual con características propias. Es por ello que, basándose en las condiciones del material existente en el acuífero, en el caudal requerido, así como en la profundidad del nivel freático y la maquinaria existente en el lugar; considero que el sistema de perforación del pozo deberá efectuarse por el método de percusión seca. Y el tipo del pozo deberá ser pozo tubular.

El costo de la operación, que va a ser una consecuencia del método que hemos adoptado, no ascenderá a un valor ex

cesivo, pues el material que se va a perforar esta consti  
tuido por arena fina, limo arcilloso con capas de gravi -  
lla, y en general material no consolidado de fácil perfo -  
ración.

### 5.1.6 GASTO O CAUDAL QUE DEBE BOMBEAR EL EQUIPO DE BOM - BEO, PARA EL PERIODO TOTAL DE DISEÑO (GASTO MAXIMO DE BOMBEO)

Considerando 24 horas diarias de bombeo, el caudal o  
gasto requerido por todo el sistema, denominado gasto -  
máximo diario ( $Q_{md}$ ) es igual a 31 lt/seg. Y en este  $Q_{md}$   
están comprendidos los caudales del pozo actual (Pozo N°  
252) que esta en funcionamiento (12 lt/seg), y del nuevo  
pozo (Pozo N° 239) que se deberá construir (19 lt/seg.) .  
Ahora bien, si el flujo de agua fuese continuo durante -  
las 24 horas del día, el gasto anterior de 31 lt/seg. se  
ría también el gasto de bombeo. Pero al determinar el vo -  
lumen del reservorio se estableció que el período de bom -  
beo debía ser solamente de 16 horas diarias en forma con -  
tínua. Entonces el gasto total de bombeo diario o caudal  
máximo total de bombeo diario, al que denominaremos  $Q_{pri}$   
 $ma_{md}$  ( $Q_{md}$ ), y que deberá extraerse de los dos pozos será:

$$\begin{aligned} Q_{md}_{total} = \text{gasto de bombeo} &= \frac{Q_{md} \times 24 \text{ hs.}}{16 \text{ hs.}} = \frac{31 \text{ lt/seg.} \times 24 \text{ hs.}}{16 \text{ hs.}} \\ &= 46 \text{ lts./seg.} \end{aligned}$$

Para obtener el gasto de bombeo anterior de 46 lt./seg. -  
los dos pozos aportarán en la forma siguiente:

-Gasto de bombeo del pozo antiguo N° 252 -  $\frac{12 \text{ lt/seg.} \times 24 \text{ hs.}}{16 \text{ hs.}}$  - 18 lt/seg.

Para obtener este caudal, habrá que profundizar y desarenar el pozo antiguo, mejorar el equipo de bombeo que ya posee, así como verificar el estado de limpieza de la tubería existente.

-Gasto de bombeo del pozo nuevo N° 239 -  $\frac{19 \text{ lt/seg.} \times 24 \text{ hs.}}{16 \text{ hs.}}$  - 28 lt/seg.

Por lo tanto, el gasto o caudal máximo diario de bombeo del pozo nuevo N° 239 es de 28 lt/seg.

## 5.2 LINEA DE IMPULSION

Los acueductos o conductos de suministro transportan el agua desde la fuente de abastecimiento hasta la red de distribución de la comunidad que ha de servirse, pasando antes por el reservorio o la planta de tratamiento cuando esta es necesaria. Formando así la conexión entre la fuente de agua y el sistema de distribución.

Los conductos de transporte de agua pueden ser largos o cortos y el transporte se puede efectuar por gravedad o por bombeo. Dependiendo esto de la ubicación de la fuente. En nuestro proyecto la fuente de captación se encuentra cerca del reservorio y aproximadamente a la misma altura del sistema de distribución. Además, la topografía del suelo que atravesará nuestra línea de impulsión es plana. Por estas razones el conducto será corto.

El transporte del agua será por bombeo, y el conducto será una tubería a presión denominada línea de impulsión.

Esta tubería deberá pasar por una zona cubierta por terrenos agrícolas, cruzada al mismo tiempo por vías de transporte. Y tenderemos la línea a poca profundidad siguiendo el perfil de la superficie del suelo.

### 5.2.1 TRAZO DE LA LINEA DE IMPULSION

Al efectuar el trazo de la línea de impulsión debemos tener presente que el diseño de un conducto de transporte de agua está condicionado en primer lugar por la resistencia al flujo que se produce en el sistema, la misma que está relacionada a las cargas o presiones disponibles y a las cargas o presiones requeridas. Y en segundo lugar por las velocidades de flujo requeridas y permisibles; determinadas por la limpieza interior de las tuberías, el transporte de sedimentos y el costo del sistema.

La tubería que nos permitirá transportar el agua desde la planta de bombeo situada sobre el pozo nuevo (Pozo N° 239) hasta el nuevo reservorio tendrá 300 mts. de largo. Por ello es de poca significación la resistencia por fricción ofrecida por la superficie interior de la tubería; que si es importante en el caso de tuberías largas. También la resistencia de forma que se debe a las pérdi -

das de carga que se producen en las transiciones y accesos será de poco valor en nuestro caso lo que si debere-  
mos procurar es que el trazo de la línea siga la ruta mas  
corta entre la fuente y el reservorio, a fin de lograr la  
máxima economía.

Tratándose en nuestro caso de una tubería horizontal,  
hay que disponerla de modo que se fuerse a las burbujas -  
de aire hacia arriba, en puntos en donde habrá que colo -  
car válvula de aire automática. Así mismo se la deberá  
dotar de válvulas de purga, para eliminar el material se  
dimentado. Las que se ubicarán en las partes bajas de la  
línea de impulsión.

## 5.2.2 ESFUERZOS QUE SE PRODUCEN

Los conductos cerrados deben resistir diferentes es  
fuerzos tales como: Presión interna, la que es igual a la  
carga total de agua a la que puede estar sometido el con  
ducto.

- Presiones no equilibradas en los recodos y curvas, con-  
tracciones y cierres. Razón por la cual el tubo de im-  
pulsión deberá contar con válvulas de compuerta al ini-  
cio y al final del conducto.
- Golpes de ariete o aumentos de presión interna, produci-  
dos por la repentina reducción de velocidad del flujo -  
de agua que se origina por el rápido cierre de una com-  
puerta o la supresión de una bomba.

- Esfuerzos debido al peso propio tanto de la tubería como del material de relleno sobrepuesto a ella; así como los esfuerzos de expansión y contracción debido a las variaciones de temperatura.

Los cambios de dirección y pendiente en las líneas de conducción se deben efectuar gradualmente, para conservar la presión y evitar desequilibrios en los esfuerzos producidos.

### 5.2.3 ACCESORIOS EN LAS TUBERIAS

Al elegir el material de las tuberías que vamos a emplear, tendremos en consideración la presión que van a soportar, la agresividad del terreno y la sustentación sobre el mismo. Así también los diámetros de tubería que se van a usar.

Existen tuberías de acero, de concreto pretensado, de asbesto cemento, de plástico, etc. Al elegir las debemos preferir un material durable y de buena calidad, que no sea fácilmente atacable por el agua. Y cuya superficie interior no presente una rugosidad excesiva, tal que aumente la pérdida de carga por fricción. También habrá que considerar el tipo de unión que mas convenga emplear; teniendo presente que las uniones que se efectúan pueden ser por soldadura o por bridas en los tubos de acero; por espiga y campana para fierro fundido; o uniones tipo ma-

zza, con anillo de jebe para tubos de asbesto cemento. Otra consideración sumamente importante en la elección de tuberías es el costo y el transporte de las mismas.

#### 5.2.4 UBICACION PRELIMINAR DE LA LINEA DE IMPULSION

El trazo preliminar de la línea de impulsión se hará en línea recta, en una longitud de 150 mts. desde el nuevo pozo (pozo al que denominaremos pozo nuevo o pozo N° 239) hasta el nuevo reservorio; el cual estará situado en las inmediaciones de las casetas de bombeo del antiguo pozo; en un terreno municipal comprendido entre la calle - Elias Aguirre y la calle Prolongación Espinar.

#### 5.2.5 SELECCION DEL MATERIAL DE LA TUBERIA

La selección del material de las tuberías se basa en la vida útil o durabilidad de las mismas, así como en la resistencia a la presión interna y cargas o pesos externos. En la capacidad de transporte del agua en la etapa inicial y la reducción de la misma con el transcurso del tiempo. En la facilidad de manipulación para el transporte y tendido de los tubos en diferentes condiciones de - suelo, distancia, comunicación y clima. También se debe considerar la disponibilidad y costo de los tubos en el - lugar de utilización así como el costo de mantenimiento .

Para el transporte de agua en tuberías se pueden utilizar tubos de fierro fundido, tubos de acero, de asbesto

cemento, o de concreto pretensado. También se pueden usar tubos de material plástico o de fibra de vidrio.

#### TUBOS DE ACERO

Los tubos de acero presentan las sgtes. características:

- Su período de vida útil es de unos 40 ó 50 años.
- Pueden resistir favorablemente las presiones internas - hasta un máximo de 200 a 300 metros de columna de agua.
- Se recomienda verificar sus cargas externas, porque las líneas de gran longitud no soportan presiones externas altas cuando se vacían.
- Para que resistan a la corrosión se les debe dar un cuidadoso mantenimiento externo. Por ello los hay con un acabado superficial negro o galvanizado.
- Existen en variedades de diámetros, 2", 3", 4", 6", 8", 10", ... 18". Y en longitudes normales de 6.40 mts. , pudiendo obtenerse otras longitudes según se requieran.
- La unión entre unidades se pueden hacer soldadas o mediante bridas. También los tubos de diámetro menor poseen rosca en ambos extremos, para efectuar unión simple.

#### TUBOS DE CONCRETO PRETENSADO

Las características de estos tubos son:

- Resisten bien los esfuerzos y no se quiebran.
- Resisten presiones hidráulicas de hasta 200 mts. de columna de agua.
- El coeficiente de fricción no varía. (C de chezy; n de

Manning;  $f$  de Darcy;  $m$  de Cutter).

- Su vida útil se estima en 60 a 75 años.
- Se diseñan como viga, ya que soportan favorablemente las presiones en terrenos de poca estabilidad. Pueden hacerse hasta grandes diámetros. Actualmente, en nuestro país su mayor diámetro es 1.80 mts.

#### TUBOS DE ASBESTO CEMENTO

Estos tubos pueden tolerar presiones de agua moderadamente altas. Hasta valores de presión menores que 100 metros de columna de agua. Están constituidos por una mezcla de asbesto y cemento efectuada a presión y en proporciones adecuadas; con lo que se obtiene una pasta moldeable que al secar y endurecerse presenta una gran adherencia entre sus partículas, que le permite soportar cargas externas de apreciable magnitud. Resisten la acción corrosiva de los suelos salitrosos de zonas cercanas al mar. Teniendo una vida útil de 50 a 60 años. Su peso es liviano, comparado con el de tubos de acero o de concreto pretensado de igual longitud. Poseen una superficie lisa, que permite el paso de grandes flujos de agua sin ocasionar fuertes pérdidas de carga. Y existen varios tamaños en longitud y sección. En este proyecto usaremos tubos de acero para la línea de impulsión; desde el pozo de captación hasta el reservorio, en la subida del reservorio de almacenamiento, y en algún tramo superficial intermedio que estuviese expuesto a impacto y erosión debido al tráfico

co peatonal o pecuario. También utilizaremos tubería de acero para la línea de Aducción. En cambio utilizaremos tubería de asbesto-cemento del tipo mazza, para los tramos de línea de aducción que deban quedar enterrados.

#### VELOCIDADES PERMISIBLES EN LA LINEA DE IMPULSION

La velocidad mínima aconsejable es 0.6 m/seg. Y la velocidad máxima admisible es 5 m/seg. Con estos valores se evita la sedimentación de partículas arrastradas por la corriente, o el deterioro de la tubería por erosión de la superficie interna.

#### 5.2.6 DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA DE IMPULSION

Diseñaré la capacidad de la línea de impulsión trazada desde el pozo nuevo (Pozo N° 239) hasta el nuevo reservorio; con el caudal máximo diario bombeado desde dicho pozo nuevo, que es igual a 28 lt/seg.; bombeados por la línea de impulsión durante 16 horas diarias en forma continua.

Para simplificar los cálculos del diseño, se le denominará caudal Q solamente a este caudal máximo diario bombeado. Tendremos así ,

$$Q = 28 \text{ lt/seg.}$$

#### 5.2.7 TRAZO DE LA LINEA DE IMPULSION

El trazo definitivo de la ruta que seguirá la línea de impulsión, se efectuará en línea recta, en una longitud horizontal de 150 metros. Desde el Pozo N° 239 hasta

el nuevo reservorio. El cual deberá estar situado en el lugar mas conveniente, determinado por las características del suelo portante de la estructura a colocarse. Por las facilidades que permitan la libre circulación y fácil desplazamiento de personal y maquinaria. Este lugar estará indicado por un punto de la circunferencia que tendrá por centro el pozo N° 239 y por radio la longitud de 150 mts . Dándose preferencia a los puntos mas cercanos a la calle - "Prolongación Espinar".

#### 5.2.8 DETERMINACION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO DE LA LINEA DE IMPULSION

DATOS: Longitud = 150 metros. Es la longitud horizontal - de la tubería de impulsión. Desde la boca del pozo hasta el pie del reservorio de almacenamiento.  $C = 140$  (pies / seg)<sup>1/4</sup>. Es el coeficiente de flujo, o coeficiente de Hazen y Williams; que corresponde a la tubería de acero que usaremos en la línea de impulsión.

Para obtener la pérdida de carga que se produce en las paredes internas de la tubería, debido a la fricción, usualmente se emplea la fórmula de Hazen y Williams cuando se trata de conductos a presión como en este caso.

La fórmula es la siguiente:

$$V = 0.85 C R^{0.64} S^{0.53}$$

Donde:  $V$  es la velocidad del flujo en m/seg.

$C$  es el coeficiente de flujo en  $\sqrt{\text{pies}}/\text{seg}$

$R$  es el radio medio hidráulico en mts.

S es la pendiente hidráulica.

Esta fórmula nos permite obtener valores que relacionan la velocidad de flujo y la pérdida de carga ( $h_f$ ), que se produce en el conducto. Siendo  $h_f$  igual al producto de S por la longitud (L) de la tubería.  $h_f = S \times L$

Se acostumbra a simplificar las operaciones empleándose nomogramas y tablas. Aquí emplearemos las tablas de pérdidas de carga en tuberías de la fórmula de Hazen y Williams, elaboradas con un programa Fortran IV por el Ing. Carlos Rufz Altuna.

En estas tablas se obtienen valores a partir de la fórmula:  $h_f = L \times Q^{1.85} / (0.0178 \times C \times D^{2.63})^{1.85}$

Donde:

$h_f$  es la pérdida de carga, en metros, que se produce en las tuberías.

L es la longitud de tubería, en metros.

Q es el caudal o gasto en litros/seg.

C es el coeficiente de flujo de Hazen y Williams. Y es igual a 140 aquí.

D es el diámetro de tubería. Y está dado en pulgadas.

Además: El tiempo que funcionará el equipo de bombeo será de 16 horas diarias, según se estableció. Y el costo (o consumo) de energía eléctrica para electrobombas de servicio público para agua potable y desagües es de: \$ 5.65/Kw-h de consumo. El rendimiento o eficiencia de la electrobomba

es :  $n = 62\%$ . (Definiéndose el rendimiento como la razón entre la potencia hidráulica de salida y la potencia eléctrica de entrada).

La pérdida de carga secundaria ( $h_2$ ) o pérdida de carga localizada, o por accidentes, como : codos, válvulas, reducciones, etc., la asumimos como que es el valor siguiente :  $h_2 = 10 V^2/2g$ . Y la hemos considerado por tratarse de una tubería corta. Ya que :  $L/D < 1,500$ .

La profundidad del pozo es 50 metros. La profundidad del nivel estático de la napa freática es 10 mts. El nivel de abatimiento es 25 mts. El espesor de la napa es 40 metros. Tendremos entonces : (Fig. N° 3).

Altura de succión = 25 m + 10 m = 35 m.

Altura vertical de descarga:

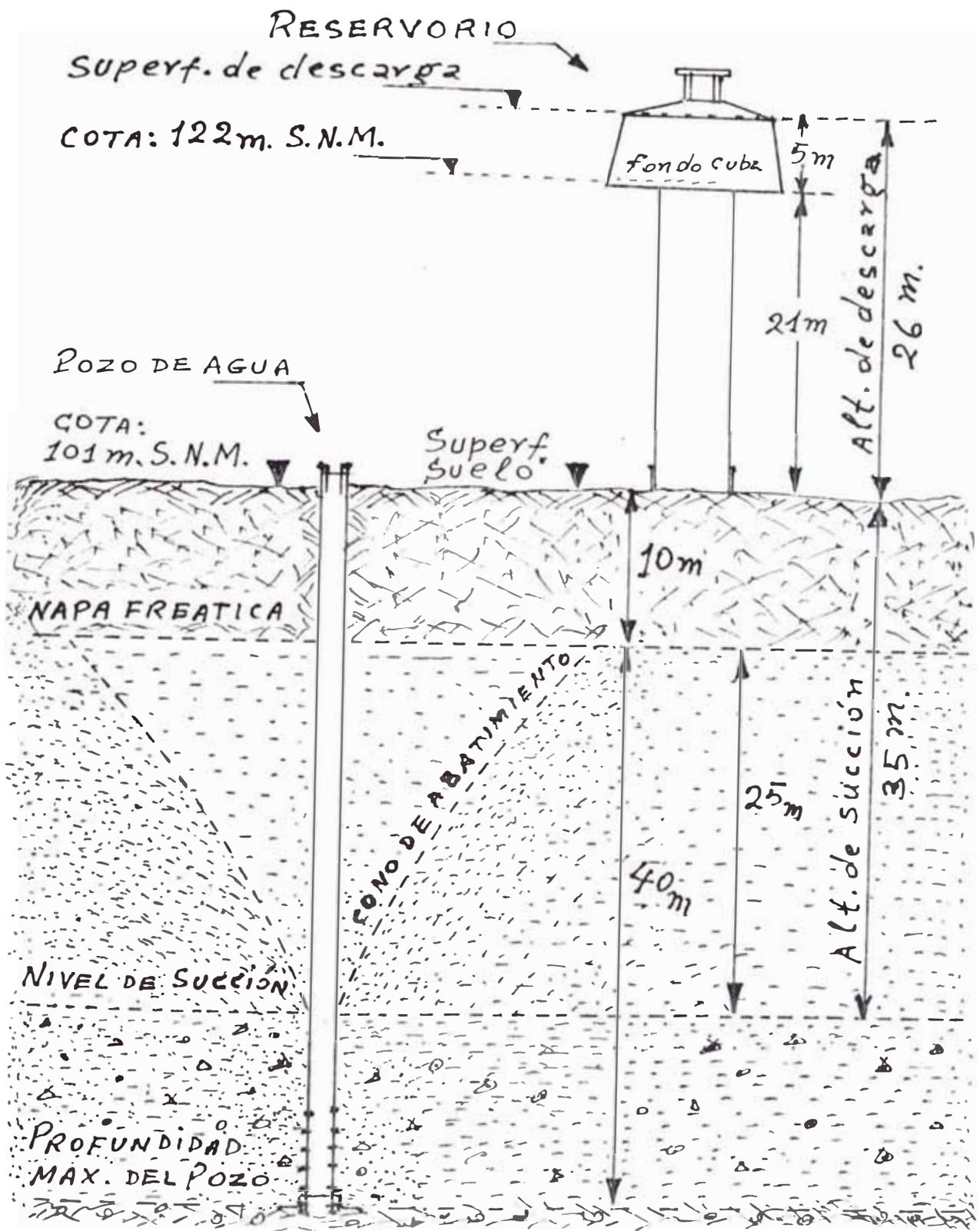
Cota de la superficie del pozo = 101 m SNM. (coincide debido a la topografía del suelo, con la cota del terreno en la base del reservorio = 101 m. SNM).

Cota de la superficie de la plataforma base de la cuba o tanque elevado del reservorio de almacenamiento = 122 m . SNM).

Altura de la cuba que contendrá el agua almacenada = 5 mts.

Luego: Altura vertical de descarga = (122 m + 5 m) - 101 m = 26 metros.

Obtendremos entonces el desnivel topográfico ( $H_o$ ) entre la superficie de descarga en el reservorio y el nivel del sub suelo en donde se produce la succión o toma de agua en el pozo. Tendremos así :



COTAS Y NIVELES

fig .

$H_o$  = Altura de succión + Altura vertical de descarga

$H_o$  = 35 m + 26 m = 61 metros.  $H_o$  = 61 m.

Para el cálculo de la Potencia se aplicará la sgte. fórmula:

$$\text{Pot.} = 0.746 \times \frac{Q \times H_{DT}}{75 \times n} .$$

La potencia vendrá dada en kilowatts.

Donde: Q = gasto en lts./seg.

$H_{DT}$  = altura dinámica total en metros

n = 0.62 ; es el valor del rendimiento del sistema (electrobomba).

El costo de la energía (C.E.D.) diaria es igual al producto de la Potencia por el número de horas al día que trabaja la bomba.

$$\text{C.E.D.} = \text{Pot}_{\text{kw}} \times N^\circ \text{ horas/día}$$

El costo de energía anual (C.E.A.) esta dado por:

C.E.A. = Energía diaria x días x costo de energía

$$\text{C.E.A.} = (\text{Pot.} \times N^\circ \text{ horas/día}) \times 365 \text{ días} \times (\text{X\$}/\text{Kw-hora})$$

Los datos de costos de energía y precios de equipo de bombeo y tubería los proporcionaron Electro-Perú y la "Casa - Wiese S.A." respectivamente. Con los datos anteriores, efectuamos las operaciones para hallar la solución al problema de determinar el diámetro mas económico de la tubería de impulsión del sistema en estudio. Los valores encontrados los anotaremos en un cuadro comparativo mostrado mas adelante.

SOLUCION: Aplicando la fórmula de Bresse :  $D = k\sqrt{Q}$

Siendo D el diámetro de la tubería en metros.

K es el valor de la constante que varía entre 1.2 y 1.3.

Q es el caudal o gasto que circula; dado en  $m^3/\text{seg}$ .

Reemplazando valores obtenemos:  $D = 1.3 \sqrt[3]{0.028} = 0.167 \text{ m}$ .

Por lo tanto, los diámetros a escoger están comprendidos entre : 6", 8" y 10".

Estableceremos los costos de tubería en soles por metro lineal, para los tres diámetros considerados.

Anotaremos en la tabla de valores comparativos, la altura dinámica total ( $H_{DT}$ ) que debe ser generada por el equipo de bombeo para vencer la pérdida de carga total ( $H_T$ ), que se produce en la tubería. Siendo:

$$H_{DT} = H_o + H_1 \quad ; \quad \text{y} \quad H_1 = h_f + h_2 \quad . \quad \text{Donde:}$$

$H_{DT}$  = es la altura dinámica total

$H_o$  = es el desnivel topográfico

$H_1$  = es la pérdida de carga total Por fricción y por accidentes.

$h_f$  = es la pérdida de carga por fricción, para el tubo de diámetro considerado. (Por ejemplo el de 6").

$h_2$  = es la pérdida de carga por accidentes, para el tubo del mismo diámetro considerado.

Tendremos entonces :  $H_{DT} = H_o + h_f + h_2$  . O sea que la altura dinámica total es igual a la suma del desnivel topográfico mas la pérdida de carga por fricción, mas la pérdida de carga por accidentes y mas la presión de descarga que aquí se ha considerado cero. (cero presión manométrica; ya que la presión de descarga en la boca de salida de la tubería será igual a la presión atmosférica).

De acuerdo a las características del sistema en estudio, la altura dinámica total de bombeo ( $H_{DT}$ ) para la tubería de 6" de diámetro será:

$$\begin{aligned} \varnothing &= 6" && \text{En las tablas:} \\ Q &= 28 \text{ lt/seg.} && S = 14.37 \text{ m/Km.} \\ C &= 140 && V = 1.53 \text{ m/seg.} \\ L &= 61\text{m} + 150\text{m} = 0.211 \text{ Km.} \\ &&& h_f = S \times L = 14.37 \times 0.211 = 3.03\text{m.} \end{aligned}$$

Además:

$$h_2 = 10 \times \frac{V^2}{2g} = 10 \times \frac{(1.53 \text{ m/seg})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/seg}^2} = 1.20 \text{ m.}$$

Luego:  $H_1 = 3.03 + 1.20 = 4.23 \text{ m.}$  y  $H_{DT} = 61\text{m} + 4.23 \text{ m} = 65.23 \text{ m.}$

En la misma forma operamos para las tuberías de 8" y 10" de diámetro; colocando los resultados obtenidos para las tres tuberías en el cuadro comparativo.

Continuando, calculamos la potencia requerida para el final del período de diseño. Teniendo en consideración que la potencia real de arranque, o potencia mecánica (al freno) en HP que toma la bomba, es igual a la potencia teórica mas el 20% . Tendremos así:

Para el diámetro de 6" :

$$\text{Pot}_{Kw} = 0.746 \times 65.23 \text{ m} \times 28 \text{ lt/seg} / 75 \times 0.62 = 29.3 \text{ Kw} = 39.28 \text{ hp.}$$

$$\text{Pot. real de arranque en Kw} = 29.30 \times 1.20 = 35.16 \text{ Kw.}$$

$$\text{Pot. real de arranque en hp} = 39.28 \times 1.20 = 47.20 \text{ hp.}$$

En igual forma procedemos para las tuberías de 8 y 10 pulgadas de diámetro, anotando los valores en el cuadro.

La Energía Diario (E.D.) dada en (Kw-h)/día, es igual a  $Pot_{Kw} \times 16 \text{ hs./día}$ .

Para diámetro de 6"

Energía Diaria (E.D.) -  $35.16 \text{ Kw} \times 16 \text{ hs./día} = 562.6 \text{ Kw-h/día}$

Operamos en igual forma para los diámetros de 8 y 10 pulgadas. Anotándolo.

- Costo de Energía Anual (C.E.A.):

Para diámetro de 6" :

$$C.E.A. = 562.6 \frac{\text{Kw-h}}{\text{día}} \times 365 \frac{\text{días}}{\text{año}} \times \frac{\$6.65}{\text{Kw-h}} = \$ 1'365,570.00$$

En forma similar para los otros dos diámetros; anotándolo en el cuadro.

COSTO FIJOS:

a) Tubería de Impulsión.- Desde el pozo al reservorio, (tubos de acero sin costura) Diam. 6";  $\$14,560.00/\text{m} \times (150\text{m} + 26 \text{ m}) = \$2562,670.00$

Diam. 8" :  $\$16,056.00/\text{m} \times (176\text{m}) = \$ 2826,010.00$

Diam. 10":  $\$17,570.00/\text{m} \times (176\text{m}) = \$ 3092,360.00$

b) Equipo de Bombeo.-

Diam. 6" : Pot. 48 hp ..... - \$ 4774,060.00

Diam. 8" : Pot. 45 hp ..... = \$ 4583,140.00

Diam. 10": Pot. 44.3 hp ..... = \$ 4392,220.00

La suma de los costos fijos constituye el costo a corto plazo. Monto de dinero que se deberá pagar por la tubería y el equipo, si la compra se efectúa al contado. Esta operación la efectuamos en el cuadro directamente.

Y para hallar la amortización anual, si es que el dinero ha de provenir de un préstamo a una institución financiera,

emplearemos la fórmula del interés compuesto:

$$a = C \times r (1 + r)^t / (1 + r)^t - 1$$

Donde: a = amortización anual o anualidad para pagar el préstamo

C = capital. Ej. \$ 7336,730.00 para diámetro de 6".

r = interés. En nuestro caso : 12%

t = tiempo. Ej. 10 años.

Así la anualidad para el caso de emplear tubería y equipo de 6" de diámetro es:

$$a = \$ 7336,730.00 \times (0.12)(1.12)^{10} / (1.12)^{10} - 1 = \$ 1'295,930.00$$

Para 8 y 10 pulgadas de diámetro hallamos también valores, los que se anotan en el cuadro.

Sumando los valores del C.E.A. con los que resulten de la amortización anual del capital, para el correspondiente diámetro; obtenemos el costo global al año, o costo a largo plazo. Y comparando valores, determinaremos el diámetro de tubería y equipo que convenga emplear. Tanto por razones de economía como de eficiencia.

#### CUADRO COMPARATIVO DE VALORES

Diámetro en pulgadas	6"	8"	10"
Velocidad (m/seg)	1.53	0.86	0.55
Pendiente hidráulica (S), en m/Km	14.37	3.55	1.20
Pérdida de carga por fricción (h <sub>f</sub> )m	3.03	0.75	0.25
Pérdida de carga por accident.(h <sub>a</sub> )m	1.20	0.38	0.15
Pérdida de carga total (H <sub>1</sub> =h <sub>f</sub> +h <sub>a</sub> )m	4.23	1.13	0.40
Altura topográfica (H <sub>o</sub> )m	61.00	61.00	61.00
Altura dinámica total (H <sub>DT</sub> =H <sub>o</sub> +H <sub>1</sub> )m	65.23	62.13	61.40
Potencia (Kw)=0.746 H <sub>DT</sub> <sup>3</sup> /75 x 10 <sup>-6</sup>	35.16	33.49	33.10
Energía Diaria (E.D.) en Kw-h/día	562.60	535.80	529.60
Costo de Energía Anual (C.E.A.) en \$/año	1365,570	1300,617	1285,470

**COSTOS FIJOS:**

a) Costo de tubería de impulsión (\$)..	2562,670	2826,010	3092,360
b) Costo de equipo de bombeo (\$) .....	4774,060	4583,140	4392,220
<hr/>			
Total costos fijos (a corto plazo)			
(\$) (o también valor del préstamo)..	7336,730	7409,150	7484,580
Amortización anual del capital (\$).	1295,930	1308,720	1322,040
Costo Global del año (C.E.A. + Am.)			
(\$) .....	2661,500	2609,337	2607,510

Finalmente: Observando las cifras encerradas en círculo, - en el cuadro de valores anterior, llegamos a la conclusión de que la tubería y equipo de 6" son mas baratos si la compra se efectúa a corto plazo. En cambio la tubería y equipo de 10" permite hacer una compra mas económica si la operación se realiza a largo plazo. Sin embargo, hacemos la gráfica con los valores de diámetro vs. costo de energía . Y diámetro vs. amortización. Graf. N° 4. Eligiendo finalmente tubería y equipo de 8" de diámetro. Por esta tubería, transportaremos el agua desde el pozo hasta el reservorio de almacenamiento. Pues se ha establecido que este diámetro es el mas conveniente.

### 5.3 ALMACENAMIENTO

El reservorio de almacenamiento esta constituido por un tanque elevado de concreto armado. El que consta de los siguientes elementos:

1.- Una cuba o tanque de forma troncocónica en donde se al

macenará el agua. La que presenta una abertura circular o linterna en la parte central superior del techo de la misma. Elemento que permitirá una iluminación adecuada de la luz solar en el interior de la cuba.

- 2.- Un fuste o muro portante vertical; constituido por un ducto o elemento cilíndrico hueco, en posición vertical. Que sostiene a la cuba en su posición elevada, en forma estable y segura; recibiendo el peso de esta mediante 16 columnas inclinadas de dirección radial; a la vez que permite el acceso a ella mediante una escalera en caracol ubicada en su interior.
- 3.- Una zapata de cimentación de forma circular. Ubicada a poca profundidad de la superficie del suelo. Y colocada sobre pilotes de concreto armado. A fin de resolver el problema que resulta de la poca capacidad portante del suelo y la existencia de agua a pocos metros de su superficie. Contribuyendo también a equilibrar los momentos de volteo que puedan presentarse por efecto sísmico.

### 5.3.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA LINTERNA

Considerando que el ámbito interior de la cuba permitirá efectuar las labores de medición y control del volumen de agua almacenada, así como la verificación de su calidad. Este no debe ser un lugar sumido en la penumbra. Ni deberá presentar un aspecto desagradable, que impulse al encargado del mantenimiento así como al personal especializado que

opera el sistema a permanecer allí el menor tiempo posible. Este pequeño espacio interior deberá ser mas bien una zona muy higiénica, segura y de aspecto agradable. Acorde con la importancia que tiene, de ser el lugar donde en última instancia se efectúa el control visual o mecánico del líquido almacenado, antes de entregarse a la población.

TECHO DE LA LINTERNA.- El techo de la linterna es una pequeña losa circular de concreto armado, de un espesor total que asumimos de 9 cm. y un diámetro  $D = 2 \text{ m}$  ; la que estará sostenida por una viga circular de 18 cm. x 25 cm. de sección plana y diámetro  $D_1 = 1.40 \text{ m}$ . entre ejes.

Las cargas debidas a esta losa serán:

- Peso propio : $0.09 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3$ ....	216 $\text{Kg/m}^2$
- Recubrimiento y acabados .....	100 $\text{Kg/m}^2$
- Sobrecarga .....	<u>100 <math>\text{Kg/m}^2</math></u>

Carga distribuida:  $\omega$  416  $\text{Kg/m}$

ESFUERZOS Y MOMENTOS DE LA LOSA CIRCULAR.- Considerando las características geométricas de este elemento, lo diseñaremos según el método experimental establecido por W.S. Gray en su obra: "Concrete Water Towers", (Cap. V : - Plain - Slab Water Towers). El que emplea el método de esfuerzos de trabajo, usual en el diseño de estructuras que almacenan agua u otros líquidos. Cabe recordar que al emplear el método de esfuerzos de trabajo, se utiliza al concreto armado en un estado de esfuerzo elástico o muy cercano a él. En el que se controla el agrietamiento del ele -

mento considerado, siempre que se cumpla que los esfuerzos de compresión en el concreto sean menores que  $1/2 f'_c$ , (donde  $f'_c$  = esfuerzo cilíndrico del concreto, a la compresión). Y el esfuerzo en el acero no haya alcanzado su límite de fluencia ( $f_y$ ). Sin embargo, para el diseño de los elementos del reservorio de almacenamiento que no estén directamente en contacto con el agua, aplicaremos también el método de esfuerzos de trabajo, por razones de uniformidad en el diseño; ya que los diferentes elementos integrarán una sola estructura finalmente. Haremos variar solamente los valores de  $f'_c$  y  $f_y$ , según convenga.

Así para la linterna tomaremos como valores de esfuerzos de trabajo (o esfuerzos admisibles) los aceptados en este método, y son:

Concreto:  $f_c = 0.45 f'_c$

Acero :  $f_s = 0.5 f_y$

La losa tendrá las dimensiones dadas por la fig. 4. Y los valores de  $f_c$  y  $f_s$  se darán después.

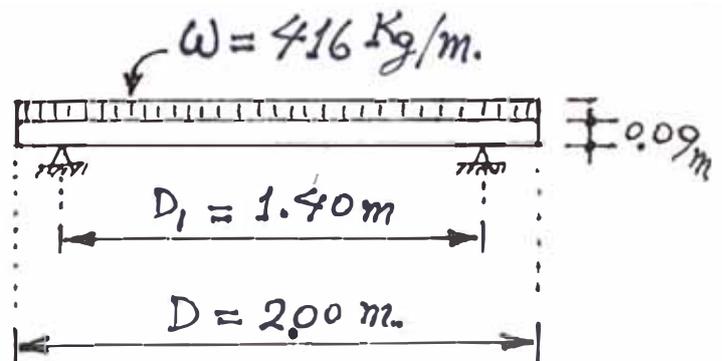


FIG. N° 4

Si consideramos una losa circular de diámetro  $D$ , (Fig. 5), de material elástico y homogéneo, uniformemente apoyada en su borde, soportando una carga distribuida  $\omega$  por unidad de área, el momento promedio  $M_m$  alrededor de una sección A-A, es:

$$M_m = \frac{\omega D^2}{24}, \text{ por unidad de longitud de sección plana.}$$

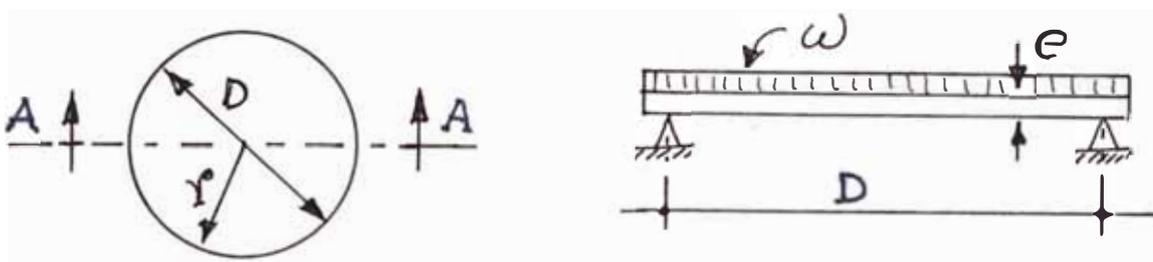


FIG. N° 5

Mas, para el concreto armado, que no es un material completamente homogéneo ni elástico y con esfuerzos de trabajo - normales podemos diseñar para un momento M:

$$M = \frac{\omega D^2}{20}, \text{ por unidad de longitud de sección plana.}$$

En nuestro caso, dispondremos de la losa de manera que sobresalga en voladizo fuera del anillo circular de apoyo, - constituido por una viga circular. Tendremos así una losa circular plana de 2 m. de diámetro, uniformemente apoyada sobre un círculo mas pequeño de diámetro  $D_1 = 1.40$  m. constituido por una viga circular. Así la losa circular sobresaldrá en voladizo una distancia igual a  $1/2 (D-D_1)$ , y estará soportando una carga uniformemente distribuida  $\omega$ .

Tendremos que : Haciendo  $D_1 = 0.715D$ , o sea  $D_1 = 0.715 \times (2m) \approx 1.40$  m., obtendremos que los momentos flectores - unitarios máximos positivos y negativos que se producen en el centro de la losa y en los apoyos, serán iguales. Por lo tanto no producirán un efecto de torsión a lo largo de las secciones planas de la viga circular de apoyo. Fig. 6.

Y el valor de estos momentos es:

$$M^+ = \frac{\omega D_1^2}{40}$$

$$M^- = \frac{\omega D_1^2}{40}$$

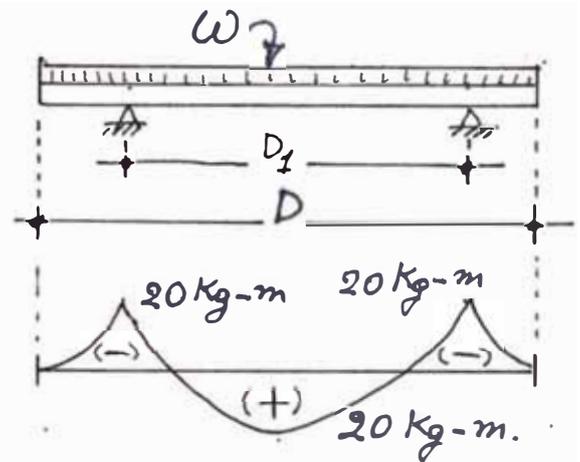
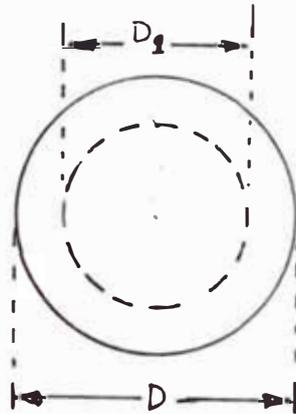


fig 6.

Luego:  $M^+ = \frac{416 \text{ Kg/m} \times 1.4 \text{ m}^2}{40} = 20.3 \text{ Kg-m.}$

Y  $M^- = 20.3 \text{ Kg-m}$  también.

Empleando un concreto de esfuerzo cilíndrico  $f' = 175 \text{ Kg/cm}^2$  y un acero grado 60, de punto de fluencia  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ , los esfuerzos admisibles para el cálculo serán:

Concreto:  $f_c = 0.45 f'_c = 0.45 (175) = 78.8 \text{ Kg/cm}^2$

Acero :  $f_s = 0.5 f_y = 0.5 (4,200) = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$

Además con los valores anteriores y con los módulos del concreto ( $E_c$ ) y del acero ( $E_s$ ), obtendremos el valor del factor K, de la sgte. manera:

La ecuación del momento resistente del concreto es:

$$M = \frac{f_c}{2} \times k j b d^2 \tag{1}$$

en la que hacemos :  $K = \frac{f_c}{2} K j \tag{2}$

pero sabemos que :  $K = \frac{n}{n+r} \tag{3}$

donde: n, es la relación modular :  $n = \frac{E_s}{E_c}$

y r, es la relación de esfuerzos :  $r = f_s / f_c$

luego:  $n = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}{1.6 \times 10^4 \sqrt{175 \text{ Kg/cm}^2}} = 992$

$$\text{de(3)} : K = 9.92/9.92 + 26.64 = 0.27$$

$$\text{Además} : j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.27}{3} = 0.91$$

Sustituyendo valores en 2 :  $K = 9.7 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{De(1)} : d = \sqrt{\frac{M}{K \times b}} = \frac{20.3 \times 10^2}{9.7 \times 100} = 1.5 \text{ cm} = \text{peralte útil o grosor de la losa.}$$

$d = 1.5 \text{ cm}$  es un valor muy pequeño como peralte. Adoptaremos una losa de  $6 \text{ cm}$ . de peralte efectivo. Y tendremos :  $d_1 = 6 \text{ cm}$ ;  $v_{ec} = 3 \text{ cm}$ . Obteniendo así una losa de peralte total  $d = 9 \text{ cm}$ ., sin considerar una pulgada de recubrimiento superior o tarrajeo. Total: Una losa de  $11.5 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$ .

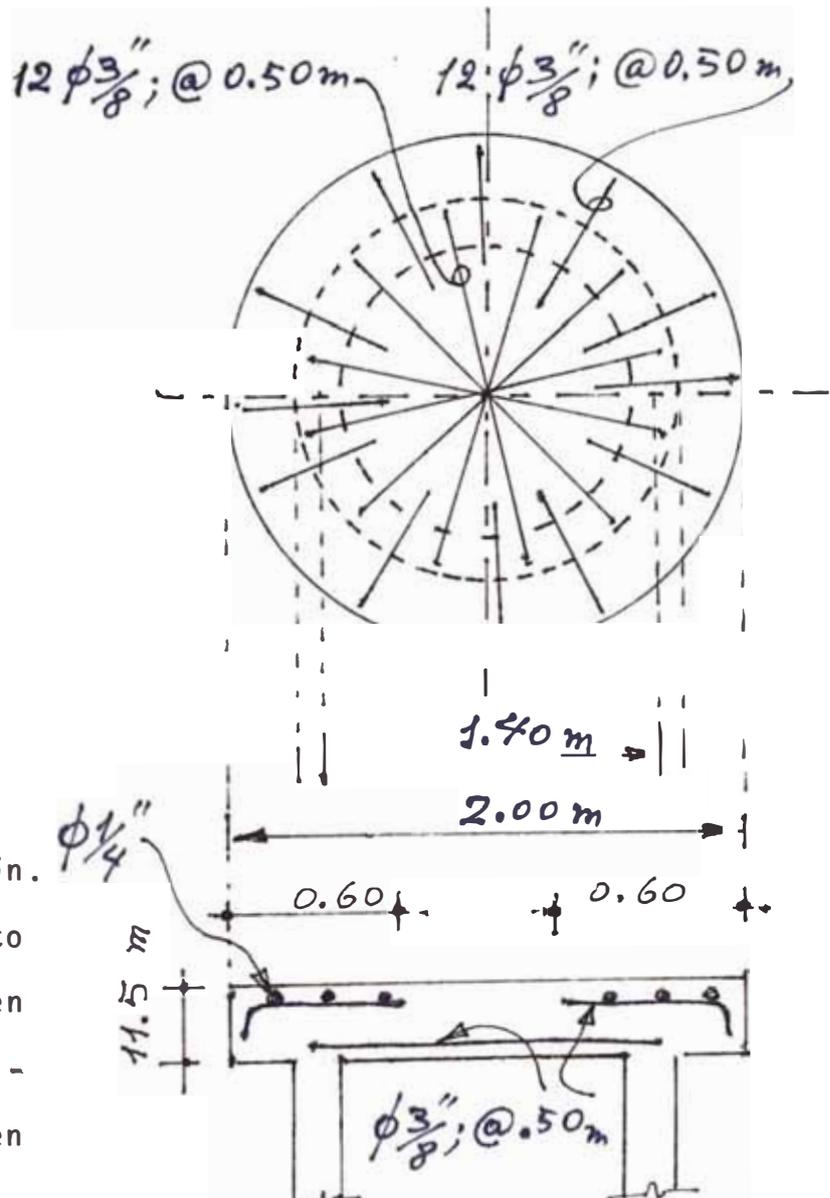
El acero positivo será:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d_1} = \frac{20.3 \times 10^2 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{2,100 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.91 \times 6 \text{ cm}} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Podríamos poner varillas de acero de un cuarto de pulgada de diámetro ( $a_s = 0.32 \text{ cm}^2$ ), como acero principal. Pero estas varillas no poseen una adecuada adherencia. Por lo que se deberá usar barras de  $3/8"$ . Disponiéndose las mismas en dirección radial. Formando una malla con las varillas de acero de  $1/4"$  dispuestas en forma circular. Las que permitirán una mejor distribución de esfuerzos, un mejor espaciamiento y absorción de los esfuerzos provenientes de las variaciones de temperatura. *fig 7.*

VIGUETA CIRCULAR.- La viga que sostiene a la losa de la linterna es un elemento circular de sección plana rectangular, sostenida por 4 columnas (Fig. 8); en la cual determinamos su carga distribuida igual a  $w_1 = 374 \text{ Kg/m}$

Observamos que esta carga distribuida es pequeña, por lo que la armadura de acero podrá estar constituida por barras del menor diámetro ( $\emptyset 3/8"$ ) aceptado por el R.N.C. para los efectos de flexión. Verificaremos esto hallando los momentos y cortantes que se producen en esta pequeña viga continua, los que empleando el método de cross son:



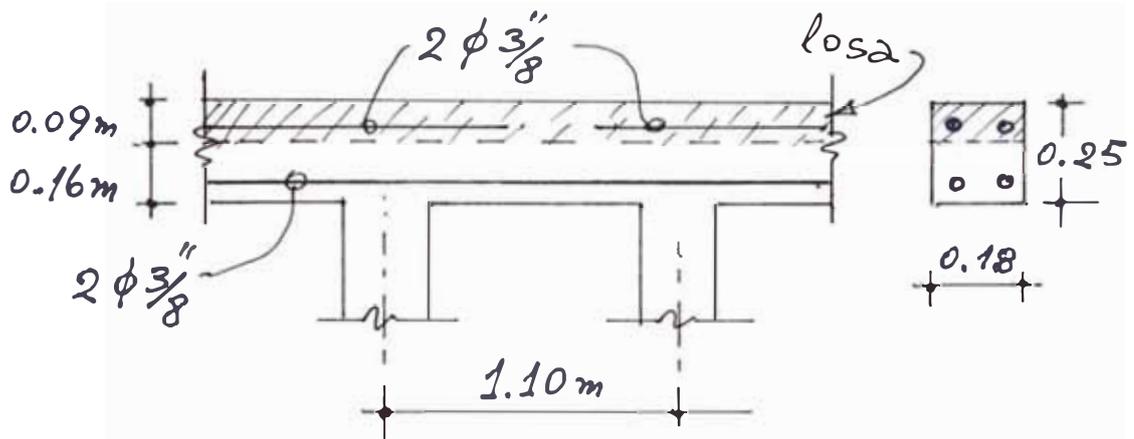
(FIG.Nº7) ACERO EN LOSADA LINTERNA

$$M_{\max}^{(-)} = 38 \text{ Kg-m, sobre cada columna de apoyo.}$$

$$M_{\max}^{(+)} = 58 \text{ Kg-m, a media distancia entre las columnas de apoyo.}$$

$$V = 206 \text{ Kg. cortante en los lados de cada columna.}$$

$$R = 412 \text{ Kg. reacción que se produce en cada columna de apoyo.}$$



Y el acero a emplear será:

(FIG. N°8) VIGUETA CIRCULAR

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d}$$

$$A_s = \frac{58 \times 10^2}{2,100 \times 0.91 \times 3} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Usaremos 2 Ø 3/8" ( $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$ ), como acero positivo para esta viga circular. La cual incluye a la losa en la zona de compresión. Y sobresale 0.16 m por debajo de aquella. En la parte superior de la vigueta se puede colocar una sola barra de 3/8" o dos barras, por razones de construcción.

COLUMNAS DE LA LINTERNA.- Diseñaremos una de las 4 - columnas que sostienen a la vigueta circular y losa de la linterna. (Fig. 9).

- Sección = 0.16 m x 0.16 m.

- Alto = 0.85 m.

- Serán columnas estribadas

- Peso actuante o carga axial (P)

$$p = \frac{\text{peso total de losa y vigueta}}{4 \text{ columnas}} = \frac{1,646 \text{ Kg}}{4}$$

- 412 Kg.

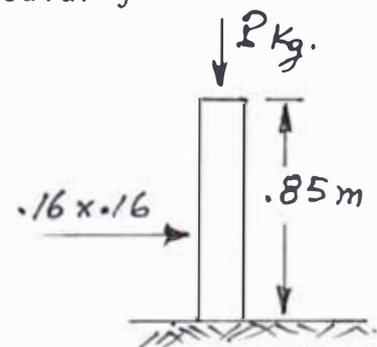


FIG. N°9

Esta será nuestra carga de trabajo permisible para el efecto del diseño.

$$\text{Con: } f_c = 0.45 f'_c = 78.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 f_y = 1,680 \text{ Kg/cm}^2; \text{ tendremos:}$$

Cuantía de Acero (p).- La cuantía puede variar entre 0.01 y 0.08 según lo establece el código ACI 318-63; aquí emplearemos una cuantía moderada  $p = 0.02$ . La carga permisible (P), para columnas axialmente cargadas y estribadas es:

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + f_s p_g)$$

donde:  $A_g$  = area bruta del concreto en la sección plana de una columna.

$$\text{y } f_s = 0.4 f_y = 0.4 \times 4,200 = 1,680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Luego: } P = 0.85 A_g (0.25 \times 175 \text{ Kg/cm}^2 + 1,680 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.02).$$

$$\text{de donde: } A_g = \frac{412}{65.7} = 6.3 \text{ cm}^2. \text{ Muy poca área.}$$

$$\text{Nosotros usaremos } A_g = 0.14 \text{ m} \times 0.14 \text{ m} = 196 \text{ cm}^2$$

con lo cual la contribución del concreto es ( $P_c$ ):

$$P_c = A_g \times 0.25 f'_c = 196 \text{ cm}^2 \times 0.25 \times 175 \text{ Kg/cm}^2 = 8,000 \text{ Kg} \rightarrow 412 \text{ Kg}$$

Pero lo aceptaremos por razones prácticas de construcción.

Emplearemos pues, 4 columnas de 85 cm. de alto, de 16 x 16

cms. de sección c/u. Armadas con 4 barras longitudinales

de 3/8" de diámetro y estribadas con varillas de 1/4" de

diámetro. Con lo cual obtendremos seguridad y economía -

en la linterna. Además, en la base, las 4 columnas irán -

empotradas en una vigueta circular de 0.20 m x 0.30 m. de

sección, que da forma al tragaluz de la cuba y esta empotra

da sobre el borde interior del techo de la cuba. Esta viga tendrá además un engrosamiento con cierta pendiente en la parte exterior; cuyo objeto es impedir el ingreso de arenisca u otras partículas volátiles al interior de la cuba, a través de las ventanas de la linterna. Y el acero - que se le coloque será el mínimo que convenga por razones constructivas ( $\emptyset$  1/2"). Esto es: 4  $\emptyset$  1/2" y estribos  $\emptyset$  1/4. Peso de la linterna = 2,348 Kg.

### 5.3.2 DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE LA CUBA (FIG. 10)

V = Volumen de agua requerido =  $400 \text{ m}^3$

$D_1$  = Diámetro menor de la superficie interior del tronco de cono - 10.80 m.

$D_2$  = Diámetro exterior del cilindro de concreto del conducto de ingreso = 3.40 m. (en la parte superior.  $D_1$  y  $D_2$  tomados en nivel Max. del agua).

$D_3$  - Diámetro mayor de la superficie interior de la base del tronco de cono - 12.00 m.

h = Altura del agua dentro de la cuba - ¿? Es lo que vamos a encontrar.

Tendremos:

$$V = \frac{\pi}{4} \times h (D_1^2 - D_2^2) + \frac{1}{2} \left[ \frac{\pi}{4} \times h (D_3^2 - D_1^2) \right] - \left[ \frac{1}{2} \frac{\pi}{4} \times h (D_4^2 - D_2^2) \right].$$

$D_4$  = Diámetro exterior del cilindro de concreto del conducto de ingreso, en la parte inferior, o superficie inferior de la cuba = 3.60 m.

Con los datos de diámetros asumidos, y con el volumen requerido de  $400 \text{ m}^3$ , en la expresión numérica anterior obtenemos



la altura del agua en la cuba:  $h = 4.31 \text{ m.}$

DIMENSIONAMIENTO DEL TECHO Y PAREDES DE LA CUBA. **TAN**  
**TEOS Y CONSIDERACIONES PREVIAS.-** <sup>TECHO.-</sup> Es una losa circular con una abertura central para tragaluz, también de forma circular, sobre el cual se ubica la linterna. La superficie de esta losa es inclinada en dirección radial hacia su borde exterior.

Asumimos un peralte total de 10 pulgadas 0.25 m. para esta losa, tendremos:

$$\text{Volumen del techo de la losa} = h \left( \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \right)$$

$$\text{Volumen} = 0.25\text{m}(0.785)(5.46\text{m}^2 - 0.62\text{m}^2) = 5.78 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de losa del techo} = 5.78\text{m}^3 \times 2,400\text{Kg/m}^3 = 13,872\text{Kg.}$$

DIMENSIONAMIENTO DE UN PORTICO.- Este estará constituido por una franja de ancho unitario en el borde exterior del piso de la cuba.

- Circunferencia de base de pared:  $C = 2 (6.3\text{m}) = 39.58 \text{ m}$

- Circunferencia de base del techo:  $C = 2 (5.5\text{m}) = 34.55 \text{ m}$

- Circunferencia interior de lin -

terna .....  $C = 2 (0.62\text{m}) = 3.89 \text{ m}$

(Ver Fig. N° 11).

PESO TOTAL DE CARGA SOBRE EL PORTICO.-

Peso linterna : 2,348 Kg.

Peso de losa techo : 13,872 Kg.

Peso pared cónica : 61,920 Kg.

Peso pared cilíndrica: 24,240 Kg.

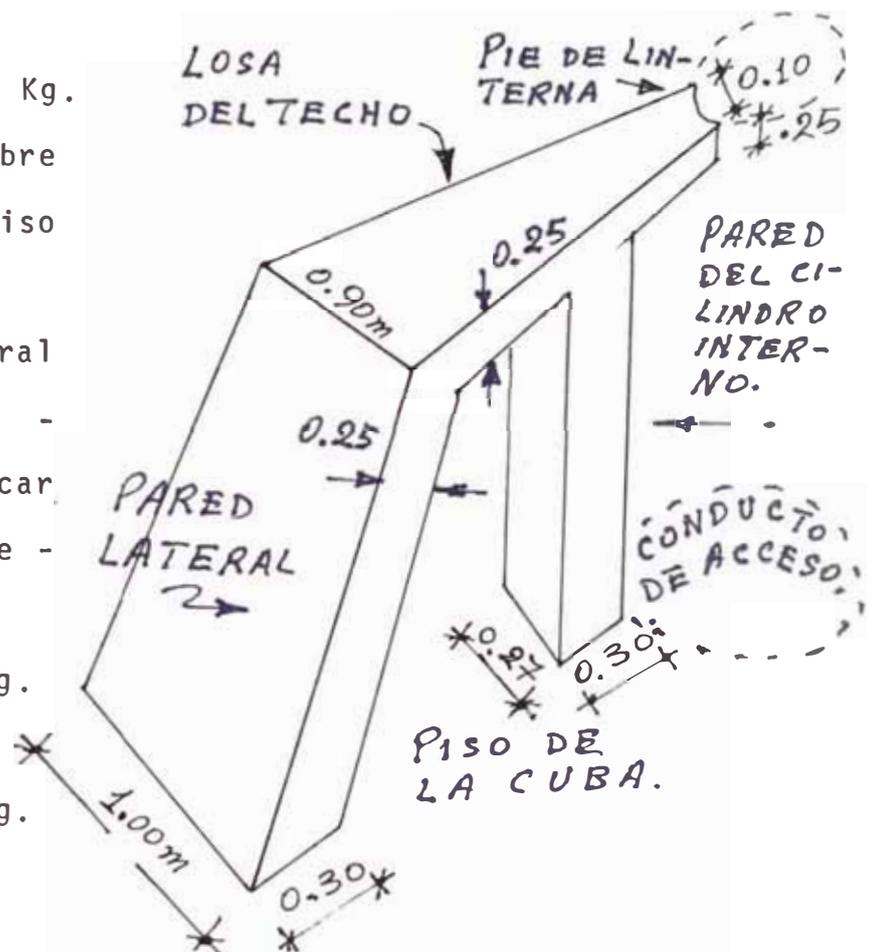
Peso total; 102,380 Kg.  
Es el peso total sobre la plataforma del piso de la cuba.

Luego la carga lateral (H) debida al sismo (solo considerando cargas del techo y paredes) será:

$$H_{\text{Total}} = 0.16P = 16380\text{Kg.}$$

Y en un Portico:

$$H = \frac{16,380\text{Kg}}{39\text{ m}} = 420\text{Kg.}$$



(FIG. N° 11) PORTICO

En el portico considerado, estableceremos los momentos y fuerzas cortantes debidas solamente al peso propio ; así como a las cargas de servicio y condiciones geométricas de los elementos de concreto situadas sobre el nivel del piso de la cuba. A fin de determinar el acero de refuerzo por efecto sísmico que habrá que añadir a la armadura que se determine mas adelante por razón de la presión del agua y peso de la estructura de almacenamiento, al diseñar la cuba, empleando el método de W.S. Gray. Considerando entonces las paredes y el techo de la cuba solamente, vemos que la estructura es simétrica, y por lo

tanto: en condiciones estáticas de carga no se producirá - desplazamiento lateral. Empero, debemos considerar además el efecto del sismo, siempre inevitable en esta zona, así como el efecto del viento que es considerable a esa altura (21m-27m). Efectos que lo representamos por una fuerza horizontal  $H$ , aplicada a unos  $h$  mts. sobre el piso de la cuba. La acción de esta fuerza y de las cargas antes nombradas producirá desplazamiento lateral o corrimiento de los nudos del pórtico, convirtiéndolo al caso de construcciones simétricas cargadas disimétricamente. Caso estudiado por el método de Cross y divulgado en la obra de : J. S. Kinney, "Análisis de Estructuras Indeterminadas". Y en la de: P. Charón. "El método de Cross y el Cálculo Práctico de las construcciones Hiperestáticas".

Tomaremos para el cálculo un "pórtico" de tres luces, constituido por una franja de la pared lateral y de la pared del cilindro interno y techo de concreto. En la cual las paredes de la cuba están empotradas en la plataforma del piso de esta. Y cuya dirección, para la pared, sea la de una generatriz del tronco de cono, y para el techo, la de un diámetro de la base menor del tronco de cono. Con una sección plana de ancho unitario igual a 1 mt. y 0.27 mt. en la base de las paredes exterior e interior respectivamente, y un espesor de 0.30 mt. en las mismas bases para ambas. Valores que cambiarán a 0.90 mt. y 0.25 mt. para el ancho y el espesor respectivamente en la unión de pared exterior-techo. Y a 0.10 m y 0.25m al pie de la linterna.

(Fig. 11).

Las paredes laterales se comportan como barras inclinadas en el pórtico. Tendremos en cuenta por ello las proyecciones horizontales del esfuerzo cortante y del esfuerzo normal, al considerar estos elementos. En la pared lateral del pórtico, esta tiene 8 grados de inclinación hacia el centro de la cuba, con respecto a la vertical. La carga distribuida que actúa allí en el sentido de la gravedad es:

$$W_1 = \frac{61,920 \text{ Kg.}}{39 \times 5.77} = 280 \text{ Kg/m; este valor se descompone}$$

en :  $W'_1 = W_1 \cos 8^\circ = 39 \text{ Kg/m}$ , que actúa perpendicular al plano de la pared y produce flexión, y :  $W_1 \sin 8^\circ = 277 \text{ Kg/m}$ , que actúa en el plano de la pared y produce compresión.

Tendremos el pórtico de la Fig. 12. En el que determinaremos los momentos y fuerzas que se producirán.

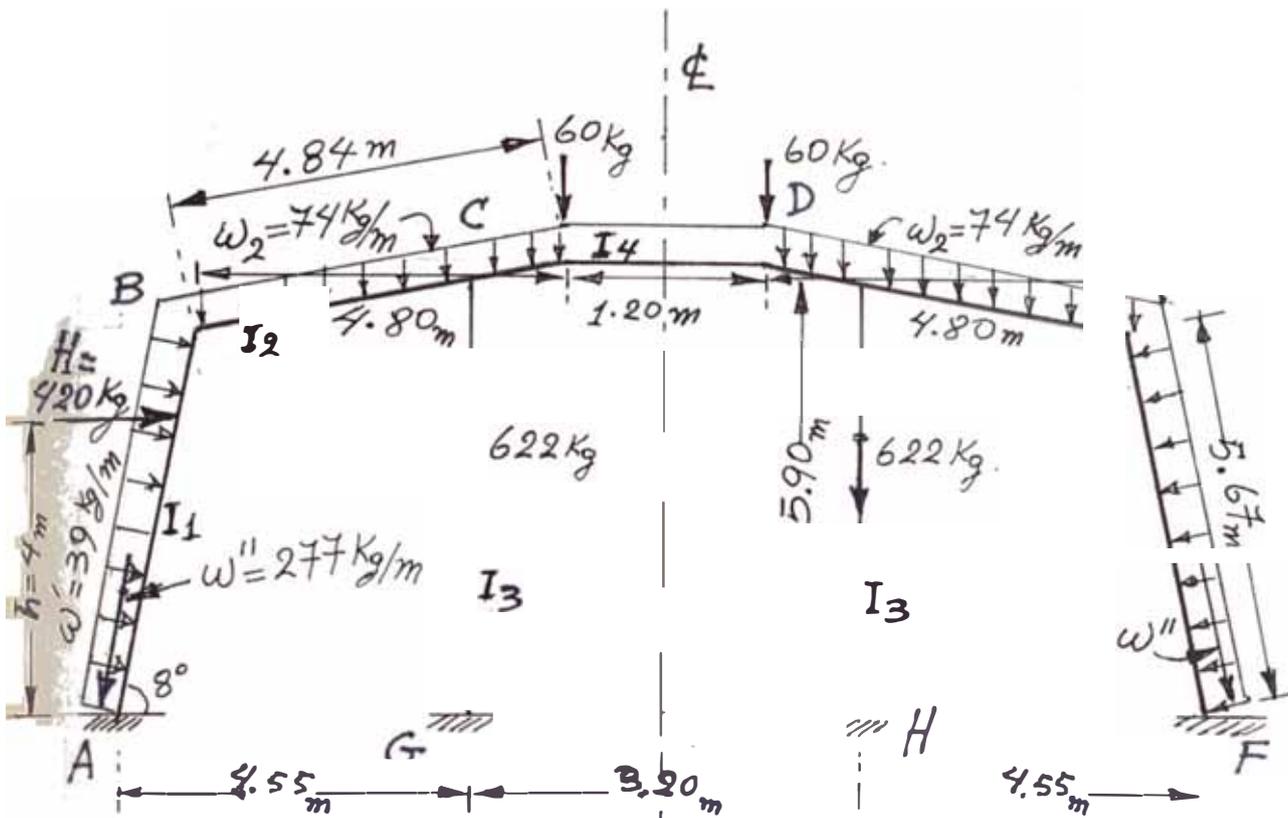
Aplicando el método de cross indicado antes, obtenemos los momentos ( $M_f$ ) finales siguientes: (En Kg-m).

AB	BA	BC	CB	CD	CG	DC	DE	DH	ED
-312	+282	-282	+71	-68	-4	+92	-115	+23	+122

EF	FE	GC	HD
-122	+125	-4	+11

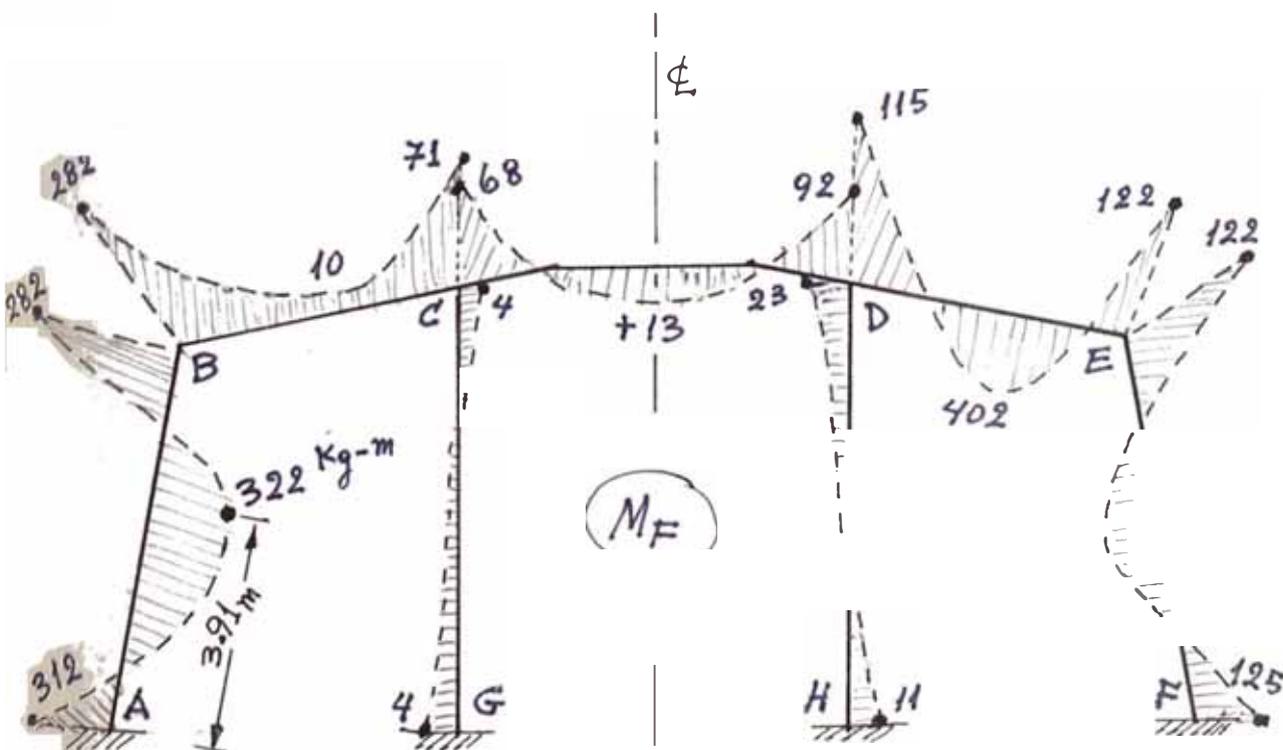
Los que se grafican en la Fig. N° 13.

Al diseñar el refuerzo de acero en las paredes laterales - externas y en el techo de la cuba, añadiremos el refuerzo que corresponda a estos momentos flectores que se originan



CARGAS EN EL PORTICO.

fig 12.



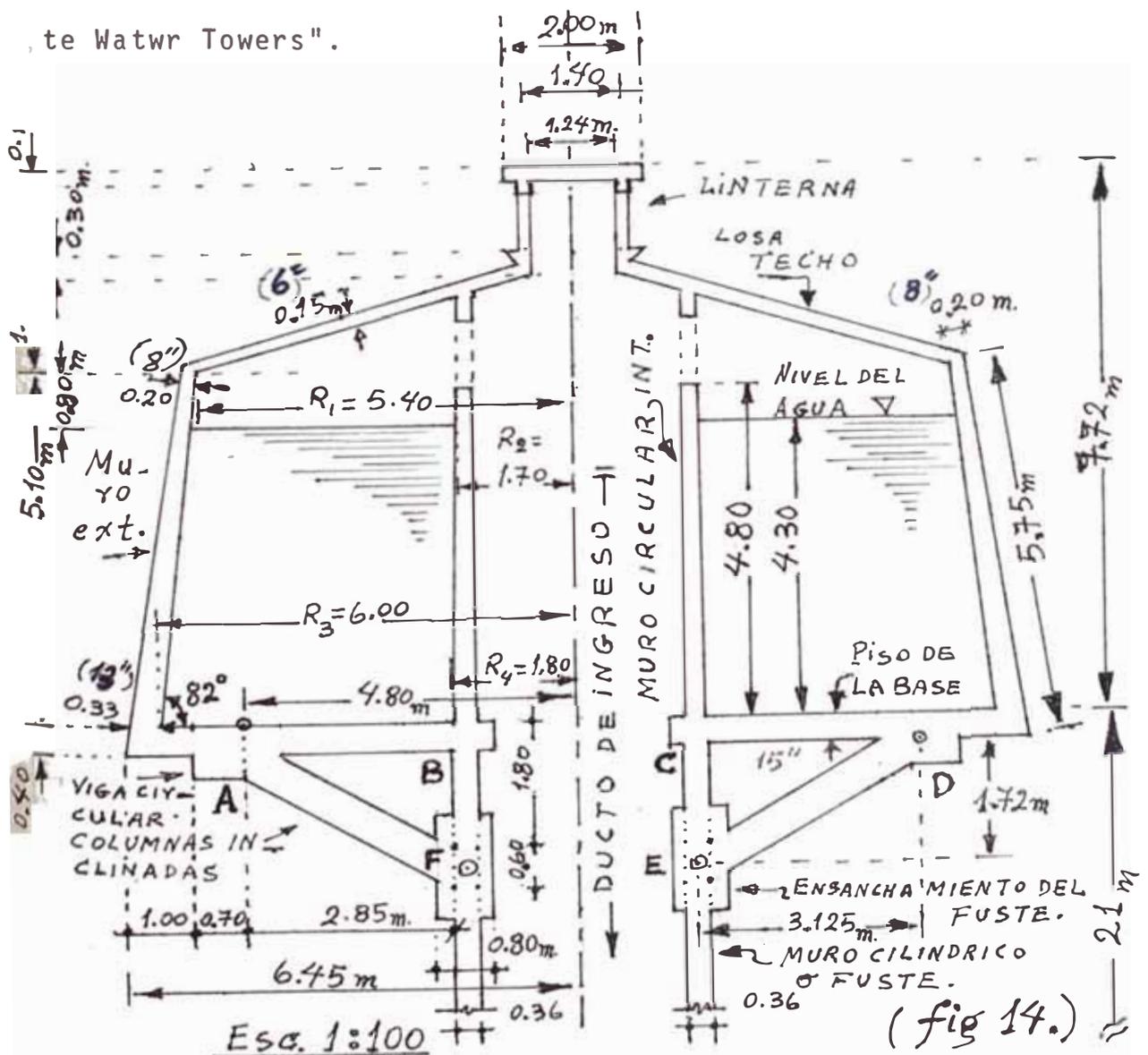
MOMENTOS FINALES ( $M_F$ ) EN Kg-m.

fig 13.

por efecto del sismo y por la forma geométrica de la cuba. Observando que los momentos debidos a la inclinación de -- la pared lateral externa son de sentido contrario a los que deberán producirse por la presión del agua. Y contribuyen a equilibrarlos, aunque en proporción pequeña.

### 5.3.3 DISEÑO DE LA CUBA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

La figura 14 muestra un tanque para almacenar  $400\text{m}^3$  de agua. Ubicado a 21 m. sobre la superficie del suelo. - Para diseñar la cuba, emplearé el método experimental de - W.S. Gray; indicado en el Capítulo II de su obra: "Concrete Watwr Towers".



Los grosores mostrados están basados en esfuerzos que se presentan usualmente en este tipo de estructuras. Asumimos que la cuba en estudio se comporta hidrostáticamente como un tanque cilíndrico, ya que la inclinación de sus paredes laterales es pequeña, y además, el sentido hacia adentro de esta inclinación y de la componente horizontal, del peso de la pared es contraria al sentido de los esfuerzos producidos por la presión hidrostática del agua, contribuyendo a su disminución. Y por lo tanto a dar mayor seguridad a la estructura:

1.- CAPACIDAD O VOLUMEN (V).- Tendremos:

$$V = \frac{\pi}{4} \times h \times (D_1^2 - D_2^2) + 1/2 \left[ \frac{\pi}{4} \times h \times (D_3^2 - D_1^2) \right].$$

como:  $h = 4.30$  m., profundidad o altura del agua almacenada.

$D_1 = 10.80$  m;  $D_2 = 3.40$  m;  $D_3 = 12$  m. Como volumen V, tendremos:

$$V = 0.785 \times 4.3 (10.8^2 - 3.4^2) + 0.393 \times 4.3 (12^2 - 10.8^2).$$

$V = 400 \text{ m}^3$  es el volumen de agua almacenable.

2.- PRESION MAXIMA DEL AGUA ( $P_{\max}$ )

$h =$  altura del agua =  $4.30$  m.

$$\gamma = \text{peso unitario del agua} = 1000 \text{ Kg/m}^3 = 62.5 \text{ Lbs/pie}^3$$

$$P_{\max} = 4.3 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 = 4,300 \text{ Kg/m}^2$$

Sin embargo, al efecto de emplear las tablas del Dr. - Reisner (ver apéndice I), que utiliza el método de W.S. Gray que estamos empleando según hemos indicado, operaremos con unidades del sistema inglés. Así:

$$P_{\max} = h \times \gamma = (4.3 \text{ m} \times 3.28 \text{ pies/m}) \times 62.5 \text{ lbs/pie}^3 = 882 \text{ lbs/pie}^2.$$

¶ Tendremos así la presión máxima del agua en el fondo del tanque o cuba.

### 3.- MAXIMA TRACCION TANGENCIAL (T).-

Esta es la máxima tracción tangencial por pie de ancho de franja unitaria horizontal, o sea por pie de altura de pared. Ignorando el empotramiento en la base o sujeción existente en la base. Así:

$$T_{\max} = P_{\max} \times D/2 = 882 \text{ lbs/pie}^2 \times (12\text{m}/2 \times 3.28 \text{ pies/m}) = 17,358 \text{ lbs/pie}.$$

### 4.- BARRAS CIRCULARES REQUERIDAS (o Armadura Circular Requerida).-

Al diseñar la cuba, se tiene presente que los valores de los esfuerzos de trabajo permisibles que asignemos al acero, deben ser menores que aquellos valores que usualmente se le asigna a este material, cuando se le va a utilizar en elementos que no están en contacto con el agua (que suele ser  $0.5 f_y$ ). Asimismo, emplearemos un concreto de mayor resistencia cilíndrica ( $f'_c$ ) a la compresión, pero tomando solamente el 45% de  $f'_c$  para los esfuerzos de compresión y 0.42 de la raíz cuadrada de  $f'_c$  para la tracción, tal como lo establece el R.N.C.

Emplearemos concreto de  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$  en las dos primeras franjas inferiores de pared circular lateral, de un metro de altura c/u. Y concretos de  $f'_c = 280$  y

210 Kg/cm<sup>2</sup> para las dos franjas superiores siguientes.

Procedemos, así, para obtener una estructura hermética a la filtración del agua en el depósito de almacenamiento. Lo que conseguiremos al establecer que los esfuerzos de tracción que se produzcan realmente en el concreto, no excedan su módulo de ruptura. Evitándose la formación de agrietamientos en las paredes o en el fondo de la cuba; al emplear se materiales que se comportan dentro de un rango elástico. Acero: Acero grado 60;  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ . Mas por razones antes indicadas y por seguridad, se asigna a  $f_s$  el siguiente valor:  $f_s = 1,160 \text{ Kg/cm}^2 = 16,472 \text{ lbs/pulg}^2$ .

Valor usado también en los países del reino unido de Inglaterra como en el Ministerio de Vivienda y Construcción del Perú.

Concretos:  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $f_c = 0.45 f'_c = 157.5 \text{ Kg/cm}^2 = 2,236 \text{ lbs/pulg}^2$ .

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  ·  $f_c = 0.45 f'_c = 126.0 \text{ Kg/cm}^2 = 1,789 \text{ lbs/pulg}^2$ .

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  ·  $f_c = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2 = 1,341 \text{ lbs/pulg}^2$ .

Luego midiendo alturas (h) desde el borde max. superior del nivel del agua hacia el fondo : Area de acero requerida ( $A_s$ ):

Para  $h = 4.30 \text{ m}$ :  $A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{17,358 \text{ lbs/pie}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2} = 1.05 \text{ pulg} / \text{pie de alto.}$

Para  $h = 3.30 \text{ m}$ :  $A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{13,082 \text{ lbs/pie}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2} = 0.79 \text{ pulg}^2 / \text{pie de alto.}$

$$\text{Para } h = 2.30 \text{ m: } A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{8,824 \text{ lbs/pie}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2} = 0.54 \text{ pulg}^2/\text{pie de alto.}$$

$$\text{Para } h = 1.30 \text{ m: } A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{4,094 \text{ lbs/pie}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2} = 0.30 \text{ pulg}^2/\text{pie de alto.}$$

Mas adelante convertiremos estas áreas de acero en barras circulares del acero requerido.

5.- GROSOR DE LA PARED.- Asumimos una franja vertical de ancho unitario igual a un pie. Y considerando la resistencia a la tracción dada por el R.N. de C. :

$f_{ct} = 0.42 \sqrt{f'_c}$ . Tendremos que: Si la tracción tangencial (T) es resistida por el concreto solamente, a esfuerzos de tracción:

$$f_{ct} = 0.42 \sqrt{350} = 7.86 \text{ Kg/cm}^2 = 112 \text{ lbs/pulg}^2; \text{ a } 4.30 \text{ y } 3.30 \text{ m.}$$

$$f_{ct} = 0.42 \sqrt{280} = 7.03 \text{ Kg/cm}^2 = 101 \text{ lbs/pulg}^2; \text{ a } 2.30 \text{ m.}$$

$$f_{ct} = 0.42 \sqrt{210} = 6.20 \text{ Kg/cm}^2 = 88 \text{ lbs/pulg}^2; \text{ a } 1.30 \text{ m.}$$

Entonces: El área transformada ( $A_t$ ) de la sección plana a las alturas dadas será:

$$\text{A } 4.30 \text{ m: } A_t = \frac{T}{f_{ct}} = \frac{17,3581 \text{ lbs/pie}}{112 \text{ lbs/pulg}^2} = 155 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

Como: A = ancho unitario x grosor, tendremos:

$$12'' \times 13'' = 156 \text{ pulg}^2. \text{ Luego: Pared de } 13'' \text{ de grosor} = 0.33\text{m.}$$

$$3.30 \text{ m} : A_t = \frac{T}{f_{ct}} = \frac{13,082 \text{ lbs/pie}}{112 \text{ lbs/pulg}^2} = 177 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$12'' \times 10'' = 120 \text{ pulg}^2. \text{ Luego: Pared de } 10'' \text{ de grosor} = 0.25\text{m}$$

$$2.30 \text{ m} : A_t = \frac{T}{f_{ct}} = \frac{8,824 \text{ lbs/pie}}{101 \text{ lbs/pulg}^2} = 87 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$12'' \times 8'' = 96 \text{ pulg}^2. \text{ Luego: Pared de } 8'' \text{ de grosor} = 0.20 \text{ m.}$$

$$A_{1.30 \text{ m}}: A_t = \frac{T}{f_{ct}} = \frac{4,904 \text{ lbs/pie}}{88 \text{ lbs/pulg}^2} = 56 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

12" x 6" = 72 pulg<sup>2</sup>. Luego: Pared de 6" de grosor = 0.15 m.

Si se asume que el acero y el concreto actúan juntos a un esfuerzo de:  $f_{ct} = 0.42 \sqrt{350} = 7.86 \text{ Kg/cm}^2 = 112 \text{ lbs/pulg}^2$ , en el concreto requerimos un área transformada ( $A_t$ ) de:

$$A_t = \frac{17,358 \text{ lbs/pie}}{112 \text{ lbs/pulg}^2} = 155 \text{ pulg}^2. \text{ Si } n = E_s/E_c = 7;$$

el área equivalente de 1.05 pulg<sup>2</sup> es : 1.05 x 7 = 7.4 pulg<sup>2</sup> que restada del  $A_t$  anterior, nos da un área neta requerida = 147.6 pulg<sup>2</sup>. Lo cual esta dado por: 12" x 12.3". En todo caso se colocará una pared lateral circular de sección variable; con un grosor de 13" (0.33 m) a la altura de la superficie del fondo (o piso) de la cuba y 8" (0.20 m) en la parte superior de la pared.

#### 7.- APLICANDO FORMULAS DEL DR. REISNER.-

Para H = 5m = 16.4 pies = altura del tanque.

$$d = 10.5" = 0.88 \text{ pies. (grosor promedio de pared).}$$

$$D = 12.33\text{m} = 40.44 \text{ pies.}$$

$$\text{Luego: } H/D = 16.40 \text{ pies}/40.44 \text{ pies} = 0.41$$

$$\text{Y, } H/d = 16.40 \text{ pies}/0.88 \text{ pies} = 18.6$$

Asumiendo empotramiento absoluto en la base de la pared, el valor (f) en la fórmula del Dr. Reisner es: (ver apéndice I)

f = 0.016. Por lo tanto, el Momento de Sujeción (o empotramiento) requerido será:

$$M = f \times P_{\text{max}} \times H^2$$

$$M = 0.016 \times 882 \text{ lbs/pie}^2 \times \text{pie} \times (16.40 \text{ pies})^2 = 3,796 \text{ lbs-pie.}$$

0 también:  $M = 45,552 \text{ lbs-pulg.} - 525 \text{ Kg-m.}$

8.- RELACION QUE OBTENEMOS.-

Si la pared es de 10.5" (promedio) de grosor:

$$b \times d^2 = 12" \times (10.5")^2 = 12 \times 110 \text{ pulg}^3.$$

$$\gamma : \frac{M}{b \times d^2} = \frac{45,552 \text{ lbs-pulg.}}{12 \times 110 \text{ pulg}^3} = 34.5 \text{ lbs/pulg}^2$$

9.- REFUERZO VERTICAL ( $A_{st}$ ) REQUERIDO.-

A un esfuerzo de tracción permisible en el acero de:

$$f_{st} = 1,160 \text{ Kg/cm}^2 = 16,472 \text{ lbs/pulg}^2, \text{ el refuerzo vertical}$$

$$(A_{st}) \text{ requerido es: } A_{st} = \frac{M}{f_{st} \times j \times d_1}. \text{ En donde, el va-}$$

lor del momento (M) se tomará para cada intervalo de profun-  
didad que corresponda. Asi: Entre  $h = 4.30 \text{ m}$  y  $h = 3.30 \text{ m}$ :

$$A_{st} = \frac{45,552 \text{ lbs-pulg}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.84 \times 10"} = 0.32 \text{ pulg}^2/\text{pie de an-} \\ \text{cho de franja unita-} \\ \text{ria vertical.}$$

Se pondrá: 1 barra de 5/8" a 0.30 m. centro a centro.

(0.31  $\text{pulg}^2$ ). Entre  $h = 3.30 \text{ m}$  y  $h = 2.30 \text{ m}$  :

$$A_{st} = \frac{15,192 \text{ lbs-pulg}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.85 \times 8"} = 0.14 \text{ pulg}^2/\text{pie.}$$

Se pondrá una barra de 1/2" a 0.30 m centro a centro.

(0.20  $\text{pulg}^2$ ). Entre  $h = 2.30$ ;  $h = 1.30 \text{ m}$  :

$$A_{st} = \frac{5,142 \text{ lbs-pulg}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.86 \times 6"} = 0.06 \text{ pulg}^2/\text{pie.}$$

Se pondrá una barra de 3/8", a 0.30 m. centro a centro.

(0.11  $\text{pulg}^2$ ). Entre  $h = 1.30 \text{ m.}$  y el borde superior de la  
pared:

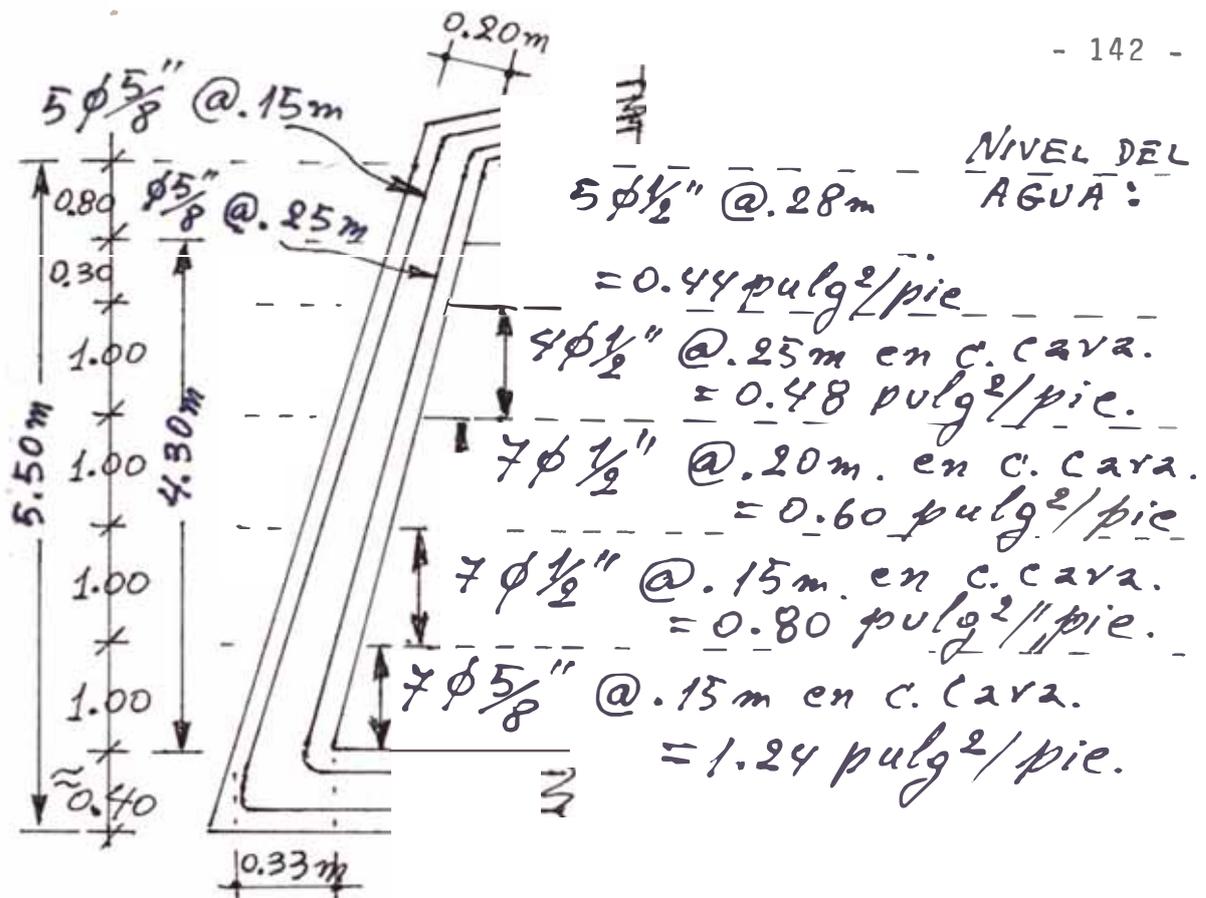
$$A_{st} = \frac{948 \text{ lbs-pulg.}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.86 \times 6"} = 0.01 \text{ pulg}^2/\text{pie.}$$

Se pondrá una barra de 3/8" a 0.30 m. centro a centro. (0.11 pulg<sup>2</sup>).

Lo anterior corresponde al refuerzo vertical requerido en los diferentes niveles. Observamos además que: En una pared de 13"; 0.32 pulg<sup>2</sup> es el 0.21%. O sea: p - cuantía  $A_s/A_g = 0.32 \text{ pulg}^2/156 \text{ pulg}^2 = 0.21\%$ .

$P = 0.0021 > p = 0.0015$  que establece el R.N.C. para el refuerzo vertical. Es aconsejable sin embargo colocar solo dos tipos de "fierro", evitándose empalmes y discontinuidad en la armadura. Estos pueden ser barras de 5/8" y de 1/2" o solo de 5/8" hasta el borde superior de la pared. Elegimos aquí: fierro de diámetro 5/8", colocados a 0.15m. centro a centro, como refuerzo vertical para la cara externa de la pared y fierro de 5/8" a 0.25 m. centro a centro para la cara interna. El exceso de refuerzo, compensará los momentos que se produzcan debido al sismo y a la ligera inclinación de la pared en condiciones de tanque vacío, (graficados en la Fig. 13).

El paso 4 nos permitió determinar el área de acero para barras circulares, en los diferentes niveles de pared, donde establecemos: (Fig. 15) :  $A_s = 1.05 \text{ pulg}^2/\text{pie}$  de alto de pared. Colocaremos 7  $\emptyset$  5/8" a 0.15 m. centro a centro, en cada cara. (=1.24 pulg<sup>2</sup>/pie). Desde 4.3 m. a 3.3m. de profundidad.



(FIG. N° 15) ACERO CIRCULAR Y ACERO VERTICAL EN PARED LATERAL EXTERIOR

$A_s = 0.79 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ .  $7 \phi \frac{1}{2}''$  a  $0.15m$  c. a c. en c./cara .  
( $0.8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ ).

$A_s = 0.54 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ .  $7 \phi \frac{1}{2}''$  a  $0.20m$  c. a c. en c./cara  
( $0.6 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ ).

$A_s = 0.30 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ .  $4 \phi \frac{1}{2}''$  a  $0.25m$  c. a c. en c./cara  
entre  $1.30$  y  $0.3$  m. de profundidad del nivel max. del  
agua. Resto:  $5 \phi \frac{1}{2}''$  a  $0.28$  m. en cada cara.

En forma similar determinamos armadura de la pared circu -  
lar interior.

#### 10.- GROSOR DE PARED LATERAL.-

El momento resistente seguro contra el agrietamiento  
( $M_{rs}$ ) experimentalmente es alrededor de:  $M_{rs} = 53bd^2$ ,

y es mayor que  $M = 34.5 bd^2$ , que corresponde al momento flector calculado basado en empotramiento absoluto, lo cual no puede lograrse en la práctica. Por lo tanto, está bien el grosor elegido en la base (13"). Aunque podemos disminuir aún el grosor de la pared hasta 12" (0.30 m) en el nivel de la base de la cuba, y a 7" en la parte superior, y tendremos :  $\frac{M}{bd^2} = \frac{45,552}{12 \times (9.5)^2} = 42$  ; o sea:  $M = 42bd^2$ , más cercano a  $M = 53 bd^2$ . Luego, puede estar bien una pared de 12" en la base de la cuba y 7" en la parte superior. Mas por razones de construcción y de apoyo adecuado en los bordes de la losa del techo, determinamos 13" (0.33 m) en la base y 8" = 0.20 m en la parte superior, como grosores de pared circular lateral exterior de la cuba o tanque donde se almacenará el agua.

#### 11.- FUERZA CORTANTE (Q).-

La fuerza cortante Q en la base de la pared es :

$$Q = 0.7 w H \sqrt{1/2 dD}$$

D - Diámetro interior del tanque - 12 m = 39.36 pies

H - 5 m = 16.4 pies = altura del tanque o cuba.

d - 13" = 1.08 pies - grosor de pared lateral, en la base de la cuba.

$$Q = 0.7 \times 62.5 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}} \times 16.4 \text{ pies} \times \sqrt{0.5 \times 1.08 \times 39.36} =$$

$$3,308 \text{ lbs/pie.}$$

$$Q = 3,308 \text{ lbs/pie de base de pared.}$$

En el caso de vigas sin refuerzo de alma el R.N.C. establece:  $v_c = \text{cortante} = 1.1 \sqrt{f'_c}$  ; luego:  $v_c = 78 \text{ psi.}$

Luego:  $Q = v_c \times \text{Area} = 78 \text{ lbs/pulg}^2 \times 12" \times 12" = 11,232$   
lbs/por pie de base de pared.

O sea:  $Q = 3,308 \text{ lbs/pie} < Q_{rnc} = 11,232 \text{ lbs/pie.} \therefore \underline{\text{bien}}$

12.- TECHO.- Considerando franjas de losa en dirección radial, el techo tiene una luz de 3.93 m. medidos centro a centro entre el borde superior de la pared lateral exterior y el eje central de una viga circular interior, sostenida por columnas que se apoyan en la pared circular interior que forma el ducto de entrada. Y que tiene el mismo diámetro que ese ducto. En pies la luz del techo es de 12.96 pies. Y tiene una zona saliente en voladizo, de 1 metro hacia el interior. La carga del techo es como sigue:

- Sobre carga y revestimiento ..... 25 lbs/pie<sup>2</sup>.
  - Peso propio (6") de grosor asumido ... 75 lbs/pie<sup>2</sup>.
  - Peso por regulación de pendiente ..... 25 lbs/pie<sup>2</sup>
- $W = \text{Peso total del techo} = 125 \text{ lbs/pie}^2.$   
 $= 611 \text{ Kg/m}^2$

Luego la carga por pie lineal es  $w = 125 \text{ lbs/pie} (=186 \text{ Kg/m})$ .

13.- MOMENTO FLECTOR.- Si consideramos en el techo un angosto sector, el que es casi triangular en su forma, y si hay un pequeño grado de empotramiento con la pared, puede asumirse un momento flector positivo :

$$M \text{ de } \frac{1}{8} w l^2$$

$$M = \frac{1}{8} \times 125 \text{ lbs/pie} \times (12.96 \text{ pies})^2 \times 12"/\text{pie} = 31,493 \text{ lbs-pulg.}$$

14.- PERALTE DE LA LOSA.- Utilizando un concreto con esfuerzo de compresión  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  (de proporción (1):(1.6):(3.2)), tendremos:

$$f_c = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2 = 1,341 \text{ lbs/pulg}^2 \text{ y con } f_s = 1,160 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tendremos:  $K = 0.5 f_c k h = 0.5 \times 1,341 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.43 \times 0.86 = 248 \text{ lbs/pulg.}$  de donde:

$$\text{Peralte m\u00ednimo} = \sqrt{\frac{M}{K \times b}} = \sqrt{\frac{31,493 \text{ lbs/pulg}^2}{248 \text{ lbs/pulg}^2 \times 12 \text{ pulgs.}}} = 3.25''$$

Usaremos 5" como peralte total o grosor para la losa del techo (12 cm.). Considerando un recubrimiento de 4 cm. para la armadura, en la cara inferior.

15.- ARMADURA DEL TECHO.- La armadura estar\u00e1 dada por:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d_1} = \frac{31,493 \text{ lbs/pulg.}}{16,472 \text{ lbs/pulg}^2 \times 0.87 \times 3.5''} = 0.63 \text{ pulg}^2/\text{pie.}$$

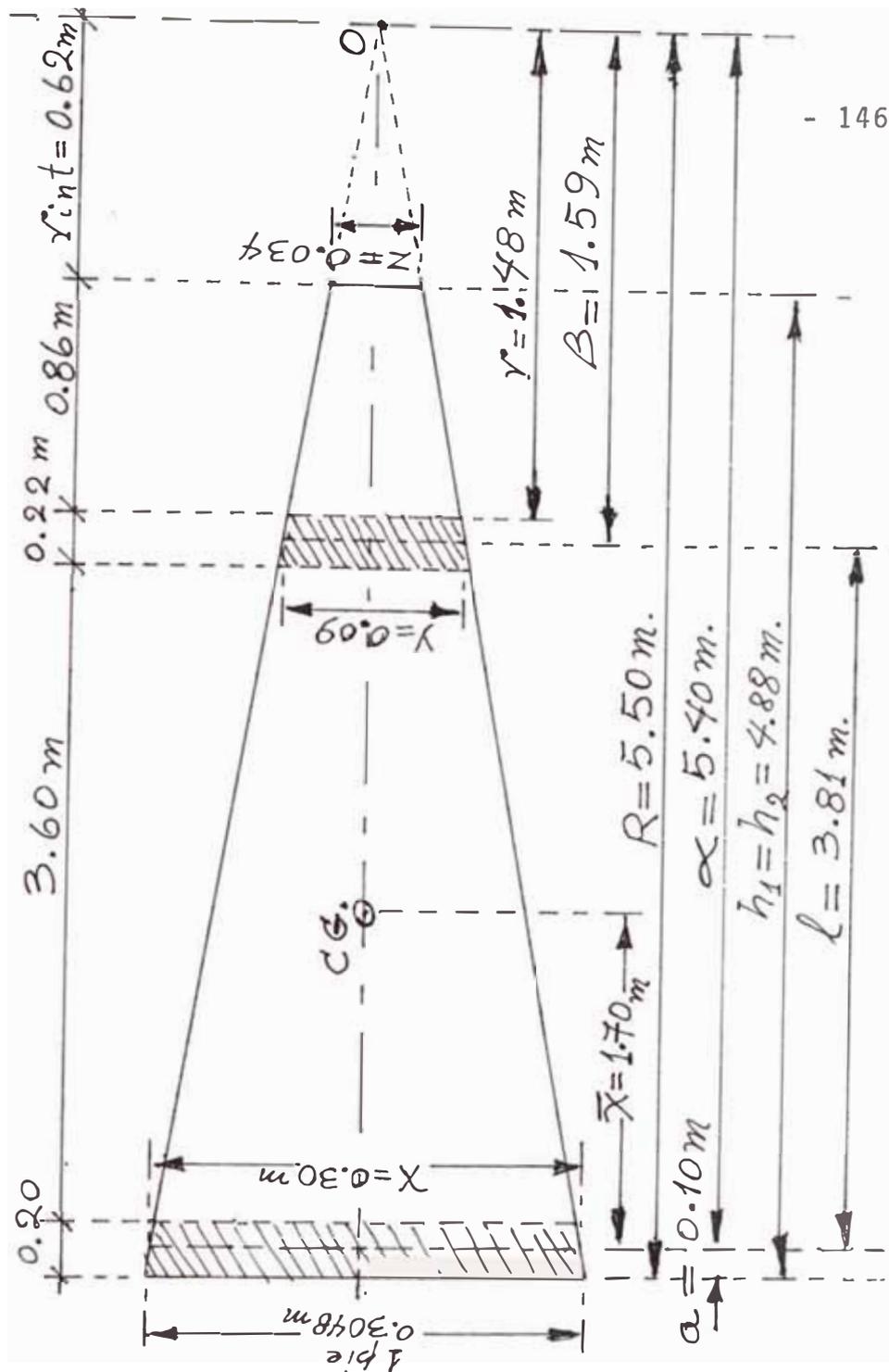
En la losa del techo, se pondr\u00e1 1 barra de 5/8" cada 9" - centro a centro, como se indica en la Fig. 19.

16.- Si consideramos un peque\u00f1o sector de losa de techo, de 1 pie de ancho en su borde, (Fig. 16). Su centroide esta a 1.70 m. desde el centro de la pared de afuera. Y 0.567 del peso total (P) del techo esta soportando sobre la pared de afuera (o pared exterior). (operando seg\u00fan la est\u00e1tica. Beer and Jhonson, etc.).

$$\text{Area del techo: } A = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 0.785 (11\text{m}^2 - 1.24\text{m}^2) = 93.78\text{m}^2$$

NOTA: Aquí se toman medidas sobre el plano de proyección horizontal.

☒



(FIG. N° 16) PROYECCION HORIZONTAL DE SECTOR DE LOSA DE TECHO

Considerando una pulgada mas de grosor para tarrajeo, tendremos: Con una losa de 6", el peso total (P) de la losa del techo es:

$$\text{Peso} = \text{Area} \times \text{Carga/pie}^2 = 93.78 \text{ m}^2 \times 611.4 \text{ Kg/m}^2 = 57,337 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso sobre la pared exterior} = 0.567 \times 57,337 \text{ Kg.} = 32,510 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso sobre la pared interior} = 0.433 \times 57,337 \text{ Kg.} = 24,827 \text{ Kg.}$$

Périmetro de pared exterior =  $2\pi\alpha = 2\pi(5.57\text{m}) = 35 \text{ m.}$

Périmetro de pared interior =  $2\pi\beta = 2\pi(1.64\text{m}) = 10.30 \text{ m.}$

17.- PESOS SOBRE LAS PAREDES.-

Peso (debido al techo) por metro lineal sobre la pared exterior: =  $32,510 \text{ Kg}/35 \text{ m} = 929 \text{ Kg/m.l.}$

Peso (debido al techo) por metro lineal sobre la pared interior: =  $24,827 \text{ Kg}/10.30 \text{ m} = 2,410 \text{ Kg/ m.l.}$

18.- PESO PROPIO DE LAS PAREDES EXTERIOR E INTERIOR.-

Peso propio por metro de pared exterior =  $a \times b \times h \times \gamma_c$

$a$  = espesor o grosor promedio de pared  $(12'' \text{ mas } 8'')/2 = 10'' = 0.25 \text{ m.}$

$b$  = franja vertical de un metro de ancho, de superficie de pared.

$h$  = altura de pared del tanque o cuba.

$\gamma_c$  = peso específico del concreto.

Luego: Peso propio de pared exterior -  $0.25 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 5.10 \text{ m} \times 2,400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

P.P. pared exterior =  $3,060 \text{ Kg/m.l.}$

Peso propio por metro de pared interior: =  $a \times b \times h \times \gamma_c$ .

Mas peso de 6 columnas de  $0.22 \text{ m} \times 0.28 \times 1.20 \text{ m}$ /perim. pared interior.

$0.26 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 4.80 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots 2,995\text{Kg/m}$   
 $6 (0.22 \text{ m} \times 0.28 \text{ m} \times 1.20 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3) 10.30\text{m} \dots\dots 103\text{Kg/m}$

P.P. pared interior .....=3,098Kg/m1

19.- LOSA DEL PISO DE LA CUBA DEL TANQUE.- Si tomamos un sector del piso muy pequeño, en el límite se converti

rá en triangular, como en la Fig. 17, pág. sgte. Si el ancho en el lado exterior del sector es un pie (0.3048 m), se cumple lo siguiente:

1°. Ancho de la pared exterior = 0.293 m.

2°. Ancho de la pared interior = 0.079 m.

3°. Area (A) de la losa del piso (o área del trapecio total):  $A = 1/2$  (base mayor + base menor) x altura.

$$A = 0.5(0.3048\text{m} + 0.06\text{m}) \times 5\text{m} = 0.912 \text{ m}^2$$

4°. Distancia (d) del centroide de la losa, desde la línea central = (4.51 m).

5°. Distancia del centroide del agua, desde la línea central = (4.61 m).

20.- PESO DE LA LOSA DEL PISO.- Asumiendo una losa de 16" (0.40 m) de espesor o peralte total d. Una losa de esta área pesará =  $0.912 \text{ m}^2 \times 0.40 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3$  - 890 Kg.

Peso = 890 Kg. - Peso de la losa de Piso de 16" de grosor (0.40m).

AGUA ALMACENADA.-

$$\text{Area} = A = 1/2 \left[ \left( \begin{array}{l} \text{borde interior} \\ \text{de pared de} \\ \text{afuera} \end{array} \right) + \left( \begin{array}{l} \text{borde interior} \\ \text{de pared de} \\ \text{adentro} \end{array} \right) \right] \times h'$$

( $h' = 4.20 \text{ m}$ ).

$A = 1/2 [(0.285 \text{ m}) + (0.085\text{m})] \times 4.20\text{m} = 0.777 \text{ m}^2$  . Pero  $h = 4.30 \text{ m} =$  altura del agua.

•• Peso total del agua:(P) =  $0.777 \text{ m}^2 \times 4.30 \text{ m} \times 1,000 \text{ Kg/m}^3$   
= 3,341 Kg.

Distancia (d) del centroide del agua al centro (C) del tanque = 4.61 m.

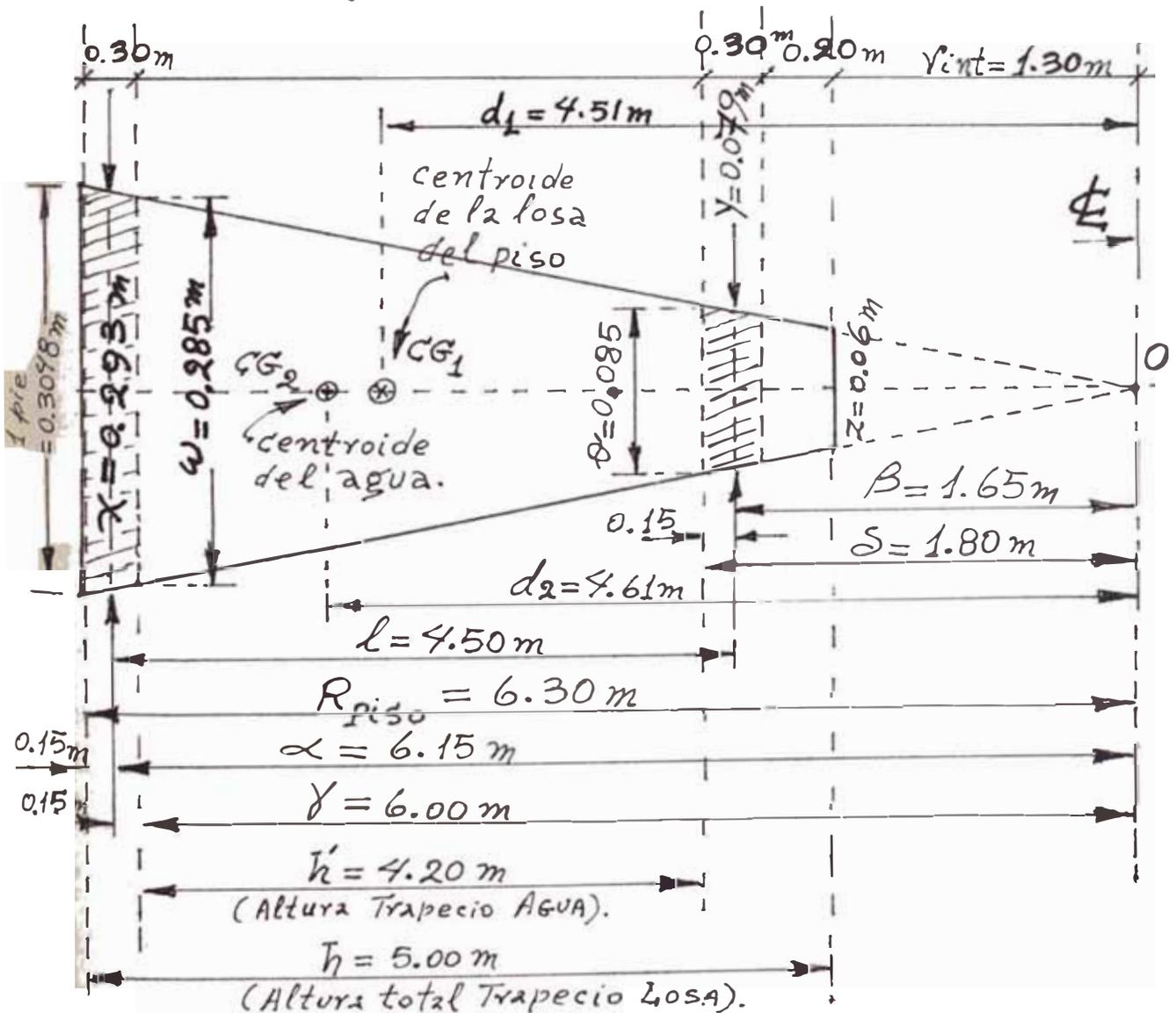
21.- PESO TOTAL (P) de 0.293 m de pared exterior (o pared de afuera):

$$P = (\text{long. pared en el sector}) \times \left( \begin{array}{l} \text{peso debi} \\ \text{do al te-} \\ \text{cho.} \end{array} \right) + \left( \begin{array}{l} \text{peso pro-} \\ \text{pio de la} \\ \text{pared} \end{array} \right)$$

$$P = 0.293 \text{ m} \times [(929\text{Kg/m}) + (3,060\text{Kg/m})] = 1,169 \text{ Kg.}$$

PESO TOTAL (P) de 0.079 m de pared interior (o pared de adentro).

$$P = 0.079 \text{ m} \times [(2,410\text{Kg/m}) + (3,098\text{Kg/m})] = 435 \text{ Kg.}$$



(FIG. 17) SECTOR DE LOSA DE PISO EN LA CUBA

22.- Tomando momentos respecto a la línea central de la torre (C).

Peso x distancia = Momento.

$$M_1 = \text{Momento de la pared exterior: } - 1,169\text{Kg} \times 6.15 \text{ m} - 7,189\text{Kg-m}$$

$$M_2 = \text{Momento de la pared interior: } 435\text{Kg} \times 1.65 \text{ m} - 718\text{Kg-m}$$

$$M_3 = \text{Momento de la losa del piso } - \frac{890 \text{ Kg} \times 4.51 \text{ m}}{\quad} - 4,013\text{Kg-m}$$

$$\text{Peso total (=Sumat. pesos del tanque vacío ..... = 2,494Kg; Mom. Tanque vacío = 11,920Kg-m}$$

$$M_a = \text{Momento del peso del agua : } \frac{3,341\text{Kg} \times 4.61\text{m}}{\quad} = \frac{15,402\text{Kg-m}}{\quad}$$

$$\text{Peso total, tanque lleno} = 5,835\text{Kg.}$$

$$\text{Sumatoria de momentos, tanque lleno ..... = 27,322Kg-m}$$

Distancia del centroide a la línea central (C), cuando el tanque esta vacío:  $d_{tq. vacío} = 11,920 \text{ Kg-m} / 2,494 \text{ Kg.} = 4.78\text{m.}$

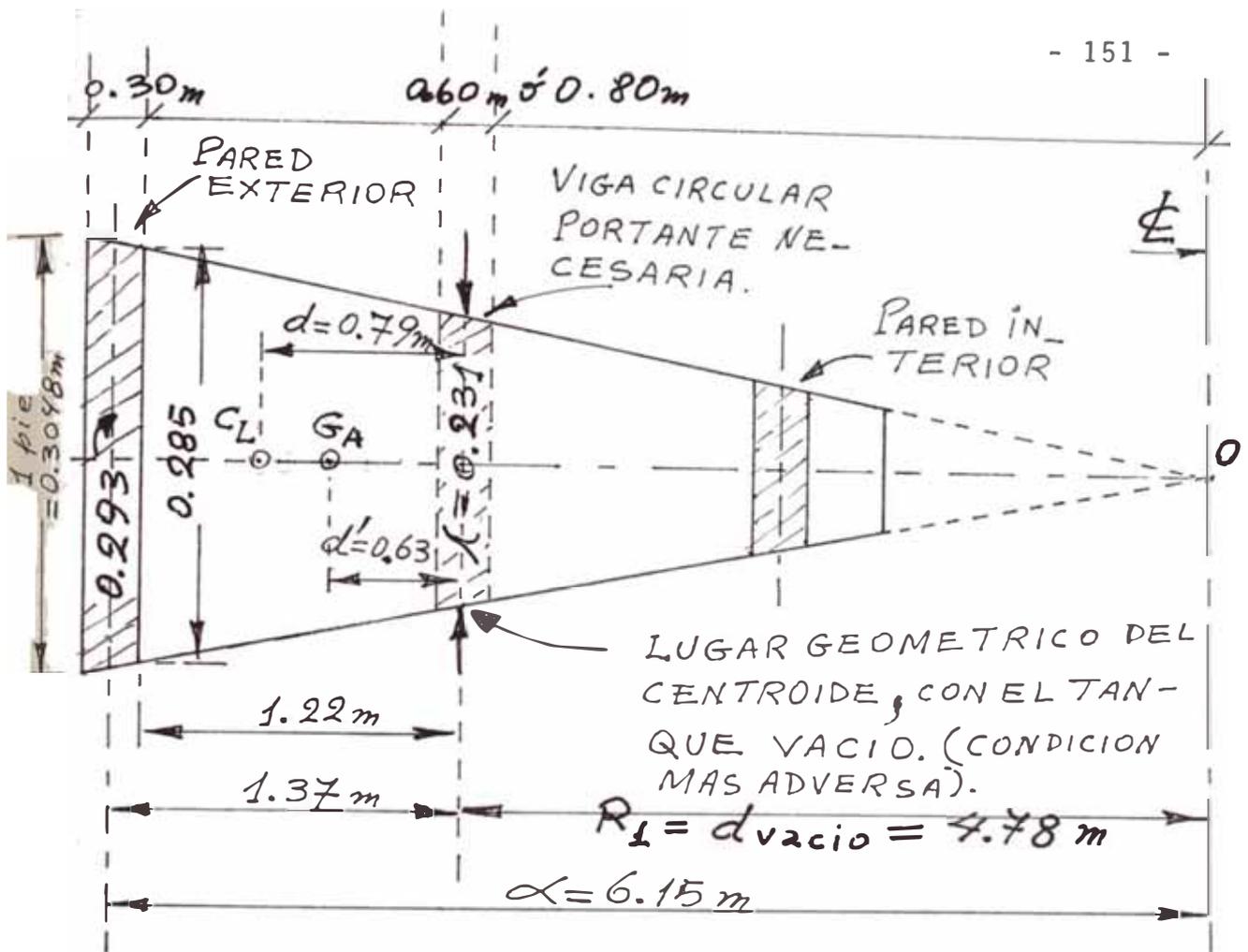
Distancia del centroide a la línea central (C), cuando el tanque esta lleno:  $d_{tq. lleno} = 27,322 \text{ Kg-m} / 5,835 \text{ Kg.} = 4.68\text{m.}$

23.- Puesto que es más fácil resistir momentos flectores positivos, podemos colocar la necesaria "viga circular" portante debajo del centroide del tanque vacío, a : - 4.78 m desde el eje central de la torre. Como se muestra en la Fig. 18.

Tendremos así:  $R_1 = d_{vacío} = 4.78 \text{ m.}$  Y el diámetro de la viga portante circular será:  $D_1 = 9.56 \text{ m.}$  Siendo el área de losa situada fuera del eje central de la viga circular portante (losa exterior), la siguiente:

$$A = 1/2 [(0.3048) + (0.231)]\text{m} \times 1.37 \text{ m} = 0.37 \text{ m}^2$$

peso propio de la losa de 16" es:  $975 \text{ Kg/m}^2$ . Luego, el



(FIG. N° 18) UBICACION DE LA VIGA CIRCULAR PORTANTE, BAJO LA LOSA DEL PISO.

peso de la losa "exterior" es:  $975 \text{ Kg/m}^2 \times 0.37 \text{ m}^2 = 361 \text{ Kg}$ .  
 Y su centroide  $C_L$  esta a  $0.79 \text{ m}$  fuera de dicha viga central o viga circular portante.

El área de losa que contiene al agua que está fuera de la línea central o eje de la viga circular portante es :

$A = 1/2 (0.285 \text{ m} + 0.231 \text{ m}) \times 1.22 \text{ m} = 0.315 \text{ m}^2$ . Siendo el peso del agua "exterior":  $P = 1,000 \text{ Kg/m}^3 \times 4.30 \text{ m} \times 0.315 \text{ m}^2 = 1,350 \text{ Kg}$ . Y su centro de gravedad  $G_a$ , esta a  $0.63 \text{ m}$  afuera del eje de la viga portante.

24.- MOMENTO VOLADIZO.- El momento voladizo sobre el eje

o línea central de la viga circular portante lo obtenemos así: PESO X DISTANCIA = MOMENTO.

Peso de la losa exterior a la línea central ..... 361 Kg x 0.79 m = 285 Kg-m.

Peso del agua exterior ... 1,350 Kg x 0.63 m = 850 Kg-m.

Peso total de pared exterior ..... 1,169 Kg x 1.37 m = 1601 Kg-m.

$Q_1$  = Suma de pesos = 2,880 Kg.  $M_1$  = Momento flex. = 2,736Kg-m.

Esta fuerza cortante  $Q_1$  y Momento flector  $M_1$ , actúan sobre una longitud de 0.231 m de viga portante. El momento flector unitario del voladizo será :  $M = 2,736/0.231 = 11,844$  Kg-m/metro de viga, o también:

$M = 11,844 \times 10^2$  Kg-cm/por metro de longitud de viga portante.

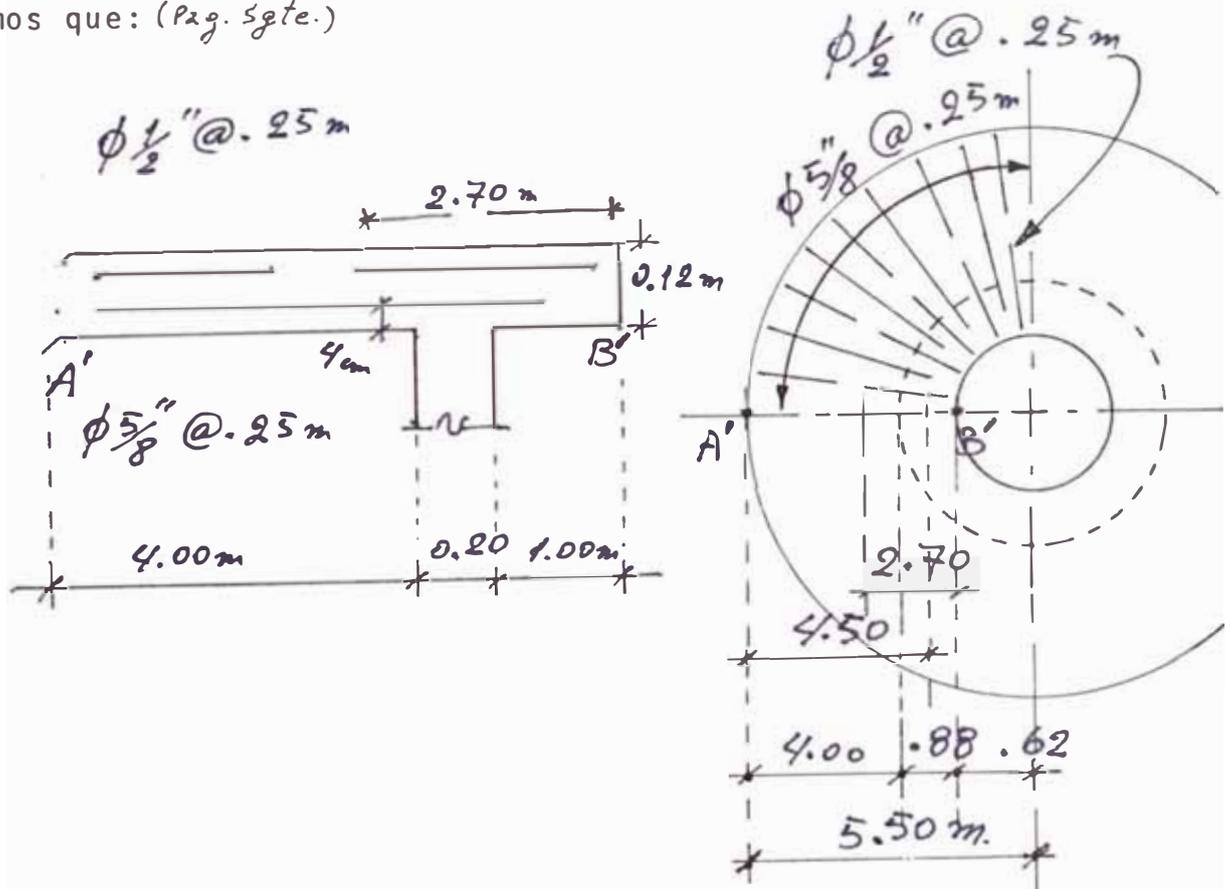
Empleando un acero de  $f_s = 1,160$  Kg/cm<sup>2</sup> y un concreto de  $f'_c = 420$  Kg/cm<sup>2</sup>, tendremos que, según ensayos de laboratorio, (Diseño de Estructuras de Concreto Armado - Winter - Nilson, 8va. Ed.): "En años recientes se ha establecido como medida de la resistencia a la tracción del concreto el resultado de la llamada prueba del cilindro hendido (o cilindro rajado); en donde una estimación razonable indica que la resistencia en cilindro hendido ( $f'_{ch}$ ) para concretos de arena y grava es:  $f'_{ch} = 1.86 \sqrt{f'_c}$ ". Entonces en nuestro caso,  $f'_{ch} = 1.86 \sqrt{420} = 38.12$  Kg/cm<sup>2</sup>. Además: La verdadera resistencia a la tracción ( $f'_t$ ) es 0.7 veces  $f'_{ch}$ , luego:  $f'_t = 0.7 (f'_{ch}) = 0.7 \times 38.12 = 26.68$  Kg/cm<sup>2</sup> Y con  $K = 0.5 \times 26.68$  Kg/cm<sup>2</sup> x 0.51 x 0.83 = 5.65 , obtendremos un peralte (d) para la losa del piso que sobresale

en voladizo:  $d = \sqrt{\frac{11,844 \times 10^2}{5.65 \times 100}} = 45.78 \text{ cm.}$

Por otra parte : La resistencia a la tracción (módulo de ruptura  $f_r$ ) del concreto es:  $f_r = 1.75 \times f'_{ch} = 1.75 \times 38.12 \text{ Kg/cm}^2 = 66.71 \text{ Kg/cm}^2$ ; y con  $K = 0.5 \times 66.71 \times 0.51 \times 0.83 = 14.12$  y tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{11,844 \times 10^2}{14.12 \times 100}} = 28.96 \text{ cm.}$$

Promediando los dos valores encontrados obtendremos un peralte medio:  $d_{\text{medio}} = 37.37 \text{ cm.}$  Y redondeando valores, tendremos que: (Pg. Sgte.)



(FIG. N° 19) ACERO EN LA LOSA DEL TECHO

(Nota: El acero de refuerzo para la losa del techo, así como el que se verá para la losa del piso, se muestra en el cuadrante superior izquierdo solamente; puesto que es el mismo en toda la losa).

El peralte total o grosor para la parte en voladizo, de la losa del piso de la cuba será 15" (38 cm.). La fuerza cortante unitaria Q es:  $Q = 2,880 \text{ Kg}/0.231 \text{ m} = 12,468 \text{ Kg/m}$ . La cual a una resistencia a la tracción del concreto solo de:  $f_c = 0.42 \sqrt{420} = 8.61 \text{ Kg/cm}^2$ , dada por el R.N.C. requiere un área de :  $1,448 \text{ cm}^2$ .

$$A = \frac{12,468 \text{ Kg/m}}{8.61 \text{ Kg/cm}^2} = 1448 = 100 \text{ cm} \times 15 \text{ centímetros de grosor. bien.}$$

ACERO RADIAL.-

$$A_{st} = M/f_{st} \times j \times d_1 = \frac{11,844 \times 10^2 \text{ Kg-cm.}}{1,160 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.83 \times 31 \text{ cm.}} = 41 \text{ cm}^2 / \text{por metro de ancho de viga de apoyo.}$$

"Fierro"; colocar 8 barras de 1" de diám. a 0.13 m. centro a centro, para el acero radial, en la parte superior de la losa exterior. (FIG. 20).

25.- MOMENTO POSITIVO.- Cuando el tanque esta lleno, el centro de gravedad de la carga total sobre el sector esta solamente a 4.68 m de la línea central ( $\phi$ ) de la torre, o sea a 0.10 m. hacia adentro del eje de la viga portante.

El momento sobre el sector es: Peso total del tanque lleno x 0.10 m o sea:  $5,835 \text{ Kg.} \times 0.10 \text{ m} = 583 \text{ Kg-m.}$ , sobre una longitud de viga de 0.231 m. El momento unitario será :  $M = 583 \text{ Kg-m}/0.231 \text{ m} = 2,524 \text{ Kg-m}/\text{por metro de viga portante.}$

Si no tomamos en cuenta el apoyo circular cercano al hueco central, el área circular de la losa del piso, que esta dentro de la viga portante, esta en la misma condición que

la losa circular de la FIG. N° 64 del apéndice II (losa circular plana), excepto que el momento aplicado alrededor del borde es positivo en vez de negativo.

El diámetro de la losa interior es de 9.56 m.

El momento unitario promedio a través de un diámetro es : 2,524 Kg-m/por metro de ancho de viga.

Como hay un hueco en el centro, podemos asumir un momento unitario máximo de 10,096 Kg-m/por metro de ancho, cerca del hueco (4 veces el Mom. Unitario). O sea : Momento máximo positivo:  $M = 10,096 \times 10^2$  Kg-cm/por metro de ancho.

Con esfuerzos de trabajo:  $f_c = 0.45\sqrt{f'_c} = 0.45 \times \sqrt{350} \text{ Kg/cm}^2 = 158 \text{ Kg/cm}^2$ ; para el concreto. Y  $f_s = 1,160 \text{ Kg/cm}^2$ ; para el acero, tendremos: Peralte de la losa hacia adentro de la viga circular portante:

$$d = \frac{10,096 \times 10^2 \text{ K-cm}}{32.5 \text{ Kg/cm} \times 100 \text{ cm}} = 18 \text{ cm.}$$

En conclusión entonces, para la zona del sector comprendida fuera del eje de la viga circular portante, usaremos :  $d = 15''$  (0.38 m). Y como peralte efectivo :  $d_1 = 11.5''$

Además usaremos :  $d = 13''$  (0.33 m) como peralte total de la losa, en la luz comprendida entre la viga circular portante y la pared interior de la cuba. Y consideraremos :  $d_1 = 10''$  (0.25 m), como peralte efectivo para esa misma luz de la losa del piso de la cuba, con un recubrimiento neto de 3".

El acero positivo para el área circular de losa de piso central de la cuba, comprendida dentro de la viga portante

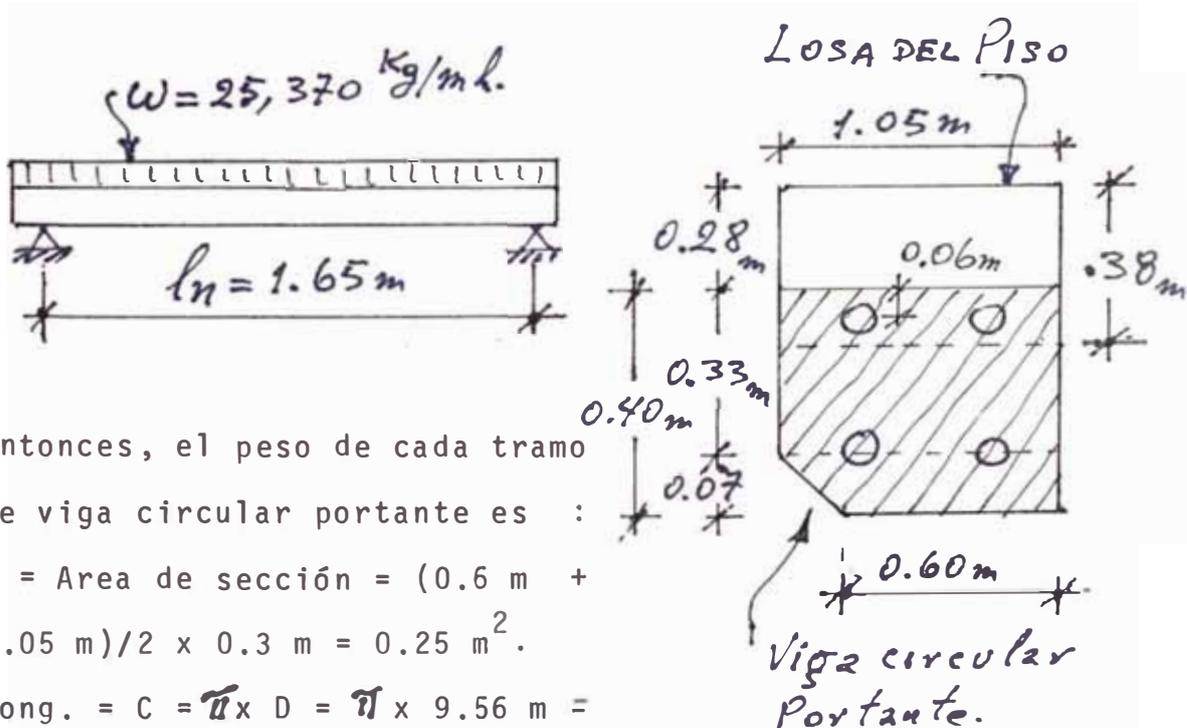


DIMENSIONES Y AREA DE ACERO DE LA VIGA CIRCULAR PORTANTE :

Peso del tanque lleno:  $P = 5,835 \text{ Kg.}$  (del paso 22), en  $0.23 \text{ m}$  de ancho de viga circular portante. Luego el peso unitario ( $P$ ) será:  $P = 5,835 \text{ Kg}/0.23 \text{ m} = 25,370 \text{ Kg/m.}$

Sea :  $P =$  carga distribuida sobre la viga circular portante =  $25,370 \text{ Kg/por metro lineal.}$

Longitud de viga circular =  $\pi \times D = \pi \times 9.56 \text{ m} = 30 \text{ m.}$  Lo dividimos entre 16 tramos de viga, de longitud libre  $l_n = 1.65 \text{ m}$  c/u apoyados sobre columnas de  $0.23$  de ancho.



Entonces, el peso de cada tramo de viga circular portante es :

$$A = \text{Area de sección} = (0.6 \text{ m} + 1.05 \text{ m})/2 \times 0.3 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2.$$

Long. =  $C = \pi \times D = \pi \times 9.56 \text{ m} = 30 \text{ mts.}$

$$\text{Peso total} = 0.25 \text{ m}^2 \times 30 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 18,000 \text{ Kg.}$$

Peso por metro lineal =  $18,000 \text{ Kg}/30 \text{ m} = 600 \text{ Kg/ml.}$  Que

sumados al peso anterior nos da :  $25,370 + 600 = 25,970 \text{ Kg/ml.}$

Para momentos (+) y (-), usando Método de Esfuerzos de Tra

considerando vigas continuas, tendremos:

$$= w l_n^2 / 12 = \frac{25,970 \text{ Kg/m} \times (1.65 \text{ m})^2}{12} = 5,892 \text{ Kg-m.}$$

Y asumiendo que la viga sobresale 0.30 m por debajo de la losa, y considerando 10 cm. de la parte inferior de la losa como parte integrante de la sección plana de la viga; tendremos  $h = 40$  cm. como peralte total y  $d_1 = 33$  cm peralte efectivo. (rec. = 7 cm). Ancho inferior = 0.60 m. Entonces, con acero de  $f_y = 4,200$  y  $f_s = 1,160$  Kg/cm<sup>2</sup> (usual como se indicó antes) y un concreto de  $f'_c = 280$  Kg/cm<sup>2</sup>, luego  $f_c = 126$  Kg/cm<sup>2</sup>. Hallaremos la armadura de refuerzo para el diseño a la flexión. Para  $P = P_e$ , (cuantía de acero de esfuerzo balanceado). Determinaremos el máximo momento resistente permisible de la sección simplemente reforzada:  $n = 8$ ;  $r = f_s/f_c = 1,160/126 = 9.2$ ;  $k = n/(n+r) = 8/(8+9.2) = 0.465$   $j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.465}{3} = 0.845$   $M = (f_c/2) \times k j b d^2 = (126 \text{ Kg/cm}^2)/2 \times 0.465 \times 0.845 \times 60 \text{ cm} \times (33 \text{ cm})^2$ .

$M_{\text{resistente}} = 1'617,444 \text{ Kg-cm} > M_{\text{requerido}} = 589,200 \text{ Kg-cm}$ , en 2.8 veces que lo consideramos un factor de seguridad adecuado. Luego:

$$A_s = \frac{M_{\text{req.}}}{f_s j d} = \frac{589,200 \text{ Kg-cm}}{1,160 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.845 \times 33 \text{ cm}} = 18.2 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 6 barras de 3/4", (17 cm<sup>2</sup>), o 4 barras de 1" , (20 cm<sup>2</sup>), tanto para acero positivo como para acero negativo. Valores que se anotarán en el plano de estructuras final

26.- El peso total del tanque es como sigue:

$$P_1 = \text{peso del techo} = 93.78 \text{ m}^2 \times 611.4 \text{ Kg/m}^2 = 57,337 \text{ Kg}$$

$$P_2 = \text{peso de la pared exterior} = 35 \text{ m} \times 3,060 \text{ Kg/m.l.} \dots\dots\dots = 107,100 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = \text{peso de la pared interior} = 10.30 \text{ m} \times 3,098 \text{ Kg/m.l.} \dots\dots\dots = 31,909 \text{ Kg.}$$

$$P_4 = \text{peso del piso del tanque:} \\ 0.3785 \left[ (12.6\text{m})^2 - (2.6\text{m})^2 \right] \times 0.38\text{m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots = 108,819 \text{ Kg.}$$

$$P_5 = \text{peso del agua} - 400 \text{ m}^3 \times 1,000 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots 400,000 \text{ Kg.}$$

$$P_6 = \text{peso de viga circ. portante} = 0.25 \text{ m}^2 \times 30 \text{ m} \\ \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots = 18,000 \text{ Kg.}$$

$$P = \text{peso total de la cuba o tanque} = P_1 + P_2 + \\ P_3 + P_4 + P_5 + P_6 \dots\dots\dots = 723,165 \text{ Kg.}$$

$$\text{Perimetro} = \pi \times D_1 = 3.14 \times 9.56 \text{ m} = 30 \text{ metros.}$$

La carga o peso ( $P_c$ ) por metro de viga es:

$$P_c = 723,165 \text{ Kg}/30\text{m} = 24,106 \text{ Kg}/\text{por metro de longitud de viga portante.}$$

### 5.3.4 FUSTE O PARED CIRCULAR PORTANTE

1.- PESO PROPIO.- Si el fuste o muro circular portante tiene 21 mts. de alto y 0.38 m de grosor, su peso será :

$$P_f = 0.38\text{m} \times 1\text{m} \times 21\text{m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 19,152 \text{ Kg}/\text{por metro de ancho unitario de base.}$$

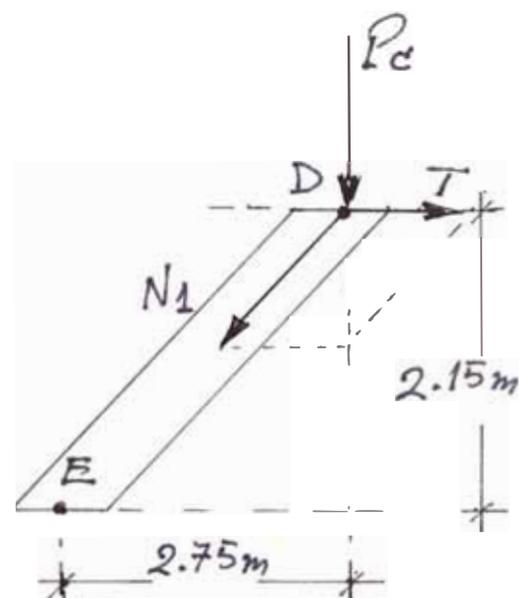
2.- CARGA VERTICAL.- Hallemos la carga vertical ( $P_v$ ) por metro de ancho de fuste, debida al peso ( $P_c$ ) de la cuba o tanque.

$$\text{En la Fig. 21 : } T/P_c = 2.75/2.15$$

$$T = 24,106 \text{ Kg/m} \times 2.75/2.15 = 30,833 \text{ Kg/m de viga.}$$

$$N_1 = \sqrt{(30,833)^2 + (24,106)^2} = 39,138 \text{ Kg/m de viga.}$$

T es la tracción adicional en el fondo del tanque. Parte de la - cual deberá ser aborvida por el acero radial que se agregue a la losa y parte por la viga circular portante, cuyas medidas se - deberán dimensionar para satisfacer este requerimiento. Y cuyo eje será una circunferencia de 4.80 m de radio.



(FIG. N° 21)

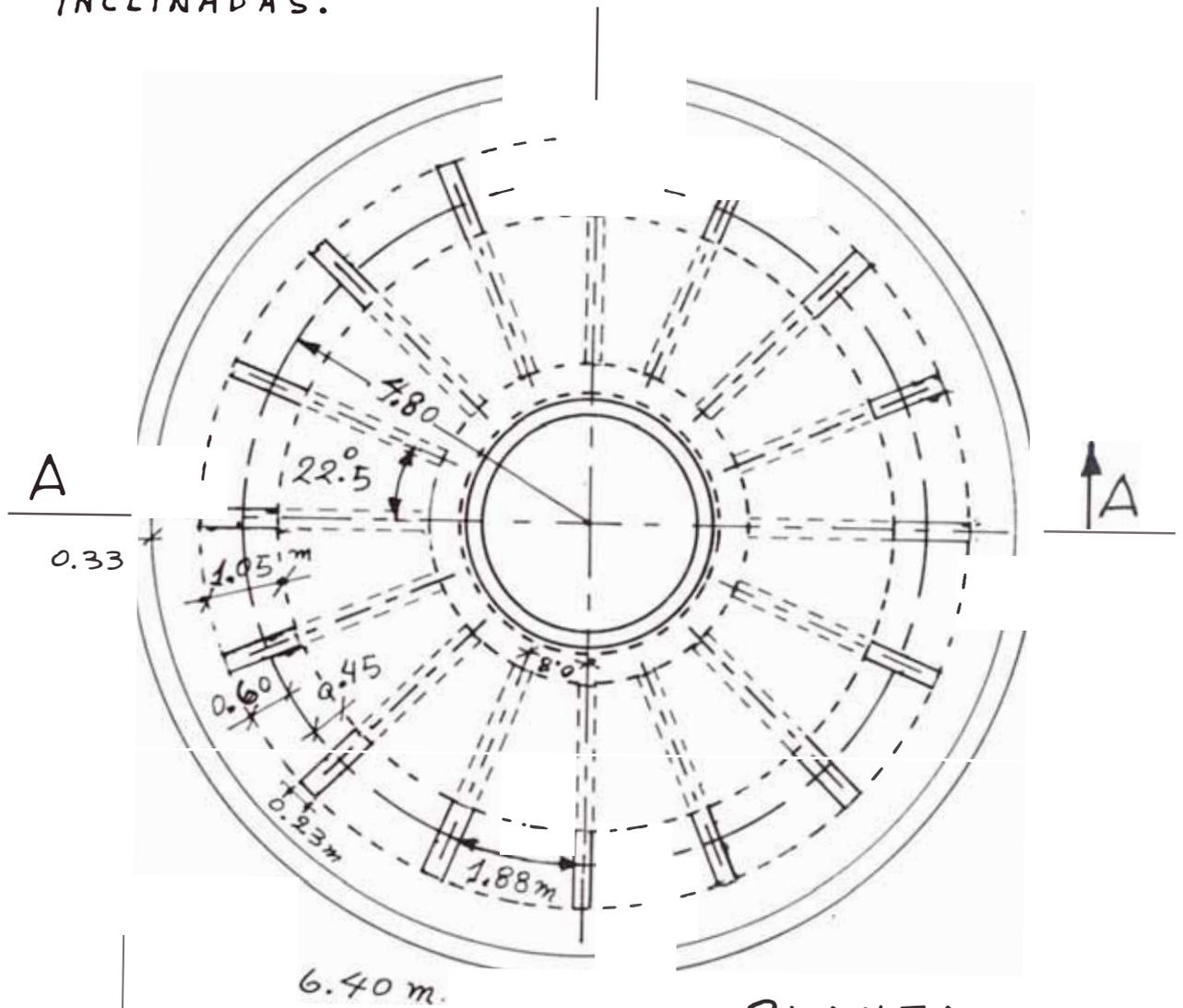
$N_1$  es la compresión debida al tanque o cuba que deberá transmitirse al fuste.

ACERO RADIAL.-  $A_s = T/f_s = 30,833 \text{ Kg}/1,160 \text{ Kg/cm}^2 = 26.6\text{cm}^2/$  metro de ancho de viga.

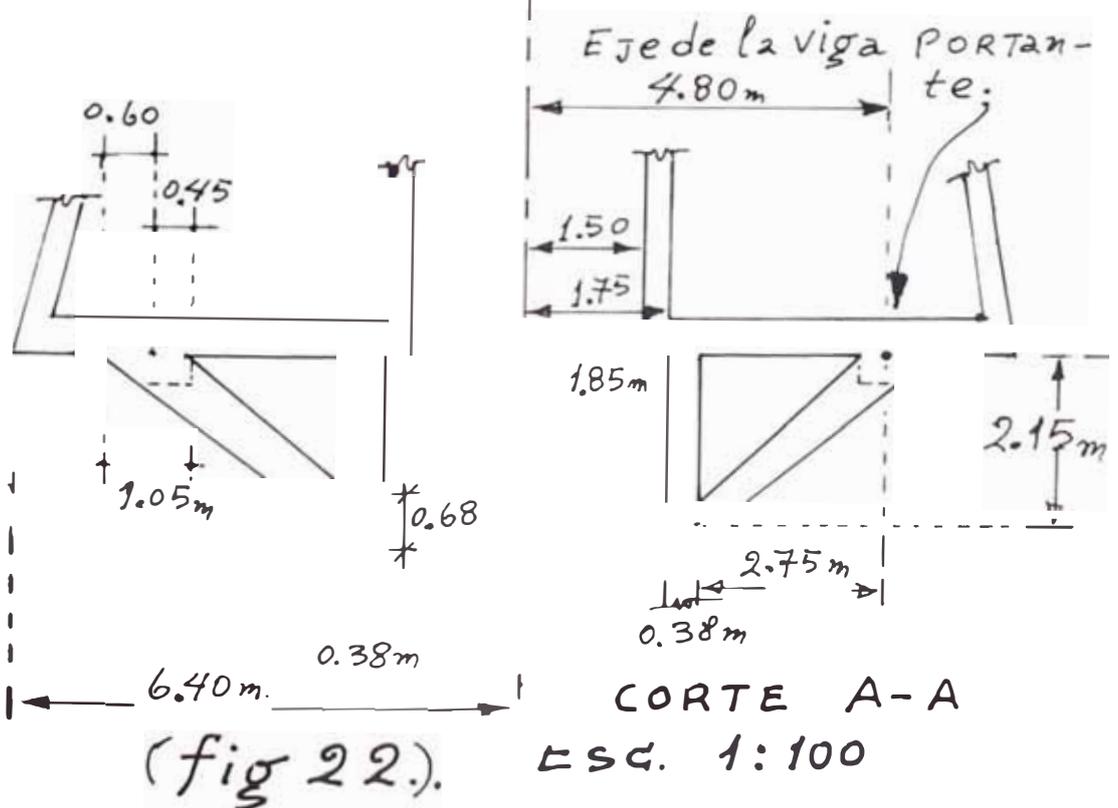
Se colocarán barras de 5/8" a 15 cm. centro a centro, -- (26 cm<sup>2</sup>), como acero radial en el piso de la losa, para - contrarestar la tracción adicional en el fondo del tanque. (Fig. N° 20).

3.- COLUMNAS INCLINADAS.- Diseñaremos las columnas incli- nadas que transmitirán la compresión  $N_1$  de la cuba al fus- te. Usaremos 16 columnas, colocadas c/u a 1.875 m. de se paración, medidos en el eje de la viga circular portante , (Fig. 22). Empotrando sus extremos superiores en la base de la cuba, y los inferiores en el fuste. En estas colum- nas consideraremos una sección plana de 9" x 18" (0.23 m x 0.46 m) y longitud de 3.50 m. Sin tener en cuenta el au-

16 COLUMNAS  
INCLINADAS:



PLANTA



mento del peralte, que desde 0.46 m considerados en el contacto con el fuste, va aumentando hasta 0.71 m en el contacto con la base de la cuba. La carga axial debida al peso de la cuba, que se aplica sobre c/u de estas columnas - será  $N_2$ . Y su valor es:  $N_2 = N_1 \times 1.875 \text{ m} = 39,138 \text{ Kg/m} \times 1.875 \text{ m} = 73,384 \text{ Kg}$ .

El peso propio de una columna es:

$$P. P. = 0.23 \text{ m} \times 0.46 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 888 \text{ Kg}.$$

Considerando a este peso como aplicado en la mitad de la columna inclinada, el se descompone en una fuerza axial de 545 Kg. en dirección del eje de la columna y una fuerza de 697 Kg. perpendicular al eje de la columna, que producirá esfuerzo flexionante en esta. Mas para el efecto del diseño de una columna consideraremos el total de este peso propio como aplicado axialmente en la columna, y desecharemos la acción de la fuerza de 697 Kg., que tendrá poca significación si se la compara con la fuerza total de compresión axial  $N_3 = 73,929 \text{ Kg}$ .

#### 4.- DISEÑO DE UNA DE LAS 16 COLUMNAS (Fig. 23).

$$\text{Acero : } f_y = 60 \text{ Ksi. } (4,200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Concreto: } f' = 5 \text{ Ksi. } (3,500 \text{ Kg/cm}^2).$$

$$A_g = 9" \times 18" = 162 \text{ pulg}^2.$$

$$A_{st} = 8 \times 0.44 \text{ pulg}^2 + 4 \times 0.79 \text{ pulg}^2 = 6.68 \text{ pulg}^2$$

$$p_g = A_{st}/A_g = 6.68/162 = 0.0412$$

$$f_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{ Ksi}$$

$$P_{\text{actuante}} = N_3 = 73,929 \text{ Kg}.$$

$$P_{\text{resistente}} = 0.85 \times A_g (0.25 \times f'_c + f_s \times p_g) \text{ Kips}.$$

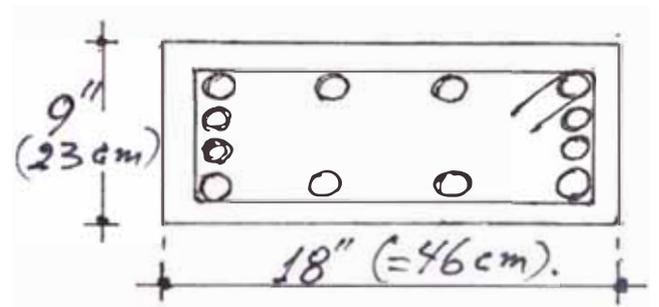
$$P_{\text{resistente}} = 0.85 \times 162 (0.25 \times 5 + 24 \times 0.0412) \text{ Kips.}$$

$$P_{\text{resistente}} = 308.282 \text{ Kips} - 139,834 \text{ Kg} > P_{\text{actuante}} = 73,929 \text{ Kg.}$$

$$\text{Factor de seguridad : F.S.} = 139,834/73,929 = 1.90$$

Consideramos que este factor de seguridad en previsión de mayores esfuerzos que pueden generarse al producirse la onda sísmica, es satisfactorio. Trasladamos el valor de la fuerza  $N_3$  actuante, al punto E del fuste. Pero ahora, esta fuerza se aplicará cada 0.80 m de longitud del eje de pared de la sección plana del fuste (sec. plana

*4φ1" en las esquinas.  
8φ3/4" el resto.  
Estribos φ3/8", zunchados:*



(FIG. N° 23)

horizontal) o cada 0.86 m de pared exterior.

A esta fuerza  $N_3$  habrá que descomponerla en las fuerzas  $P'_h$  y  $P'_v$  en el punto E del eje de la pared del fuste.  $P'_h$  será una fuerza horizontal de dirección radial que comprimirá al fuste, siguiendo un sentido hacia el eje central del mismo. Y la fuerza  $P'_v$  tendrá una dirección vertical y su sentido será de la gravedad. Además, los ejes de las columnas inclinadas (FIG. N° 22), formarán en el plano horizontal ángulos de 22.5 grados, y la distancia entre los puntos de intersección de estos ejes con el eje de la viga circular portante será de 1.88 m según vimos antes.

En la Fig. 24 tendremos fuerzas en el punto E del fuste :

$P'_h$  = fuerza horizontal de compresión radial/por cada 0.80 m de long. de eje de pared de fuste.

$P'_v$  = fuerza de compresión vertical/por cada 0.80 m de longitud de eje de pared de fuste.

$$Z = \sqrt{(2.75)^2 + (2.15)^2} = 3.49 \text{ m.}$$

$$\cos \gamma = 2.75/3.49 \quad ; \quad \gamma = 38 \text{ grados.}$$

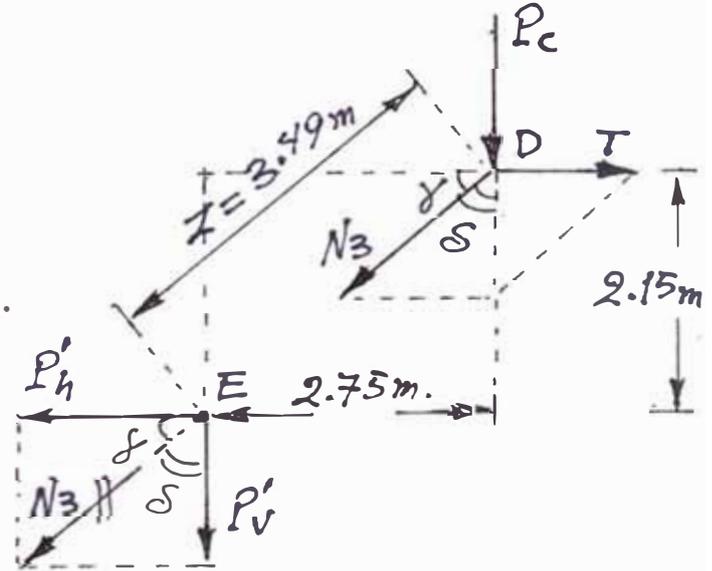
$$P'_h = N_3 \cos \gamma = (73,929 \text{ Kg}/0.8 \text{ m}) \times 2.75/3.49 = 58,254/0.80 \text{m.}$$

Luego la fuerza de compresión  $P_h$  radial, por cada metro de longitud de eje de pared de fuste será:  $P_h = 72,818 \text{ Kg/m.}$

$$\begin{aligned} \text{Además: } P'_v &= N_3 \times \sin \gamma \\ &= 73,929 \times 2.15/3.49 = \\ &= 45,544 \text{ Kg}/0.80 \text{ m.} \end{aligned}$$

Y la carga vertical es:

$$P_v = 56,930 \text{ Kg/m.}$$



(FIG. N° 24) FUERZAS EN EL FUSTE (PUNTO E)

Donde  $P_h$  y  $P_v$  son fuerzas de compresión horizontal y vertical respectivamente, por cada metro de longitud del eje de pared del fuste, debidas al peso de la cuba.

CILINDRO PORTANTE DEL FUSTE.- A fin de separar el empuje lateral de las fuerzas horizontales  $P'_h$  de 58,254 kilos - por cada 0.80 m de longitud de eje de sección plana de fuste, que se aplican a su alrededor, el fuste deberá refor -

zarse convenientemente. Formándose un cilindro hueco de mayor grosor, ( $\approx 0.60$  m) en una altura de 1.20 m. Construyéndose el mismo como una estructura de concreto armado, a la que de ser necesario se agregue perfiles de acero de sección adecuada, para formar una o mas vigas de forma circular. Las que serán fabricadas por partes, en taller, y unidas en obra mediante soldadura eléctrica. Empleándose este método también

para unir estribos y barras longitudinales de las armaduras del concreto. Con el propósito de que el engrosamiento que deba producirse en esa zona

del fuste donde van a empotrar las columnas inclinadas, sea solo el requerido para que la estructura resista con seguridad los esfuerzos que se produzcan.

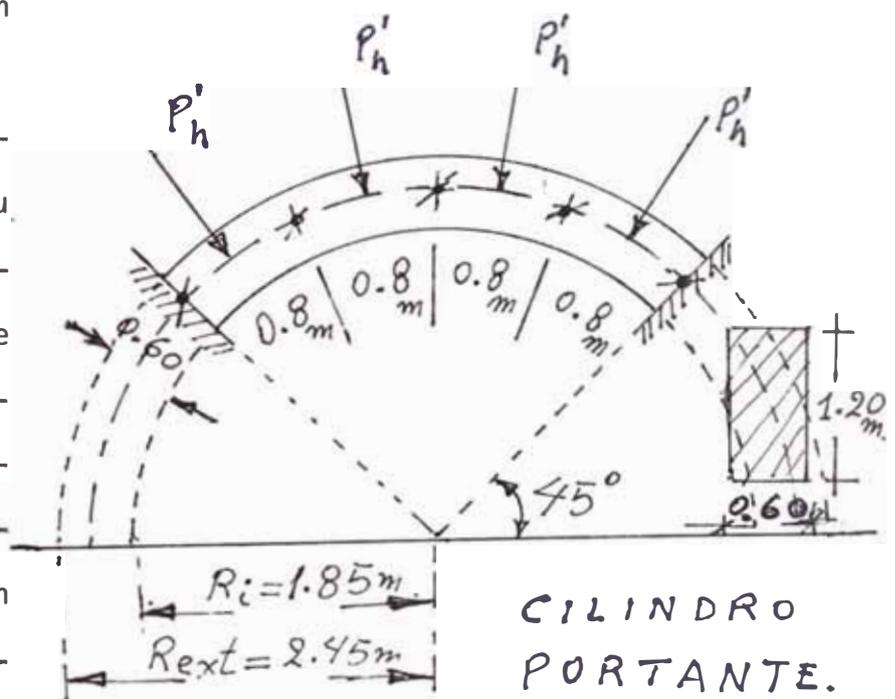


fig. 25.

#### 5.- CARGA TOTAL EN LA BASE DEL FUSTE.

Peso del fuste ( $P_f$ ) por cada metro de eje de sección plana:

$$P_f = 0.38 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 21 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 19,152 \text{ Kg/m.}$$

Añadiendo la carga vertical  $P_v = 56,930 \text{ Kg/m}$  que corresponde a la cuba, la carga total será:

$P_{total} = 19,152 \text{ Kg} + 56,930 = 76,082 \text{ Kg}$ /por metro de eje - de fuste. Y la carga total en toda la base de la pared o fuste es:  $\text{Peso Total} = (76.082 \text{ ton/m}) \times 2\pi \times 2.04 \text{ m} = 975.2 \text{ toneladas.}$

6.- MEDIDAS DE LA ZAPATA.- El esfuerzo portante del suelo de Moche en el lugar elegido para la construcción del reservorio, se acepta que es de  $2 \text{ Kg/cm}^2$ , según datos obtenidos en el Minist. de Vivienda y Construcción. Sin embargo, se ha podido observar en el terreno, que este valor - suele ser menor en zonas donde hay capas de agua a poca - profundidad de la superficie. Teniendo en cuenta que esta cercanía de la napa freática a la superficie del suelo se manifiesta muy extensamente allí, (tal como puede observarse en los datos del inventario de recursos hidráulicos del Cap. IV), es que, para mayor seguridad al dimensionar el área que deberá tener la zapata, asumiremos un esfuerzo portante ( $\sigma_t$ ) del terreno de  $1.00 \text{ Kg/cm}^2$ . Colocándose la zapata a poca profundidad de la superficie del suelo.

Tendremos así:  $\text{Peso Total} = 975.2 \text{ Ton.}$

$\text{Esfuerzo portante} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$

$6 \% \text{ del peso total} = 58.5 \text{ ton.}$

$\text{Area requerida} = 1033,700 \text{ Kg}/(1 \text{ Kg/cm}^2) = 103.37 \text{ m}^2$

La zapata estará constituida por una plataforma circular, cuyo peralte o grosor total lo asumimos inicialmente como de un metro. Entonces, el diámetro de la zapata estará da

do por:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times \text{Area}}{3.1416}} = \sqrt{\frac{4 \times 103.37 \text{ m}^2}{3.1416}} = 11.47 \text{ mts.}$$

pondremos una losa de 12 metros de diámetro. Mas si los cálculos posteriores que haremos a continuación indicasen que este diámetro es insuficiente, podemos aumentarlo a 13 metros, y también podemos recurrir al agregado de pilotes de concreto armado, a fin de absorber excesos de presión sobre el suelo y dar seguridad contra los momentos de volteo originados por efecto sísmico.

### 5.3.5 ESCALERAS

1.- La caja de escaleras es un cilindro vertical recto comprendido entre la pared circular del fuste. Esta constituido por tres secciones. La sección inferior de 18.72m de alto y 3.70 m de diámetro interior. La sección superior de 3.96 m de alto y 3.00 m de diámetro interior. Y una sección intermedia de 1.98 m de alto, ubicada entre las dos anteriores, con un diámetro que varía desde 3.50 m en la base a 3.0 m en la parte superior.

La escalera esta constituida por peldaños de 0.80 m de ancho, con pasos de 0.42 m; 0.45 m y 0.47 m de profundidad en el lado externo (contra de la pared) y 0.24 m; 0.23 m y 0.22 m en el lado interno (centro del abanico); para las tres secciones respectivamente. Con una altura de contrapaso de 0.18 m, constante para todo lo alto de las tres secciones. Además, en la sección inferior hay descansos de 0.84 m de longitud cada 12 pasos. Dos descansos de 0.94 m cada 8 pasos en la sección superior y un descanso de 0.80 m en la sección intermedia. La escalera se ha dis

puesto de tal manera que permita salvar con facilidad la altura de 25.02 metros a vencer, desde la superficie del suelo hasta la plataforma de acceso situada dentro de la caba, a unos 0.78 m del borde superior de la pared circular interior.

En resumen:

Sección inferior: 26 contra pasos x 0.18 m x 4 veces .....	=	18.72 m
Sección intermedia: 11 contra pasos x 0.18 m x 1 vez .....	=	1.98 m
Sección superior: 24 contra pasos x 0.18 x 1 vez .....	=	<u>4.32 m</u>
Altura total a vencer .....	=	25.02 m

## 2.- METRADO DE CARGAS DE LA ESCALERA

Peso Propio + S/C + acabados ..... = 1,000 Kg/m<sup>2</sup>

En un ancho de 0.80 m la carga ( $w$ ) por metro lineal será: 0.80 m x 1,000 Kg/m<sup>2</sup> ..... = 800 Kg/m.l.

-SECCION INFERIOR.- (de 3.70 m de Diám. y 18.72 m de alto):

Longitud (L) de un tramo y sus descansos:  $L = 3.14 \times 3.70m = 11.62 m.$

Longitud Total:  $L_T = 11.62 m \times 4 vueltas = 46.48 m.$

Peso ( $P_3$ ) de todas las gradas y descansos de la sección inferior:

$P_3 = w \times L_T = 800 \text{ Kg/m} \times 46.48 m = 37,184 \text{ Kg} = 37.18 \text{ Ton.}$

$H_3 = \text{fuerza sísmica} = 0.16 \times 37.184 \text{ Ton} = 5.95 \text{ Ton.}$

$Y_{g3} =$  centro de gravedad respecto al eje X' - X' que pasa por la base del fuste.

$Y_{g3} = 18.72 m/2 + 0.20 m = 9.56 m.$

-SECCION SUPERIOR Y SECCION INTERMEDIA.- (de 3 m de Diám. y 6.30 m de alto).

$\omega = 800 \text{ Kg/m}$  como antes. Long. un tramo y descansos:  $3.14 \times 3 \text{ m} = 9.42 \text{ m}$ .

Long. Total :  $L_T = 9.42 \text{ m} \times 1.75 \text{ vueltas} = 16.48 \text{ m}$ .

Peso de la sección superior y la sec. intermedia:

Peso =  $800 \text{ Kg/m} \times 16.48 \text{ m} = 13,184 \text{ Kg}$ .

Fuerza sísmica =  $0.16 \times 13.184 \text{ Ton} = 2.109 \text{ Ton}$ . (0.16 - coeficiente sísmico).

Centro de gravedad respecto al eje X - X que pasa por la base de las columnas inclinadas:  $Y_g = 6.62 \text{ m}/2 = 3.31 \text{ m}$ .

### 5.3.6 DISEÑO DEL DUCTO DE SUSTENTACION O FUSTE

METRADO DE CARGAS. CENTROS DE GRAVEDAD. MOMENTOS DE VOLTEO.

1.- TANQUE ELEVADO O CUBA. (FIG. 26).

A) METRADO DE CARGAS.

- Losa de linterna :  $\omega = 416 \text{ Kg/m}^2$ ; Area =  $\frac{3.14}{4} (2\text{m})^2 = 3.14 \text{ m}^2$

Peso =  $416 \text{ Kg/m}^2 \times 3.14 \text{ m}^2 = 1,307 \text{ Kg}$ .

- Vigüeta circular de 0.20 x 0.25 (en los 0.25 se incluye 0.10 de losa)

Peso =  $0.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times (3.14 \times 1.4 \text{ m}) \times 2,400 \text{ Kg/m} = 316 \text{ Kg}$ .

- Cuatro columnatas de la linterna:

$4 \times (0.16 \text{ m} \times 0.16 \text{ m} \times 0.85 \text{ m}) \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 218 \text{ Kg}$ .

- Losa del Techo : (6" de espesor = 15 cm). Peso = 57,337 Kg.

- Peso de pared exterior = P.P. por m de pared x perim. promedio: =  $3,060 \text{ Kg/m} \times 3.14 \frac{(10.80 + 12.30)}{2} \text{ m} = 111,033 \text{ Kg}$ .

- Peso de pared interior = P.P. por m. de pared x perímetro:

- = 3,098 Kg/m x 3.14 (3.20 m) = 31,144 Kg.
- Peso de losa del piso de la cuba (espesor : 15" = 38cm).  
Area =  $\frac{314}{4} [(12.7 \text{ m})^2 - (2.6 \text{ m})^2] = 121.4 \text{ m}^2$   
Peso =  $121.4 \text{ m}^2 \times 0.38 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 110,717 \text{ Kg}.$
  - Peso de 16 columnas inclinadas. Long. =  $\sqrt{(2.75\text{m})^2 + (2.15\text{m})^2}$   
= 3.49 m.  
Peso = 16 cols. x 0.23 m x 0.46 m x 3.49 m x 2,400 Kg/m<sup>3</sup> -  
14,176 Kg.
  - Peso de las secciones superior e intermedia de la escalera  
= 13,184 Kg.
  - Peso del agua almacenada = 400 m<sup>3</sup> x 1000 Kg/m<sup>3</sup> = 400,000Kg.

B) CENTROS DE GRAVEDAD.- (Con respecto al eje X - X, situado en la base de las columnas inclinadas. Nivel o elevación - 18.40 m desde la superficie del suelo).

- Losa de linterna · Y<sub>g</sub> - 10.25 m
- Vigüeta circular : Y<sub>g</sub> - 10.12 m
- Columnatas de linterna : Y<sub>g</sub> = 9.63 m
- Losa del techo: Y<sub>g</sub> - 8.35 m
- Pared exterior: Y<sub>g</sub> = 5.15 m
- Pared interior: Y<sub>g</sub> = 5.00 m
- Losa del piso de la cuba : Y<sub>g</sub> = 2.41 m
- Columnas inclinadas · Y<sub>g</sub> - 1.15 m
- Secciones superior e intermedia de la escalera: Y<sub>g</sub> - 3.31m
- Agua almacenada : Y<sub>g</sub> = 4.75 m

## 2.- ANALISIS SISMICO.

Siguiendo las Normas de Diseño Sismo Resistente incorporadas

al Reglamento Nacional de Construcciones, hallaremos el valor de la fuerza horizontal (H) debida al sismo o terremoto.

- Tendremos así: Altura de la escalera:  $h' = 25.02 \text{ m}$   
Ancho del ducto :  $D = 4.46 \text{ m}$

La expresión para hallar el valor de H es:

$$H = \frac{Z U S C}{R_d} \times P$$

Donde:

P = peso de la estructura del tanque

Z = 1.00. Es el factor de zona. Zona 1 en nuestro caso

U = 1.3 . Es el factor de uso. Categoría B (tanques de agua).

S = 1.3 . Factor de suelo. (Suelo intermedio entre el tipo II y el tipo III).

$T_s = (0.6 + 0.9)/2 = 0.75$ . Es el período predominante de la estratigrafía del suelo, en segundos.

C - Coeficiente sísmico. Tal que:  $0.16 < C < 0.40$ . Y se determina así:  $C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.00}$ ; T es el período fundamental de vibración de la estructura, en segundos.

Con el valor  $h = 28.70 \text{ m}$ , que es la altura del tanque elevado con respecto al nivel de la superficie del suelo, obtenemos T :  $T = \frac{0.5 h}{D} = \frac{0.5 \times 28.70 \text{ m}}{4.46 \text{ m}} = 0.684 \text{ seg.}$  De donde:

$$C = \frac{0.80}{\frac{0.684}{0.75} + 1.00} = 0.418$$

Considerando que la escalera estará dentro del fuste, empotrada en las paredes laterales del mismo, no oscilará libremente. Luego podemos tomar para el coeficiente sísmico un

valor intermedio entre los valores extremos establecidos - por el reglamento. Y tendremos  $C = 0.28$ . Reemplazando valores en la expresión para hallar el valor de  $H$ , tendremos:

$$H = \frac{1.0 \times 1.3 \times 1.3 \times 0.28}{3.00} \times P = 0.16 \times P$$

Tendremos así:  $H = 0.16 \times P$ , como el valor de la fuerza horizontal debida al sismo. Valor razonable si observamos - que es mayor que el valor mínimo  $0.12 P$  establecido por el reglamento y menor que  $0.20 P$ , que encarecería innecesariamente la construcción de la obra.

3.- MOMENTOS DE VOLTEO. UBICACION DE LA FUERZA SISMICA  $H_1$  - DEL TANQUE ELEVADO O CUBA CON RESPECTO AL EJE X - X.

PARTES O ELEMENTOS	PESO $P_i$ (Tn)	Fza. Sísmica. $H_i = 0.16P_i$ (Tn)	C. de G. $Y_{gi}$ (m)	Momentos $H_i \times Y_{gi}$ (Tn - m)
Losa de Linterna ....	1.307	0.209	10.25	2.142
Vigueta Circular ....	0.316	0.051	10.12	0.516
4 Columnatas Linterna	0.208	0.033	9.63	0.318
Losa del Techo .....	57.337	9.173	8.35	76.594
Pared Exterior .....	111.033	17.765	5.15	91.489
Pared Interior .....	31.144	4.983	5.00	24.915
Losa Piso de Cuba ..	110.717	17.714	2.41	42.691
16 Columnas Inclina- das .....	14.176	2.268	1.15	2.608
Seccs. Sup. e Interm.				
Esc. ....	13.184	2.109	3.31	6.981
Agua Almacenada ....	400.000	64.000	4.75	304.000
PESO DEL TANQUE ELEV.	$P_1 = 739.422$	$H_1 = 118.305$	$Y_{g1}$	Sum. 552.254

Donde:  $P_1 = \text{Su. } P_i$  ;  $H_1 = \text{Sum. } H_i$  ;  $M = \text{Mom. de Volt.} = \text{Sum } H_i \times Y_{gi}$  . Ubicación de  $Y_{g1}$  de la Fuerza Sísmica resultante  $H_1$  del tanque elevado, con respecto al eje X - X:

Tenemos:  $H_1 \times Y_{g1} = \text{Sum. } H_i \times Y_{gi}$ ;

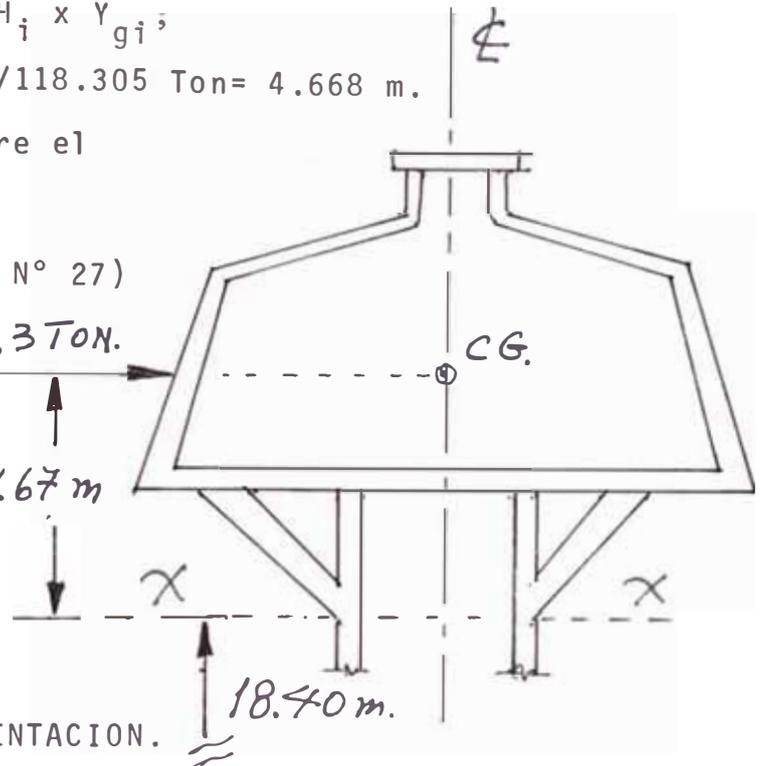
o sea:  $Y_{g1} = 552.254 \text{ Tn-m} / 118.305 \text{ Ton} = 4.668 \text{ m.}$

Es decir:  $Y_{g1} = 4.67 \text{ m}$  sobre el eje X - X.

Y  $H_1 = 118.305 \text{ Ton. (FIG. N° 27)}$

$H_1 = 118.3 \text{ TON.}$

$Y_{g1} = 4.67 \text{ m}$



#### 4.- FUSTE O DUCTO DE SUSTENTACION.

- Hallaremos la fuerza sísmica  $H_2$  debida al fuste y el centro de gravedad  $Y_{g2}$  con respecto al eje X' - X' que esta situado a 0.20 m por debajo de la superficie del suelo - (superficie superior de losa de zapata), que representa nuestro nivel cero.

- METRADO DE CARGAS.-

$R_2 = 2.23 \text{ m}$ ; es el radio exterior de la sección circular - de la pared del fuste. Y  $R_1 = 1.85 \text{ m}$ ; es el radio interior de dicha sección.

Area de la sección circular (A):

$$A = 3.14 (R_2^2 - R_1^2) = 3.14 [(2.23)^2 - (1.85)^2] = 4.87 \text{ m}^2$$

$$P_2 = \text{Peso} = \text{Vol.} \times \gamma_c = 4.87 \text{ m}^2 \times 21.20 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 247.837 \text{ Ton.}$$

$$\text{FUERZA SISMICA : } H_2 = 0.16 \times 247.837 \text{ Ton} = 39.65 \text{ Ton.}$$

$$\text{CENTRO DE GRAVEDAD: } Y_{g2} = 21.20 \text{ m} / 2 = 10.60 \text{ m.}$$

ESCALERA. Sección inferior, hasta  $h = 18.72 \text{ m.}$

$P_3 = 37.184$  Ton., según vimos antes, es el peso de la sección inferior.

$H_3 = 0.16 \times 37.184$  Ton. = 5.95 Ton. Es la fuerza sísmica.

$Y_{g3} = 18.72/2 + 0.20 = 9.56$  m. Es el centro de gravedad - respecto a  $X' - X'$ .

(El eje  $X' - X'$  pasa por el plano de intersección del fuste y la zapata).

5.- PESO POR GRAVEDAD Y MOMENTO SISMICO RESPECTO AL EJE -  $X' - X'$ .

ESTRUCTURA CONSIDERADA	PESO $P_i$ (Tn)	$H_i \times Y_{gi}$ (Tn x m)	MOMENTO SISMICO $M_i$ (Tn x m)
1. Tanque elevado o Cuba	739.422	118.3x23.27	2,752.841
2. Fuste o Ducto	247.837	39.65x10.6	420.290
3. Escalera (sec. inf.)	37.184	5.95x9.56	56.882
PESO TOTAL DE LA SUPER ESTRUCTURA	$P=1,024.4$	$H=163.9 \times Y_g$	$M=3,230.0$ Tn-m.

6.- ESFUERZOS EN EL DUCTO ( $\sigma$ ) :

$\sigma$  es el esfuerzo que se produce en una sección del eje  $X'-X'$  debido al peso total de la super estructura y al momento sísmico.

En la ecuación de flexocompresión:  $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \dots \dots (1)$

$$I_{xx} = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4) \dots \dots \dots (2)$$

$C = 2.04$  m distancia del eje  $X' - X'$  de la sección al eje del área anular de pared de fuste. (fig 28).

A = Area anular.

$$A = (R_2^2 - R_1^2) \dots (3)$$

$$A = (2.23^2 - 1.85^2) = 4.87 \text{ m}^2$$

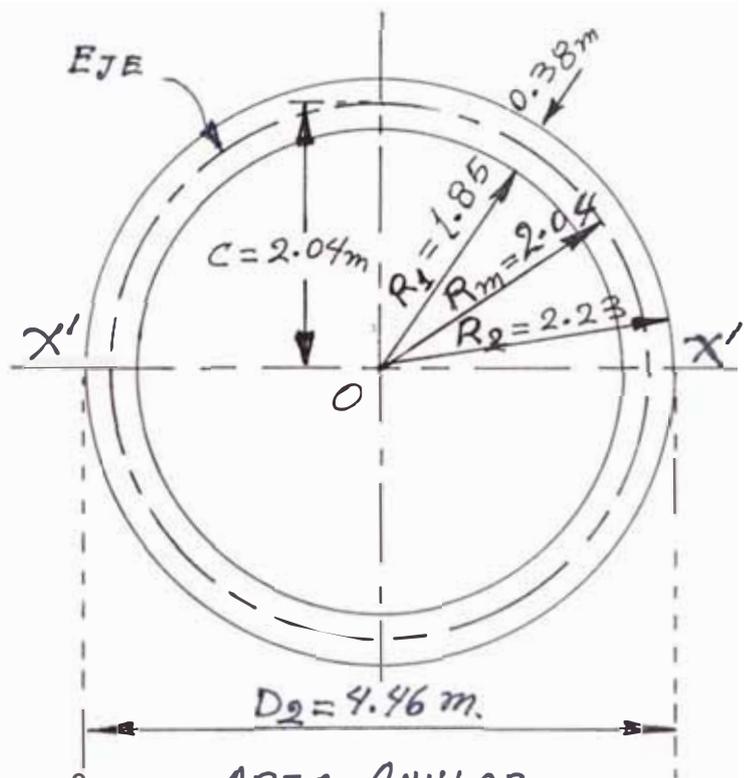
en (2):

$$I_{xx} = \frac{\pi}{4} (2.23^4 - 1.85^4) = 10.22 \text{ m}^4$$

en (1):

$$\sigma = \frac{1,024.44 \text{ Tn} + \frac{3,230 \cdot \text{Tn} \cdot \text{m} \times 2.04 \text{ m}}{10.22 \text{ m}^4}}$$

$$\sigma = 210.36 \text{ Tn/m}^2 + 644.74 \text{ Tn/m}^2$$



AREA ANULAR DE PARED.

(FIG. N° 28)

∴ Esfuerzo de Compresión:

$$\sigma = 855.1 \text{ Tn/m}^2 \dots = 85.5 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ Kg/cm}^2 = f_c ;$$

Usando  $f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$ .

Esfuerzo de tracción:

$$\sigma = -434.3 \text{ Ton/m}^2 \dots = -43 \text{ Kg/cm}^2 \approx 42 \text{ Kg/cm}^2 = 10\% \text{ de } f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2.$$

Valores aceptables, ya que usaremos un concreto cuya resistencia cilíndrica  $f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$  es factible de aplicarse sin dificultades, por la simplicidad de la forma que posee el fuste.

7.- ACERO DE TRACCIÓN.- Por ser el sismo una sollicitación temporal, el  $f_s$  del acero se aumenta en un 33%. Luego:  $f_s = 2,100 \times 1.33 = 2,793 \text{ Kg/cm}^2$ .

Se considera que la armadura de acero toma el íntegro de la

tracción: Fuerza de Tracción ( $T_s$ ):

$T_s = \sigma \times \text{Area} = 434.3 \text{ Tn/m}^2 \times (0.38\text{m} \times 1\text{m}) = 165 \text{ Tn/por metro de ancho unitario de eje de pared circular.}$

Acero de Tracción:  $A_s = T_s / f_s = 165,000 \text{ Kg} / 2,793 \text{ Kg/cm}^2 = 59 \text{ cm}^2 / \text{por metro de ancho de eje de pared.}$

Por cara será:  $59/2 = 29.5 \text{ cm}^2 / \text{por metro de ancho de eje de pared.}$

Colocar:  $\emptyset 1" = 2.54 \text{ cm. } (=30 \text{ cm}^2)$ . En cada cara. Total  $60 \text{ cm}^2$  por cada metro de longitud de eje de pared. (En Fig. N° 29) :  $\emptyset 1"@.17 \text{ m}$  en cada cara. ( $=60 \text{ cm}^2$ ).

8.- CORTE.- Como para el fuste usamos concreto de  $f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$ . El esfuerzo permisible será:

$$v_{\text{perm.}} = 0.29 \sqrt{420} = 5.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo actuante será:

$$v_{\text{act.}} = H/A = 163.9 \text{ Tn} / 4.87 \text{ m}^2 = 33.66 \text{ Tn/m}^2$$

Tendremos:

$$v_{\text{act}} = 3.37 \text{ Kg/cm}^2 < v_{\text{perm}} = 5.94 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Bien}$$

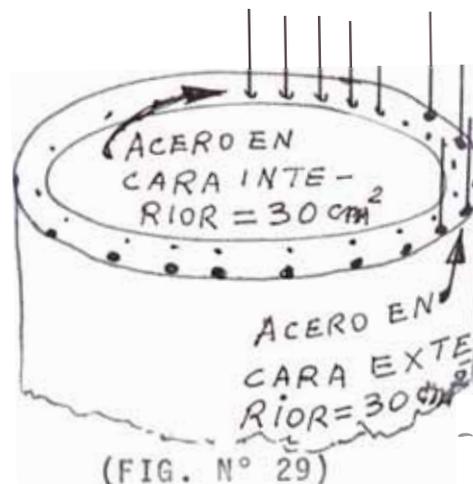
- El grosor del fuste es:

$t = 0.38 \text{ m}$ , luego el ace

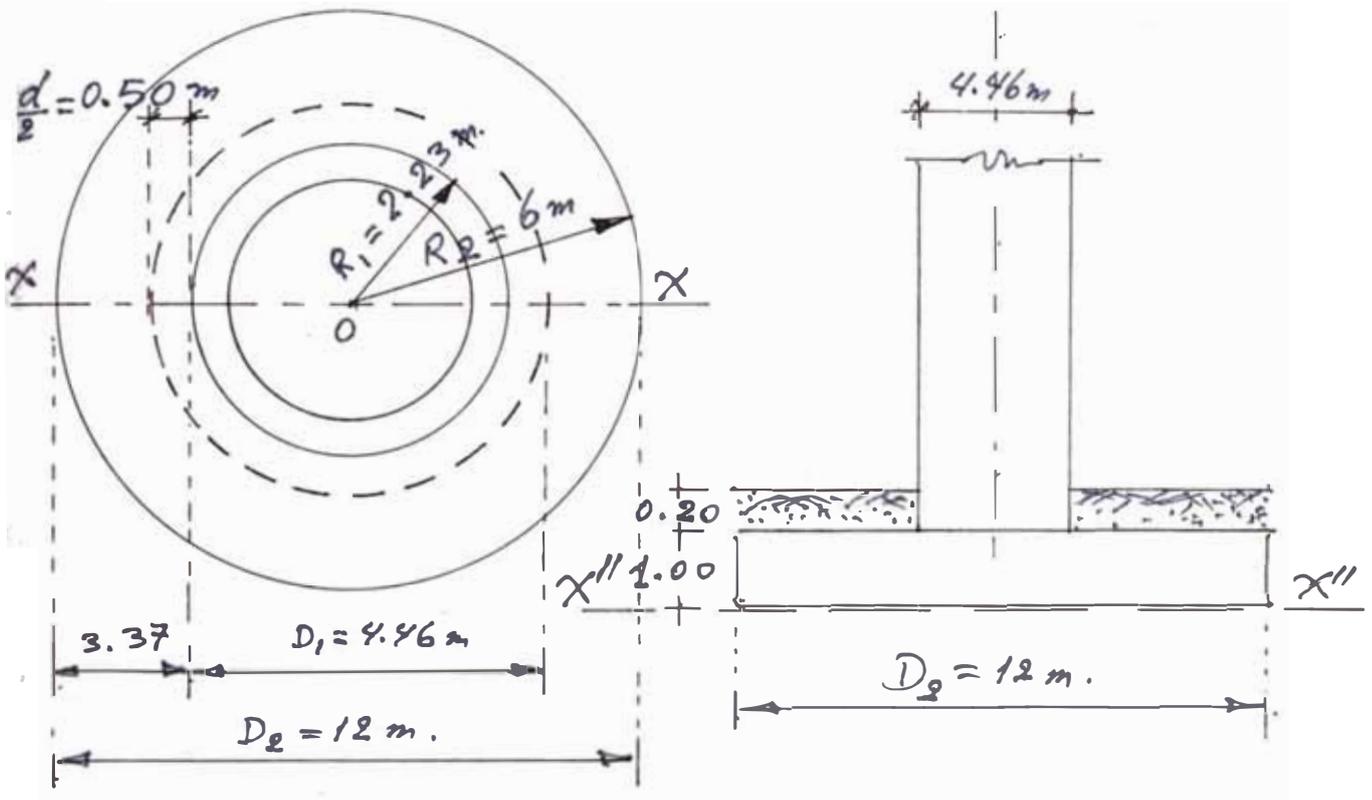
ro mínimo es:

$$A_s \text{ min} = 0.0025 bt = 0.0025 \times 100 \text{ cm} \times 38 \text{ cm} = 9.5 \text{ cm}^2$$

Por cada cara:  $4.8 \text{ cm}^2$  ;  
 $\emptyset 1/2 \text{ pulg.}@.0.25 \text{ m } (=5\text{cm}^2)$ .



### 5.3.7 DISEÑO DE LA ZAPATA



(FIG N° 30)

1.- Altura o peralte de zapata :  $d = 1$  metro. (se asumió - así antes).

Area crítica:  $A_{cr} = \frac{\pi}{4} (D_1 + \frac{d}{2} + \frac{d}{2})^2 = \frac{\pi}{4} (4.46+1)^2 = 23.4m^2$

Fuste:  $R_1 = 2.23$  m;  $D_1 = 4.46$  m.

CARGAS.- Con:  $\gamma_t = 2$  Ton/m<sup>3</sup>:

Peso de Super estructura ..... = 1,024.44 Ton.

Peso del terreno :  $\frac{\pi}{4} [(12m)^2 - (4.46m)^2] \times 0.20$

$\times 2 \frac{Tn}{m^3}$  ..... 38.97 Ton.

Peso Zapata  $\frac{\pi}{4} (12m)^2 \times 1m \times 2.4 Tn/m^3$  ..... 271.29 Ton.

Peso Total (o carga) sobre el suelo de la zapata = 1,334.70 Ton.

2.- MOMENTOS DE VOLTEO CON RESPECTO AL FONDO DE LA ZAPATA

O EJE X' - X''. (Y<sub>g</sub> = Y<sub>gi</sub> + d)

ESTRUCTURA CONSIDERADA	Y <sub>g</sub> x H' (m x Tn)	M' (Tn - m)
Tanque elevado .....	(23.27m+1m)x118.30Tn	2,871.141
Fuste o Ducto .....	(10.60m+1m)x39.65 Tn	459.940
Escaleras .....	( 9.56m+1m)x 5.95 Tn	62.832

M = Momento de Volteo  
(m.V.) ..... =  $\sum M'$  ..... = 3,393.913Tn-M

3.- PRESIONES SOBRE EL TERRENO INCLUYENDO SISMO.

En la ecuación de flexocompresión:  $\sigma = P/A \pm Mc/I$  ... (1)

Tendremos: c = D/2 = 12/2 = 6 m. Es la distancia del eje de la sección al borde mas alejado de la plataforma.

$I_{xx} = I_{yy} = 3.14/4 [(R_2)^4 - (R_1)^4] = 0.785 [(6m)^4 - (2.23m)^4] = 997.95m^4$

El volteo puede producirse en cualquier dirección. M = 3,393.913 Tn-m.

Area: A = 3.14/4 (D<sub>2</sub>)<sup>2</sup> = 0.785 (12m)<sup>2</sup> = 113.04 m<sup>2</sup>. Es el área de zapata. P<sub>total</sub> = 1,334.7 Ton. Es el peso total sobre el suelo de la zapata, obtenido antes.

Reemplazando valores en (1):

$\sigma = \frac{1,334.7 \text{ Ton}}{113.04 \text{ m}^2} \pm \frac{3,393.91 \text{ Ton-m} \times 6 \text{ m}}{997.95 \text{ m}^4} = 11.81 \text{ Tn/m}^2 \pm 20.41 \text{ Tn/m}^2$

$\sigma$  Compresión = 32.2 Tn/m<sup>2</sup> .... = 3.2 Kg/cm<sup>2</sup> >  $\sigma'_t = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$

Tracción:  $\sigma = - 8.6 \text{ Tn/m}^2$  , , , , = 0.86Kg/cm<sup>2</sup>. Bien. del suelo.

Observamos que el esfuerzo de compresión incluyendo el sismo (=3.2 Kg/cm<sup>2</sup>); es el 160% del esfuerzo resistente  $\sigma'_t = 2\text{Kg/cm}^2$

del terreno o suelo en el lugar indicado de ubicación del reservorio de almacenamiento. Por lo que consideramos que será necesario, o bien ensanchar la zapata, siguiendo un procedimiento similar al anterior, o agregar pilotes de concreto armado, de 14" ó 16" de lado si estos fuesen de sección cuadrada. Los que deberán absorber por fricción el exceso de compresión  $1.2 \text{ Kg/cm}^2$  no soportado por el suelo. Proporcionando además un empotramiento adicional en el terreno, el que proporcionará mayor resistencia al volteo.

4.- CARGA DE DISEÑO DE LA ZAPATA ( $G_{req}$ )

$p_t$  = presión neta, o reacción sobre el terreno.

$p_t = P/A_z$  = Peso de la Super estructura/Area de Zapata

$$p_t = 1,024.44 \text{ Tn}/113.04 \text{ m}^2 = 9.1 \text{ Tn/m}^2 = 0.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$p_t = 0.91 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_t = 2 \text{ Kg/cm}^2$ , que es la resistencia del suelo dado allí.

$$\text{- PUNZONAMIENTO} = \left( \text{Peso de Super}_{\text{estructura}} \right) - \left( \text{Area crí}_{\text{tica}} \right) \times p_t$$

$$\text{Punzonamiento} = 1,024.44 \text{ Ton} - (23.4 \text{ m}^2) \times 9.1 \text{ Ton/m}^2 = 812.44 \text{ Ton.}$$

$L$  = Longitud de sección vertical plana de área crítica.

$$Y - R_1 + d/2 = 2.23 \text{ m} + 0.50 \text{ m} = 2.73 \text{ m. Luego: } D = 5.46 \text{ m.}$$

$$L = 3.14 \times D = 3.14 \times 5.46 \text{ m} = 17.15 \text{ m.}$$

$$d_1 = \text{peralte efectivo} = 1 \text{ m} - 0.10 \text{ m} = 0.90 \text{ m.}$$

$$\text{Esfuerzo} = \text{Punz.}/L \times d_1 = 812.44 \text{ Ton}/17.15 \text{ m} \times 0.90 \text{ m} = 52.64 \text{ Ton/m}^2$$

$\text{Esfuerzo} = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 < f_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$ . Que es el valor de

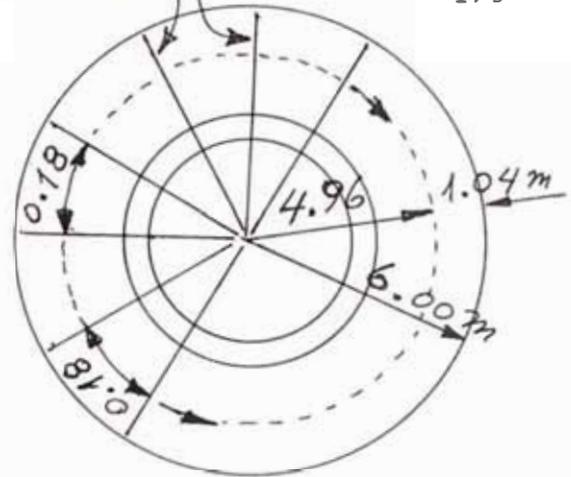
$f_c = 0.4 f'_c$  si se usa  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ .  $\therefore$  Bien.

$$\text{- AREA DE ACERO EN LA ZAPATA.- } A_s = M/f_s j d_1 \dots \dots (2)'$$

$\phi 1'' @ .18m.$

- 179 -

Acero:  $f_s = 1,700 \text{ Kg/cm}^2$ ;  
( $= 0.4 f_y$ ).  
Concreto:  $f_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$ ;  
( $f_c - 0.4 f'_c$ ).  
 $F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $j = 0.886$ ;  
 $d_1 = 0.90 \text{ m.}$



(FIG. N° 32)

$$M_{xx} = 1/2 \times p_t \times l^2 \dots \dots \quad (3)'$$

En un sector de losa de zapata, por estática y en forma similar como se procedió para la losa de la cuba, hallamos  $l = 2.92$ , distancia entre el centro de gravedad del sector y el eje de la pared del fuste. Luego en (3)' tendremos:

$$M_{xx} = 1/2 \times 9.1 \text{ Tn/m} \times (2.92 \text{ m})^2 = 38.62 \text{ Tn-m.}$$

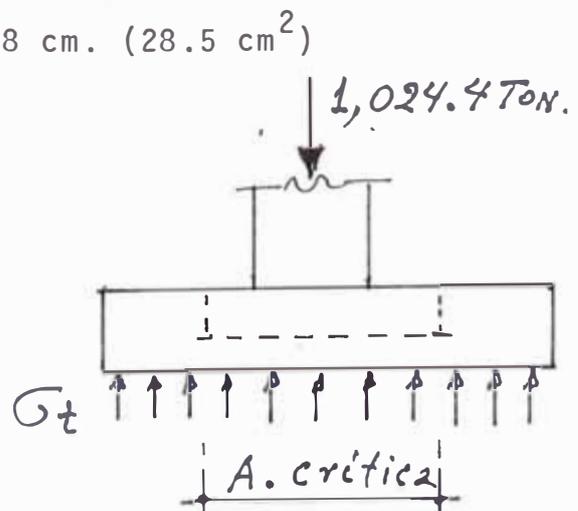
En (2)':

$$A_s = \frac{38.62 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{1,700 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.886 \times 90 \text{ cm}} = 28.50 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$A_s = 28.5 \text{ cm}^2$ /por metro de ancho circular, tomado a 1.04 m del borde de la zapata. *fig 32.*

Emplearemos barras de  $\phi 1'' @ .18 \text{ cm.}$  ( $28.5 \text{ cm}^2$ )

Colocadas radialmente, y midiéndose este ancho de separación sobre una circunferencia concéntrica con la zapata circular - y cuyo radio será: 4.96 metros.



(FIG. N° 31)

$$\text{PERALTE.- } d = \sqrt{\frac{38.62 \times 10^5}{16.9 \times 100}} = 48 \text{ cm.}$$

Emplearemos un peralte total de 0.90 m.  $\therefore d = 0.90 \text{ m.}$

Y el peralte efectivo será de 0.80 m  $\therefore d_1 = 0.80 \text{ m.}$

5.- VOLTEO. RESPECTO AL FONDO O BASE DE LA ZAPATA EJE  $X'' - X''$

M.V. = 3,393.9 Ton-m. (es la  $\leq M'$  debido a la fuerza del sismo)

Momento Equilibrante (M.E.):

$$\text{M.E.} = \left( \begin{array}{l} \text{Peso de Super} \\ \text{estructura} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Peso de za} \\ \text{pata} \end{array} \right) \times \begin{array}{l} \text{Brazo en dirección} \\ \text{del eje } XX. \end{array}$$

$$\text{M.E.} = (1,024.44 \text{ Ton} + 271.29 \text{ Ton}) \times (6.00 - 1.04) \text{ m} = 6,426.82 \text{ Ton-m}$$

Luego: C.V. = M.E./M.V. = 6,426.82/3,393.91 = 1.89; es el factor de seguridad al volteo.

### 5.3.8 DISEÑO DEL DUCTO

(P' - 1) Sin tanque elevado.- (De la misma sección que el anterior).

1.- A continuación Valores en la Super estructura: Pesos por gravedad y Momento Sísmico respecto al eje  $X' - X'$ .

$$P' = \sum P_i - P_{\text{tanque}} = 1,024.44 \text{ Ton} - 739.42 \text{ Ton} = 285 \text{ Ton.}$$

( $\sum P_i$  = Peso total de super estructura).

Area de la sección plana del ducto o fuste:

$$A_{\text{secc.}} = \pi \left[ (2.23 \text{ m})^2 - (1.85 \text{ m})^2 \right] = 4.87 \text{ m}^2$$

$$M = \sum M_i - M_{\text{tanq.}} = 3,230 \text{ Tn-m} - 2,752.84 \text{ Tn-m} = 477.2 \text{ Tn-m.}$$

$c = 2.04 \text{ m}$ ;  $(1.85 + 0.38/2)$ ; Distancia del eje de la sección al eje del área anular del fuste.

$$I_{xx} = 10.22 \text{ m}^4; = (0.785 \times \left[ (2.23)^4 - (1.85)^4 \right])$$

2.- ESFUERZOS.- Sustituyendo valores:

$$\sigma = \frac{285 \text{ Ton}}{4.87 \text{ m}^2} + \frac{477.2 \text{ Tn-m} \times 2.04 \text{ m}}{10.22 \text{ m}^4} = 58.52 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} + 95.25 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Compresión:

$$\sigma = + 153.77 \text{ Tn/m}^2 \dots\dots = 15.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tracción: } \sigma = - 36.73 \text{ Tn/m}^2 = -3.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza de Tracción:

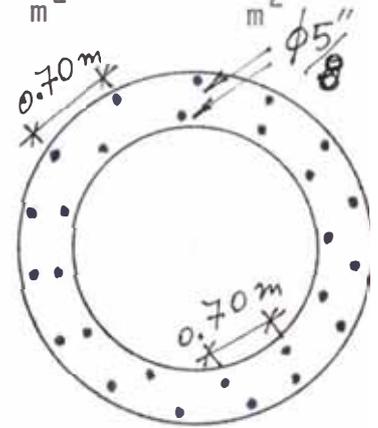
$$T_s = 36.73 \text{ Tn/m}^2 \times 0.38 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 14 \text{ Ton.}$$

Acero:

$$A_s = T_s / f_s = 14 \times 10^3 \text{ Kg} / 2,793 \text{ Kg/cm}^2 = 5 \text{ cm}^2 \quad (\text{FIG. N}^\circ 33)$$

$A_s = 5 \text{ cm}^2$  /por metro de franja vertical de un metro de ancho y 0.38 m de espesor.

Por cara:  $A'_s = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$ . Colocar  $\emptyset 5/8" @ 0.70 \text{ m}$ ; ( $= 2.8 \text{ cm}^2$ ).



ACERO EN LA ZAPATA (Verificación).-

Peralte total  $d = 0.90 \text{ m}$ .

Peralte efectivo  $d_1 = 0.80 \text{ m}$

Siendo la carga axial menor, no es necesario verificar punzonamiento ni presiones sobre el terreno.

- Carga de diseño ( $w$ ).-  $w = \frac{P}{A_{zapata}} = \frac{1,024.4 \text{ Ton}}{113.04 \text{ m}^2} = 9 \text{ Ton/m}^2$

$$M_{xx} = 1/2 w l^2 = 1/2 \times 9 \text{ Ton/m} \times (2.73 \text{ m})^2 = 33.76 \text{ Ton-m.}$$

$$\text{Acero } A_s = 33.76 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / 1,700 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.894 \times 80 \text{ cm} = 27.8 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Colocar:  $\emptyset 1" @ 0.18 \text{ m}$  centro a centro ( $= 28.3 \text{ cm}^2$ ). Medidos los 18 cm. a lo largo de una circunferencia de 4.96 de radio. O sea a 1.04 del borde de la losa de zapata. Concuerda con el valor encontrado antes.

VOLTEO. MOMENTO RESPECTO AL EJE X" - X" (Sin considerar el tanque).-

M.V. = M' - Mom. M' del tanque elevado.

M.V. = 3,393.913 Ton-m - 2,871.141 Ton-m = 522.77 Ton-m.

P = P' = 285 Ton. ( $\sum P_i - P_{\text{tanque}}$ )

M.E. = P' x long. del Radio del C. de G. de un sector = 285 Ton. x 4.96 m.

M.E. = 1,413.6 Ton-m.

Luego: C.V. = M.E./M.V. = 1,413.5/522.77 = 2.70. Bien.

C.V. = 2.70; consideramos que es un buen factor de seguridad. Además del empleo de los pilotes de concreto armado que consideramos necesarios, ensancharemos la zapata dándole un diámetro de 13 metros.

También: Se ha establecido finalmente 0.35 m como grosor de la pared exterior de la cuba en su nivel coincidente con el piso de esta. Todo lo anterior queda graficado en el plano final del reservorio de almacenamiento. (1/2 elevación y 1/2 corte).

#### 5.4 LINEAS DE CONDUCCION

La línea de conducción o línea de aducción que va desde el reservorio antiguo ( $R_1$ ) hasta la entrada de la red de distribución, es una tubería de asbesto-cemento de 8" de diámetro y 25 mts. de longitud. Ya esta construida y en funcionamiento.

La línea de aducción que deberemos diseñar es la tubería principal que sale desde el reservorio de almacenamiento nue

vo ( $R_2$ ), y tras un recorrido de 143 mts. ingresa a la red de distribución de la ciudad de Moche. Diseñaremos esta tubería para que trabaje satisfactoriamente durante el período de diseño considerado de 20 años. El material que emplearemos también será asbesto-cemento y determinaremos el diámetro que deberá tener esta tubería.

#### 5.4.1 CAUDAL DE ENTRADA A LA CIUDAD

El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda que para calcular el gasto de entrada a la ciudad se adopten una de las dos decisiones siguientes:

1°. Para poblaciones que no cuenten con servicios contra incendios, se tome el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria ( $Q_{mh}$ ).

2°. Para poblaciones en que si se considera servicio contra incendios, se tome la cifra mayor que resulte de la comparación entre el caudal que corresponde al máximo anual de la demanda diaria mas la demanda contra incendio ( $Q_{md} + Q_{incendio}$ ), y el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria ( $Q_{mh}$ ).

En nuestro caso, si contamos con dotación contra incendio.

Tendremos entonces:  $Q_{md} = 31 \text{ lts/seg.}$

$$Q_{incendio} = 30 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{mh} = 44 \text{ lt/seg.}$$

Comparando:  $Q_{md} + Q_{incendio} = 31 + 30 = 61 \text{ lt/seg.}$

$$Q_{mh} = 44 \text{ lt/seg.}$$

Luego el gasto de diseño o caudal de entrada a la red sera

61 lt/seg. La cantidad de agua que aporte cada uno de los dos reservorios para completar este caudal de entrada, estará en proporción a los caudales que reciben de sus respectivos pozos. En tal razón, el reservorio  $R_1$  aportará - 24 lt/seg y el reservorio  $R_2$  aportará 37 lt/seg.

DETERMINACION DEL DIAMETRO DE LA LINEA DE ADUCCION.

Datos: Material : asbesto - cemento.

Longitud = 143 mts.

$$C = 140 \text{ (pies/seg)}^{1/2}$$

Q - 37 lt/seg.

La diferencia de cotas (h) entre el inicio de la tubería - de aducción y el nudo de entrada a la red, es (101 m - 100m) = 1m. Luego :  $h = 1 \text{ m}$ .

S = pendiente hidráulica.  $S = h/L = 1\text{m}/0.143 \text{ Km} = 7\text{‰}$ .

En el diagrama de H y Williams, con  $S = 7\text{‰}$  y  $Q = 37 \text{ lt/seg}$ . hallamos el diámetro  $D = 8"$  satisfactorio y también la velocidad  $V = 1.88 \text{ m/seg}$ . Siendo la pérdida de carga desde el pie del reservorio hasta el nudo de entrada a la red la siguiente:  $h_f = S \times L = 7 \text{ m/Km} \times 0.143 \text{ Km} = 1 \text{ m}$ . Luego  $h_f = 1 \text{ m}$ .

#### 5.4.2 CALCULO DE LA PRESION A LA ENTRADA DE LA RED

La pérdida de carga entre el inicio de la tubería al pie del reservorio y el nudo de entrada a la red es  $h_f = 1\text{m}$ . La diferencia de cotas entre el fondo del reservorio y el nudo de entrada a la red, es igual a la cota del fondo del reservorio menos la cota del nudo de entrada a la red. Así:

Diferencia de cotas = (122m - 100m) = 22m. Siendo la presión en el nudo de entrada igual a la diferencia de cotas menos la pérdida de carga en la tubería de aducción. Así: Presión (H) = Diferencia de cotas -  $h_f$ . O sea: Presión (H) = (22 m - 1 m) = 21 m. Luego, la altura de presión (H) en el nudo de entrada a la red es : H = 21 m.

### 5.4.3 PRESIONES Y VELOCIDADES ADMISIBLES EN LA RED

Las presiones existentes en la red de distribución - así como las velocidades con que se transporta el agua, son importantes para el trabajo satisfactorio y el mantenimiento de la red. Al diseñar la red principal tendremos en cuenta las debidas consideraciones que garanticen el buen funcionamiento de la misma. Determinando presiones y velocidades adecuadas.

Las presiones deben mantenerse dentro de límites convenientes a fin de que el funcionamiento sea eficiente. Evitándose presiones muy elevadas que producen pérdidas por filtraciones y deterioro en las instalaciones, por esfuerzos inconvenientes y golpes de ariete. El Reglamento Nacional de Construcciones establece un rango de variación de las presiones para nuestros sistemas de distribución, cuyos valores son: 15 mts. de columna de agua como presión mínima y 50 mts. como presión máxima. Así también, para las tuberías que emplearemos y que serán de asbesto-cemento o de acero, según convenga, las velocidades recomendadas pueden variar desde 0.60 m/seg. hasta 5.00 m/seg.

Las tuberías de asbesto-cemento que se empleen serán de Eternit, tipo mazza, de 105 lbs/pulg<sup>2</sup> de presión de trabajo (aprox. 74 mts. de agua). Los valores del coeficiente C de Hazen y Williams son:

C - 140 (pies/seg)<sup>1/2</sup>, para tuberías de asbesto-cemento.

C - 100 (pies/seg)<sup>1/2</sup>, para tuberías de acero.

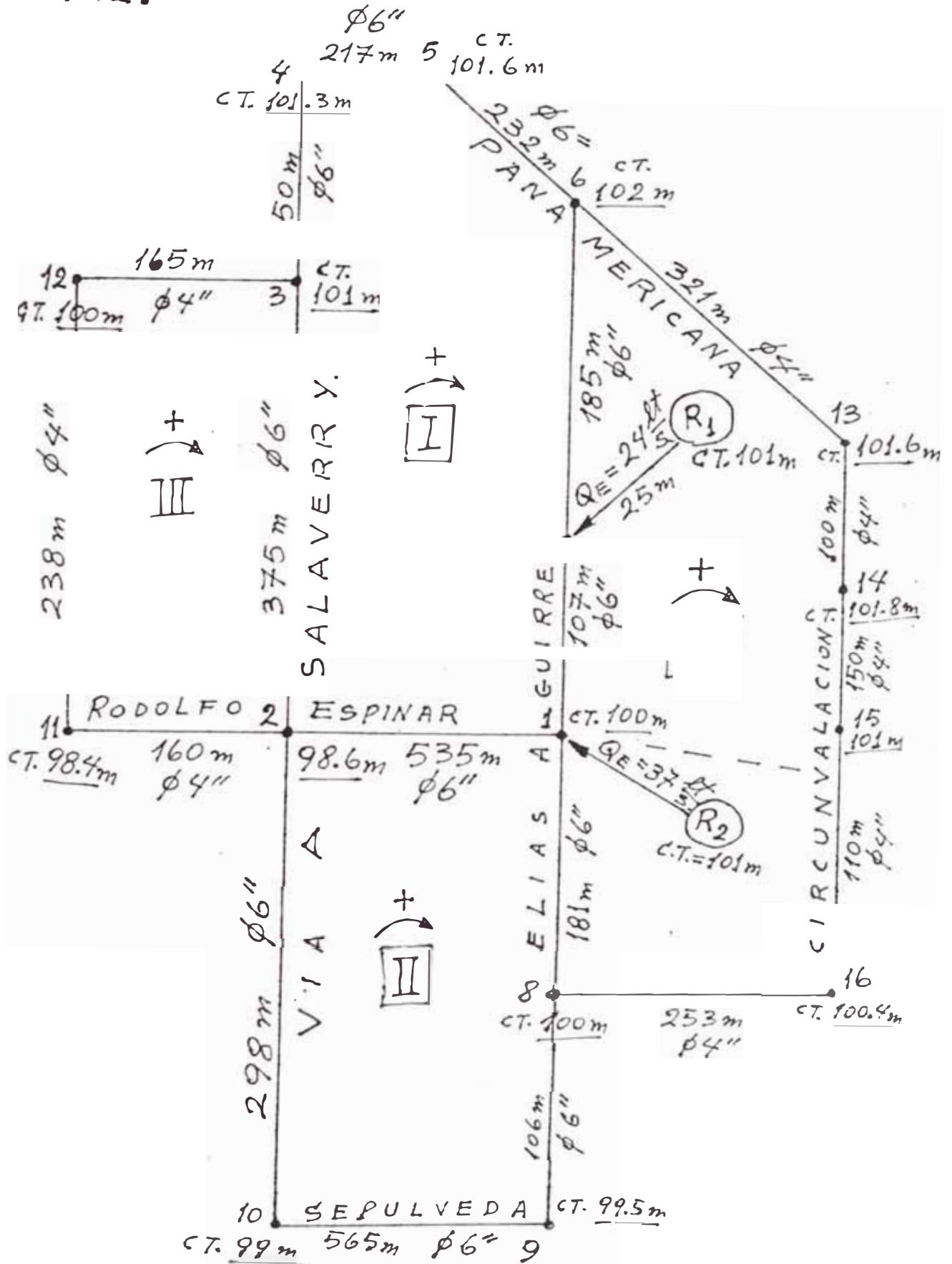
Otras características ya fueron descritas al tratar la línea de impulsión. Y emplearemos de preferencia asbesto-cemento en la red porque este material resiste mejor la salinidad del suelo.

#### 5.4.4 ESQUEMA DE LA RED

Tomamos como guía para el diseño de la red al plano de la ciudad de Moche confeccionado por las oficinas de Ordeza - Plano N° 2. En el mismo están consideradas las modificaciones ya efectuadas en la ciudad actual, así como las áreas de expansión futura. Establecemos así cuatro circuitos principales, en los cuales la longitud máxima de cada ramal no sobrepasa los 600 metros. Ubicándose estos circuitos en la proximidad de grandes consumidores, por calles de pavimentación menos costosa y menor intensidad de tránsito. El trazo de estos circuitos discurre por las calles principales de la ciudad. Y estas son : Rodolfo Espinar, Vía a Salaverry, Panamericana, Elias Aguirre, Sepúlveda y Circunvalación.

Presentamos en la pág. sgte. el esquema correspondiente de la red de distribución principal del proyecto (FIG. N° 34).

# ESQUEMA DE LA RED DE DISTRIBUCION PRINCIPAL.\*



\* COTAS LONGITUDES Y DIAMETROS.  
 fig. 34. = AL PLANO N°2.

### 5.4.5 AREA ABASTECIDA POR CADA TUBERIA

Una vez trazado el esquema de la red principal, ha -  
llamos las áreas de influencia correspondientes a cada uno  
de los tramos o ramales de la tubería que forma la red. -  
Considerando las áreas actuales así como las áreas futuras.  
Estas áreas de influencia se han determinado mediante la  
división del terreno en áreas triangulares o trapezoidales,  
que se obtienen trazando bisectrices desde los vertices de  
los circuitos principales.

### 5.4.6 POBLACION SERVIDA

En páginas anteriores (pág. 37) ya se ha determinado  
la densidad poblacional. Ahora, conociendo el área servi-  
da por cada tramo de tubería, se podrá determinar la pobla-  
ción servida o número de habitantes a los que se satisface  
rá en sus requerimientos de agua. Lo que se obtiene multi-  
plicando cada área de influencia por la densidad poblacio-  
nal, y sumando después los resultados. Esta población ser-  
vida para todo el período de diseño se muestra en el cua -  
dro de la pág. sgte. (Pág. 188)

#### GASTOS MAXIMOS POR TRAMOS:

Determinaremos el caudal de agua que se consume, multipli-  
cando el número de habitantes (o población total servida -  
por cada tramo) por el factor de gasto "q", que se determi-  
na así:

Factor de Máximo Gasto Horario ( $q_{mh}$ ). - Es la cantidad de -

CIRCUITO	TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (Ha)		DENSIDAD (HAB/Ha)		POB. SERVIDA O NUM. DE HAB.	
		ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURA
I	1-2	8.533		230	170	1,962	
	2-3	5.713		230	170	1,314	
	3-4	0.187	1,200	230	170	43	204
	4-5		3.787	230	170		643
	5-6		2.172	230	170		369
	6-7	3.456		230	170	795	
	7-1	1.981		230	170	455	
II	1-8	2.834	1.322	230	170	652	224
	8-9	1.012		230	170	233	
	9-10	4.322	3.390	230	170	994	576
	10-2	4.172	4.768	230	170	960	810
III	2-11	1.288		230	170	296	—
	11-12		1.328	230	170		225
	12- <del>3</del>		3.478	230	170		591
IV	6-13		0.758	230	170		128
	13-14		1.055	230	170		179
	14-15		1.664	230	170		282
	15-16		0.902	230	170		153
	16- <del>8</del>		1.328	230	170		225
			33.498	27.152			7,704

Area Total = 60,65 Ha.

12,300 Habitantes

POBLACION SERVIDA

= 96 % Pob. Total.

agua que consume un habitante en la hora de máximo consumo, y se determina así:

$$q_{mh} = \frac{\text{Gasto Máximo Horario}}{\text{N}^\circ \text{ de habitantes}} = \frac{Q_{mh}}{12,313 \text{ hab.}} = \frac{44 \text{ lt/seg}}{12,313 \text{ hab.}} = 0.0036$$
$$q_{mh} = 0.0036 \text{ lt/seg/hab.}$$

Factor de Máximo Gasto Diario ( $q_{md}$ ).- Es la cantidad de agua que consume un habitante en el día de máximo consumo, y se determina así:

$$q_{md} = \frac{\text{Gasto Máximo Diario}}{\text{N}^\circ \text{ de habitantes}} = \frac{Q_{md}}{12,313 \text{ hab.}} = \frac{31 \text{ lt/seg.}}{12,313 \text{ hab.}} = 0.0025$$
$$q_{md} = 0.0025 \text{ lt/seg/hab.}$$

Con la población servida y con estos factores de máximo gasto hallados formamos el cuadro de la página N° 190. En donde el Gasto en cada tramo de tubería (o cantidad de agua que se consume en cada tramo de tubería principal) se obtiene así:  $Q = N \times q$

donde:  $Q$  = gasto en cada tramo de tubería (será  $Q_{md}$  ó  $Q_{mh}$ ).

$N$  = número total de habitantes servidos en el tramo (o pob. servida).

$q$  = factor de máximo gasto (será  $q_{md}$  ó  $q_{mh}$ ).

En el cuadro ante dicho encontraremos así:

$$Q \text{ lt/seg} = N \text{ hab.} \times q \frac{\text{lt/seg}}{\text{hab.}}$$

Estos serán los gastos en cada tramo de tubería. De ellos, para la red de distribución nos interesan los valores de  $Q_{mh}$ , que son con los que se diseña la red de distribución.

## 5.5 CALCULO HIDRAULICO DE LA RED

Los diámetros de las tuberías de la red los calculare

CIRCUITO	TRAMO	POBLACION TOTAL (N)		GASTO MAX. DIARIO (Qmd) (lt/seg.)	GASTO MAX.* HORARIO (Qmh) (lt/seg.)	LONGITUD** (m)
		SERVIDA (Hab)				
I	1-2	1,962		4.92	7.04	535
	2-3	1,314		3.30	4.72	375
	3-4	247		0.63	0.88	50
	4-5	643		1.62	2.31	217
	5-6	369		0.94	1.31	232
	6-7	795		1.99	2.86	185
	7-1	455		1.15	1.63	107
II	1-8	876		2.20	3.14	181
	8-9	233		0.59	0.82	106
	9-10	1,570		3.94	5.64	565
	10-2	1,770		4.44	6.36	298
III	2-11	296		0.75	1.05	160
	11-12	225		0.57	0.80	238
	12-3	591		1.49	2.11	165
IV	6-13	128		0.33	0.45	321
	13-14	179		0.46	0.63	100
	14-15	282		0.72	1.00	150
	15-16	153		0.39	0.54	110
	16-8	225		0.57	0.80	253

Total = 12,313 Habitantes  $\Sigma = 31$  lt/seg.  $\Sigma = 44$  lt/seg.

\* Con estos valores Qmh se diseña la red de distribución.

\*\* Longitudes tomadas del Plano No. 2

mos por el método de Hardy Cross. El cual nos permite comprobar si los diámetros de tubería principal inicialmente asumidos son correctos para las características y condiciones dadas en la red que estamos diseñando.

El método de Hardy Cross, o método de relajamiento, también llamado de pruebas y errores controlados, se basa en la ecuación de continuidad de la hidráulica. La cual establece que para un flujo permanente, la masa de fluido que atraviesa cualquier sección de una corriente de fluido por unidad de tiempo, es constante. Y para fluidos incomprensibles como el agua, la ecuación se expresa así:

$$Q = A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2 = \text{Cte.}; \text{ (en m}^3\text{/seg. o en lt/seg.)}.$$

Donde:  $A_1$  y  $V_1$  son respectivamente el área de la sección recta y la velocidad media de la corriente en un punto 1 de entrada de un conducto. Estableciéndose como consecuencias de la ley de continuidad, que: 1°).- La cantidad de <sup>agua</sup> ~~agua~~ que entra por el extremo de una tubería (punto 1) debe ser igual a la que sale por el otro extremo (Punto 2). Y 2°).- <sup>agua</sup>

En cada tramo de tubería hay una relación entre el caudal de agua que circula y la pérdida de carga que se produce en dicho tramo.

Al aplicar el método, se asume inicialmente una distribución de caudales en los tramos o ramales de la red, con la condición de que la suma de caudales entrantes a la red sea igual a la suma de caudales salientes de la red. En los circuitos, en que se divide una red principal, se adopta signo positivo para el flujo que se desplaza en el sentido de las agujas del reloj, así como también para sus co

respondientes pérdidas de carga. Y signo negativo para el flujo en sentido contrario y para sus correspondientes pérdidas de carga. Los caudales asumidos se podrán corregir, en un proceso iterativo en el que la suma de las pérdidas de carga en los dos sentidos es cero.

A partir de la fórmula de Hazen y Williams para conductos circulares, se deduce la expresión que nos permite determinar la corrección de gastos.

$$\text{Así: } Q = 0.000426 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal de descarga del flujo de agua en lt/seg.

C = coeficiente de flujo de Hazen y Williams

D = diámetro en pulgadas de la tubería o conducto circular

S = gradiente o pendiente hidráulica en m/Km. O sea, es la pérdida de carga ( $h_f$ ) en metros, que se produce en un conducto de L Kms. Así :  $S = h_f/L$

Si tenemos la Ecuación de H. y Williams en la sgte. forma:

$$h = \frac{10.65 L Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}} \quad (2)$$

y hacemos que para una determinada tubería, K es una constante numérica que depende de L, C y D, o sea:

$$K = \frac{10.65 L}{C^{1.85} D^{4.87}}, \text{ obtendremos la sgte. expresión: } h = K Q^{1.85} \quad (3)$$

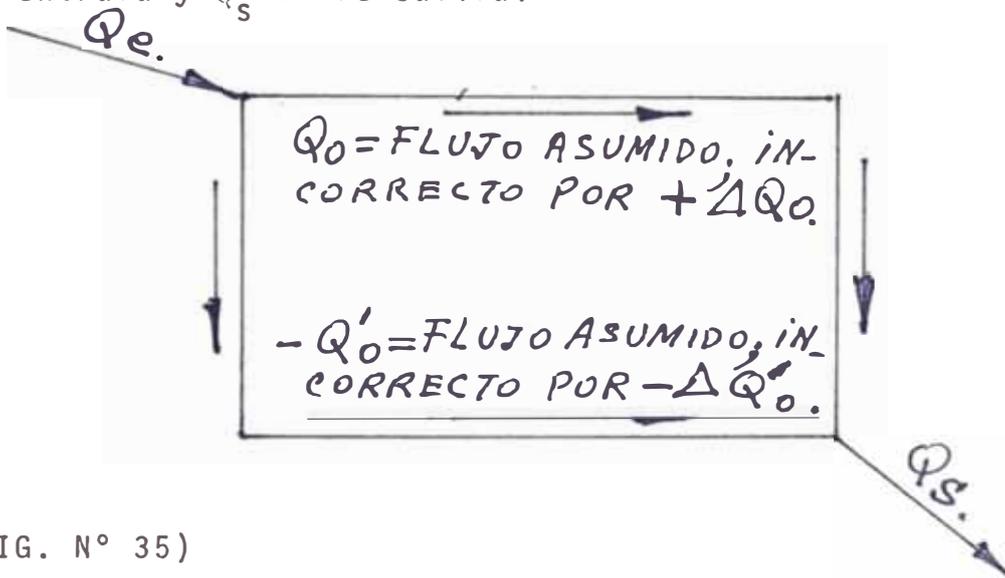
esta fórmula expresa las relaciones de flujo y pérdida de carga en forma exponencial y nos permite efectuar los cálculos con mayor rapidez.

El exponente es una constante para todas las tuberías y su

valor numérico dependerá del sistema de unidades que se emplee.

Al aplicar el método, adoptaremos el procedimiento en el que asumimos que las cantidades de agua que entran y salen de la red son conocidas.

Así para la red simple de la figura N° 35 adjunta tendremos:  $Q_e$  y  $Q_s$  son iguales y conocidos. Siendo  $Q_e$  el caudal de entrada y  $Q_s$  el de salida.



(FIG. N° 35)

$Q_e$  se reparte en dos ramales de tal manera que la suma de las pérdidas de carga balanceadas  $h_0$  y  $h'_0$  es cero. O sea:

$\sum h = h_0 - h'_0 = 0$ . Si los flujos repartidos en la red (flujos que hemos asumido inicialmente) están cada uno en error por la misma pequeña cantidad,  $\Delta Q$ , entonces empleando la ecuación (3) tendremos:

$$\sum h = \sum K (Q + \Delta Q)^{1.85} = 0 \quad (4)$$

Desarrollando este binomio, y desechando términos posteriores a los dos primeros tendremos:

$$\sum h = \sum K (Q + \Delta Q)^{1.85} = \sum K Q^{1.85} + 1.85 \sum Q^{0.85} \times \Delta Q = 0$$

$$\Delta Q = (-) \frac{\sum K Q^{1.85}}{1.85 \times \sum K Q^{1.85-1}} = (-) \frac{\sum K Q^{1.85}}{1.85 \sum K \frac{Q^{1.85}}{Q}}$$

$$\therefore \Delta Q = (-) \frac{\sum h}{1.85 \sum (h/Q)} \quad (5)$$

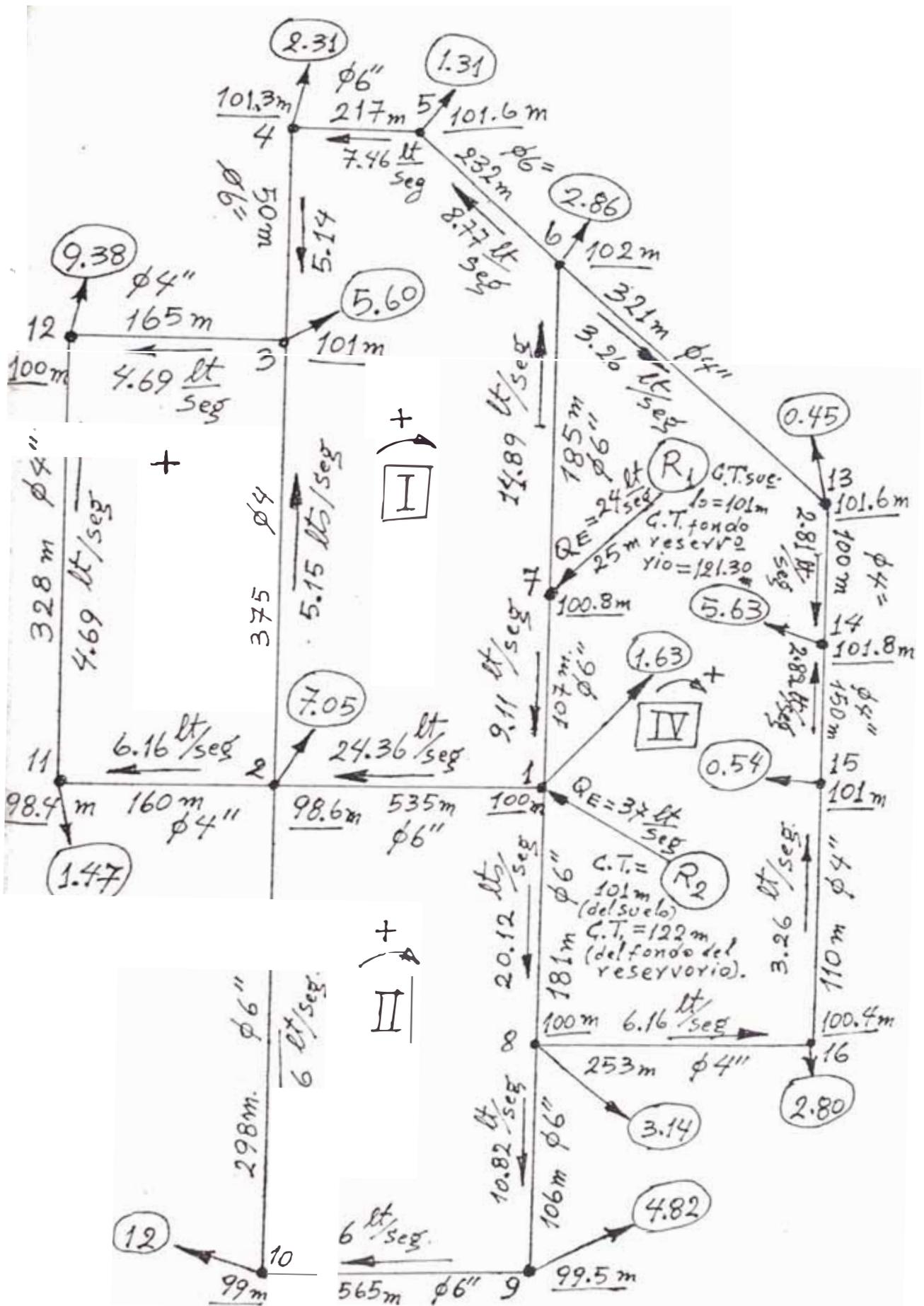
La ecuación (5) nos permite encontrar los valores de los errores  $\Delta Q$  cometidos en el caudal asumido para cada uno de los ramales de una red, y rectificarlos; repitiendo el procedimiento, para que estos errores vayan disminuyendo, hasta lograrse valores razonables de acuerdo a la magnitud de los caudales que circulan por los ramales de una red de distribución.

En la pág. sgte. se presenta el esquema con los caudales - asumidos y demás datos ya establecidos antes para la red. Y en las páginas subsiguientes se presentan los valores - iniciales así como el procedimiento del método de Cross y los resultados obtenidos.

## 5.5.2 DETERMINACION DEL VALOR DE LAS PRESIONES

Tenemos como datos los siguientes valores:

- Cotas topográficas del terreno al pie de los reservorios  $R_1$  y  $R_2$ , en el inicio de las tuberías de aducción de  $R_1$  al nudo 7 y de  $R_2$  al nudo 1, ambos nudos de entrada a la red. Estas cotas topográficas son: 101 m. s.n.m. para ambos casos.
- Cota del nudo 7 :  $C.T._7 = 100.8$  m. s.n.m. y Cta. del nudo 1 :  $C.T._1 = 100$  m. s.n.m.



ESQUEMA DE LA RED DE DISTRIBUCION PARA INICIAR EL CROSS. (CON LOS CAUDALES ASUMIDOS).

fig 36.

5.5.1.- APLICACION DEL METODO DE CROSS

1A. VUELTA

CIRCUITO	TRAMO	Ø PULG.	LONG. M.	Q <sub>0</sub> LT/SEG.	S <sub>0</sub> %	H <sub>0</sub> m	H <sub>0</sub> /Q <sub>0</sub>	Δ Q <sub>0</sub> LT/SEG.	Q <sub>1</sub> LT/SEG.
	1-2	6	535	24.36	11.11	5.95	0.24	- 5.83 - 4.88 = - 10.71	13.65
	2-3	6	375	5.15	0.63	0.23	0.04	- 5.83 + 1.27 = - 4.56	0.59
	3-4	6	50	- 5.14	0.63	0.03	0.01	- 5.83	- 10.97
	4-5	6	217	- 7.46	1.25	0.27	0.04	- 5.83	- 13.29
	5-6	6	232	- 8.77	1.68	0.39	0.04	- 5.83	- 14.60
	6-7	6	185	-14.89	4.47	0.83	0.06	- 5.83 - 1.37 = - 7.20	- 22.09
	7-1	6	197	9.11	1.80	0.19	0.02	- 5.83 - 1.37 = - 7.20	1.91

$$\sum = 4.85 \quad \sum = 0.45 \quad \Delta Q_0 = - \frac{4.85}{1.85 \times 0.45} = - 5.83$$

II

	1-8	6	181	20.12	7.80	1.41	0.07	4.88 - 1.37 = 3.51	23.63
	8-9	6	106	10.82	2.48	0.26	0.02	4.88	15.70
	9-10	6	565	6.00	0.83	0.47	0.08	4.88	10.88
	10-12	6	298	6.00	0.83	-0.25	0.04	4.88	- 1.12
	2-1	6	535	-24.36	11.11	-5.95	0.24	4.88 + 5.83 = 10.71	- 13.65

$$\sum = - 4.06 \quad \sum = 0.45 \quad \Delta Q_0 = - \frac{4.06}{1.85 \times 0.45} = 4.88$$

	2-11	4	160	6.16	6.29	1.00	0.16	- 1.27	4.89
	11-12	4	328	4.69	3.82	1.25	0.26	- 1.27	3.42
	12-3	4	165	- 4.69	3.82	-0.63	0.13	- 1.27	5.96
	3-2	6	375	- 5.15	0.63	-0.23	0.04	- 1.27 + 5.83 = 4.56	- 0.59

$$\sum = 1.39 \quad \sum = 0.59 \quad \Delta Q_0 = - \frac{1.39}{1.85 \times 0.59} = - 1.27$$

IV	7-6	6	185	14.89	4.47	0.83	0.06	1.37 + 5.83 = 7.20	22.09
	6-13	4	321	3.26	1.96	0.63	0.19	1.37	4.63
	13-14	4	100	2.81	1.49	0.15	0.05	1.37	4.18
	14-15	4	150	2.82	1.49	-0.22	0.08	1.37	1.45
	15-16	4	110	3.36	2.07	-0.23	0.07	1.37	1.99
	16-8	4	253	6.16	6.29	-1.59	0.26	1.37	4.79
	8-1	6	181	20.12	7.80	-1.41	0.07	1.37 - 4.88 = - 3.51	23.63
	1-7	6	107	9.11	1.80	-0.19	0.02	1.37 + 5.83 = 7.20	1.91

$$\sum = -2.03 \quad \sum = 0.80 \quad \Delta Q_0 = - \frac{- 2.03}{1.85 \times 0.80} = 1.37$$

2A. VUELTA

CIRCUITO	TRAMO	Ø PULG.	LONG. M.	Q <sub>1</sub> LT/SEG.	S <sub>1</sub> %	H <sub>1</sub> M	H <sub>1</sub> /Q <sub>1</sub>	Δ Q <sub>1</sub> LT/SEG.	Q <sub>2</sub> LT/SEG.
I	1-2	6	535	13.65	3.81	2.04	0.15	2.11 + 2.41 = 4.52	18.17
	2-3	6	375	0.59	0.03	0.01	0.02	2.11 + 0.40 = 2.51	3.10
	3-4	6	50	10.97	2.54	-0.13	0.01	2.11	8.86
	4-5	6	217	13.29	3.63	-0.79	0.06	2.11	11.18
	5-6	6	232	14.60	4.31	-1.00	0.07	2.11 + 0.09 = 2.20	12.49
	6-7	6	185	22.09	9.20	-1.70	0.08	2.11 + 0.09 = 2.20	19.89
	7-1	6	107	1.91	0.10	0.01	0.01	2.11 + 0.09 = 2.20	4.11

$$\sum = -1.56 \quad \sum = 0.40 \quad \Delta Q_1 = - \frac{- 1.56}{1.85 \times 0.4} = 2.11$$

II	1-8	6	181	23.63	10.51	1.90	0.08	- 2.41 + 0.09 = - 2.32	21.31
	8-9	6	106	15.70	4.93	0.52	0.03	- 2.41	13.29
	9-10	6	565	10.88	2.50	1.41	0.13	- 2.41	8.47
	10-2	6	298	1.12	0.04	-0.01	0.01	- 2.41	3.53
	2-1	6	535	13.65	3.81	-2.04	0.15	- 2.41 - 2.11 = - 4.52	18.17

$$\sum = 1.78 \quad \sum = 0.40 \quad \Delta Q_1 = - \frac{1.78}{1.85 \times 0.40} = - 2.41$$

III	2-11	4	160	4.89	4.11	0.66	0.13	- 0.40	4.49
	11-12	4	328	3.42	2.14	0.70	0.20	- 0.40	3.02
	12-3	4	165	- 5.96	5.91	- 0.97	0.16	- 0.40	- 6.36
	3-2	6	375	- 0.59	0.03	- 0.01	0.02	- 0.40 - 2.11 = - 2.51	- 3.10

$$\sum = 0.38 \leq 0.51$$

$$\Delta Q_1 = - \frac{0.38}{1.85 \times 0.51} = - 0.40$$

IV	7-6	6	185	22.09	9.20	1.70	0.08	- 0.09 - 2.11 = - 2.20	19.89
	6-13	4	321	4.63	3.73	1.20	0.26	- 0.09	4.54
	13-14	4	100	4.18	3.08	0.31	0.07	- 0.09	4.09
	14-15	4	150	- 1.45	0.47	- 0.07	0.05	- 0.09	1.54
	15-16	4	110	- 1.99	0.78	- 0.09	0.04	- 0.09	2.08
	16-8	4	253	- 4.79	3.97	- 1.00	0.21	- 0.09 + 2.41 = 2.32	- 4.88
	8-1	6	181	- 23.63	10.51	- 1.90	0.08	- 0.09 - 2.11 = - 2.20	- 21.31
	1-7	6	107	- 1.91	0.10	- 0.01	0.01	- 0.09	- 4.11

$$\sum = 0.14 \leq 0.80$$

$$\Delta Q_1 = - \frac{0.14}{1.85 \times 0.80} = - 0.09$$

3A. VUELTA

CIRCUITO.	TRA-MO	Ø PULG.	LONG. M.	Q <sub>2</sub> LT/SEG.	S <sub>2</sub> %	h <sub>2</sub> (m)	h <sub>2</sub> /Q <sub>2</sub>	ΔQ <sub>2</sub> LT/SEG.	Q <sub>3</sub> LT/SEG.	S <sub>3</sub> %	h <sub>3</sub> (m)	V <sub>3</sub> (m/S)
I	1-2	6	535	18.17	6.46	3.46	0.19	- 0.99 - 0.89 = - 1.88	16.29	5.28	2.82	0.89
	2-3	4	375	3.10	0.25	0.09	0.03	- 0.99 - 0.12 = - 1.11	1.99	0.78	0.29	0.30
	3-4	6	50	- 8.86	1.76	- 0.09	0.01	- 0.99	- 9.85	2.08	- 0.10	0.54
	4-5	6	217	- 11.18	2.63	- 0.57	0.05	- 0.99	- 12.17	3.08	- 0.67	0.67
	5-6	6	232	- 12.49	3.23	- 0.75	0.06	- 0.99 + 0.03 = - 0.96	- 13.48	3.72	- 0.86	0.74
	6-7	6	185	- 19.89	7.62	- 1.41	0.07	- 0.99 + 0.03 = - 0.96	- 20.85	8.33	- 1.54	1.14
	7-1	6	107	4.11	0.41	0.04	0.01	- 0.99 + 0.03 = - 0.96	3.15	0.25	0.03	0.35

$$\sum = 0.77 \leq 0.42$$

$$\Delta Q_2 = - \frac{0.77}{1.85 \times 0.42} = - 0.99$$

II	1-8	6	181	21.31	8.68	1.57	0.07	0.89 + 0.03 = 0.92	22.23	9.38	1.70	1.22
	8-9	6	106	13.29	3.63	0.38	0.03	0.89	14.18	4.09	0.43	0.78
	9-10	6	565	8.47	1.58	0.89	0.11	0.89	9.36	1.90	1.07	0.51
	10-2	6	298	- 3.53	0.31	- 0.09	0.03	0.89	- 2.64	0.19	- 0.48	0.14
	2-1	6	535	- 18.17	6.46	- 3.46	0.19	0.89 + 0.99 = 1.88	- 16.29	5.27	- 2.82	0.89

$$\sum = - 0.71 \leq 0.43$$

$$\Delta Q_2 = - \frac{- 0.71}{1.85 \times 0.43} = 0.89$$

III	2-11	4	160	4.49	3.40	0.54	0.12	0.12	4.61	3.70	0.59	0.57
	11-12	4	328	3.02	1.66	0.54	0.18	0.12	3.14	2.12	0.70	0.42
	12-3	4	165	- 6.36	6.69	- 1.10	0.17	0.12	- 6.24	6.45	- 1.06	0.77
	3-2	4	375	- 3.10	0.25	- 0.09	0.03	0.12 + 0.99 = 1.11	- 1.99	0.78	- 0.29	0.30

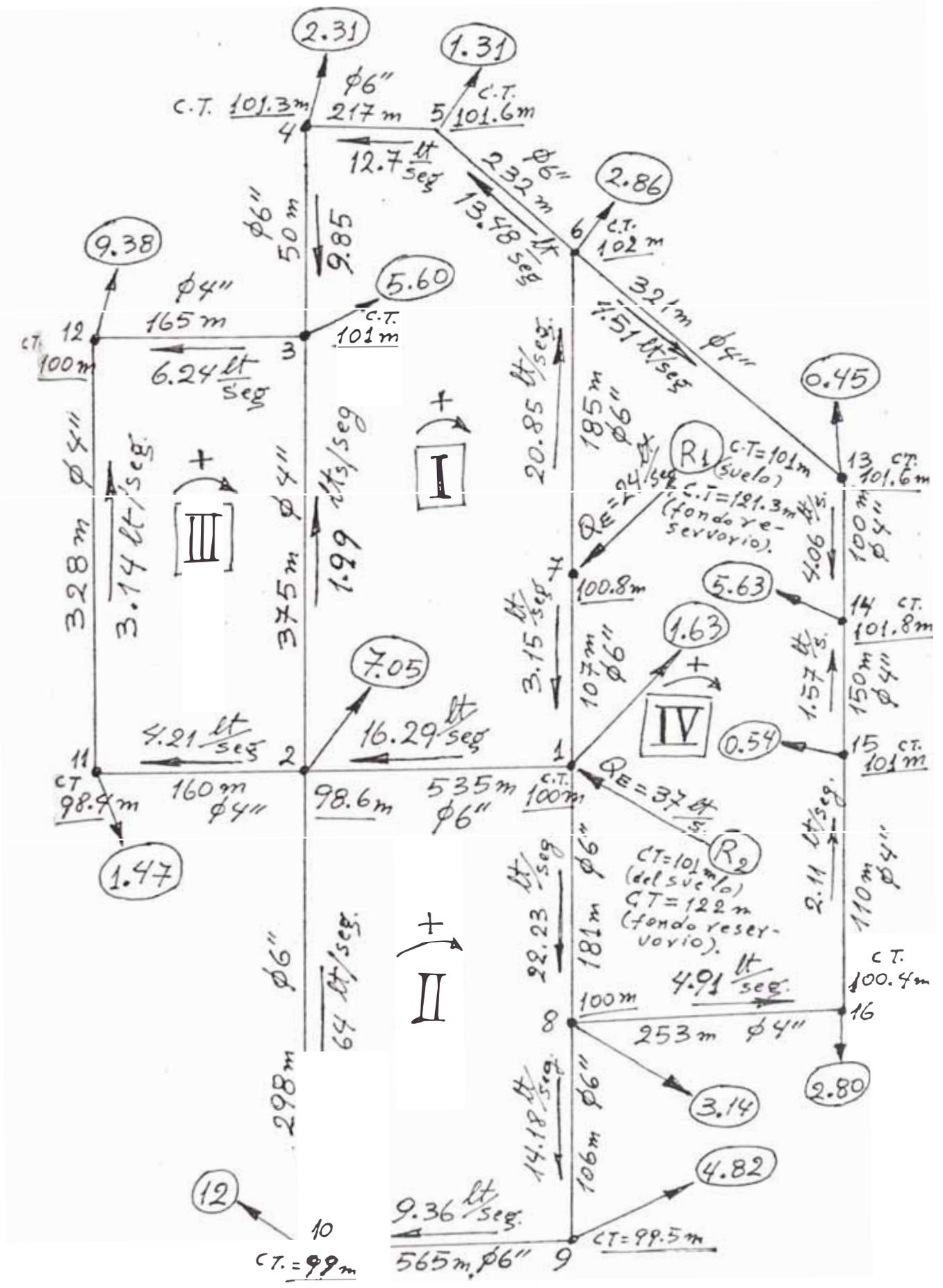
$$\sum = - 0.11 \leq 0.50$$

$$\Delta Q_2 = - \frac{- 0.11}{1.85 \times 0.50} = 0.12$$

IV	7-6	6	185	19.89	7.63	1.41	0.07	-	0.03 + 0.99 = 0.96	20.85	8.33	1.54	1.14
	6-13	4	321	4.54	3.60	1.16	0.26	-	0.03	4.51	3.56	1.14	0.56
	13-14	4	100	4.09	2.95	0.30	0.07	-	0.03	4.06	2.90	0.29	0.52
	14-15	4	150	-	0.52	-0.08	0.05	-	0.03	-	0.78	0.12	0.40
	15-16	4	110	-	0.85	-0.09	0.04	-	0.03	-	0.88	0.10	0.42
	16-8	4	253	-	4.10	-1.04	0.21	-	0.03	-	4.27	1.08	0.62
	8-1	6	181	-	8.68	-1.57	0.07	-	0.03 - 0.89 = - 0.92	-	9.38	1.70	1.22
	1-7	6	107	-	0.41	-0.04	0.01	-	0.03 + 0.99 = 0.96	-	0.25	0.03	0.55

$$\sum = 0.05 \leq 0.78$$

$$\Delta Q_2 = - \frac{0.05}{1.85 \times 0.78} = - 0.03$$



ESQUEMA DE LA RED DE DISTRIBUCION DESPUES DE APLICAR EL CROSS.

fig 37.

- Longitud de tubería de aducción de  $R_1$  a nudo 7 = 25 mts.
  - Longitud de tubería de aducción de  $R_2$  a nudo 1 = 143 mts.
- Con estos datos hallamos las pérdidas de carga que se producen en las tuberías de aducción de ambos reservorios y son 0.2 m y 1 m. para las longitudes de tubería previas a los nudos 7 y 1 respectivamente.

Del Cross efectuado obtenemos las pérdidas de carga que se producen en c/u de los tramos de la red. Y por tanto la suma de las pérdidas de carga que se producen antes de llegar a un nudo determinado.

Además: Las cotas del fondo del tanque de agua en los reservorios  $R_1$  y  $R_2$  son 121.30 m. y 122 m. respectivamente. Todos estos datos nos permiten determinar el valor de las presiones (H), o altura de presión en los nudos, y en consecuencia las cotas piezométricas en los mismos. Empleando para ello las expresiones sgtes.:

1.- Carga Potencial (Z) en un nudo n.- Es igual a la cota topográfica del fondo del reservorio o tanque de agua, me

$$Z_n = C.T. R_2 - C.T. n \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad (1)$$

nos la cota topográfica del nudo n considerado. (En nuestro caso, reservorio  $R_2$  y nudo 1).

2.- Presión (H) o altura de presión en el nudo n.- Es igual a la carga potencial (Z) en ese nudo, menos la suma de las pérdidas de carga que se producen en los ramales que conducen el agua a ese nudo.

$$H_n = Z_n - \sum h_f \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad (2)$$

3.- Cota piezométrica (C.P.<sub>n</sub>) en un nudo n.- Es la suma de su cota topográfica, mas su altura de presión.

$$C.P._n = C.T._n + H_n \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Operando con los datos, obtenemos el cuadro de la página siguiente

## 5.6 TALLER CENTRAL Y CASETA DE BOMBEO

La caseta de bombeo es la construcción civil que se efectúa en el lugar de ubicación del pozo, del cual se va a extraer el agua.

Esta obra constituye un lugar seguro y adecuado para la ubicación de la bomba de impulsión del agua, así como de su sistema eléctrico; aparatos de medición y control y de más implementos. Poseyendo la conveniente amplitud para ubicar dentro de la caseta un motor diesel o de gasolina si es que los requerimientos o apremios de energía así lo impusieran. Se considera que este mismo local incluyendo su patio cubierto por losa aligerada constituye una buena ubicación para utilizarse como taller central donde se efectúen las operaciones mecánicas y de montaje que se requieran. Se ha diseñado esta nueva caseta de bombeo, considerando las características del suelo en el lugar de ubicación del pozo, y aprovechando la bondad de los nuevos materiales existentes, como el acero y el concreto, de mayor resistencia, así como la notable economía existente en la zona para materiales como el ladrillo, del cual hay varias fábricas en el lugar y los agregados para el concreto, que

CUADRO DE PRESIONES

N U D O	T R A M O	Ø Pulg.	LONG. (m)	Q (lt/seg.)	V (m/seg.)	S (‰)	h <sub>f</sub> (m)	COTA	PRESION	COTA
								TOP (m)	H (m)	PIEZOM. (m)
							1 m.	100	21	121
2	1-2	6	535	16.29	0.89	5.28	2.82	98.6	19.58	118.18
3	2-3	4	375	1.99	0.40	0.78	0.29	101.0	16.89	117.89
4	5-4	6	217	12.17	0.67	3.08	0.67	101.3	16.73	118.03
5	6-5	6	232	13.48	0.74	3.72	0.86	101.6	17.10	118.70
6	7-6	6	185	20.85	1.14	8.33	1.54	102.0	17.56	119.56
7	7-1	6	107	3.15	0.45	0.25	0.03	100.8	20.30	121.10
8	1-8	6	181	22.23	1.22	9.38	1.70	100.0	19.30	119.30
9	8-9	6	106	14.18	0.78	4.09	0.43	99.5	19.37	118.87
10	9-10	6	565	9.36	0.51	1.90	1.07	99.0	18.80	117.80
11	2-11	4	160	4.61	0.57	3.70	0.59	98.4	20.19	118.59
12	11-12	4	328	3.14	0.42	2.12	0.70	100.0	17.89	117.89
13	6-13	4	321	4.51	0.56	3.56	1.14	101.6	16.42	118.02
14	13-14	4	100	4.06	0.52	2.90	0.29	101.8	16.33	118.13
15	16-15	4	110	2.11	0.42	0.88	0.10	101.0	17.12	118.12
16	8-16	4	253	4.91	0.62	4.27	1.08	100.4	17.82	118.22

los hay en abundancia.

Las dimensiones de la caseta de bombeo y de la sala de clorinación se muestran en el Plano N° 3. Donde también se indican las características estructurales, las que se han determinado siguiendo la secuencia que se anota a continuación:

### 5.6.1 LOSA ALIGERADA DE LA CASETA DE BOMBEO

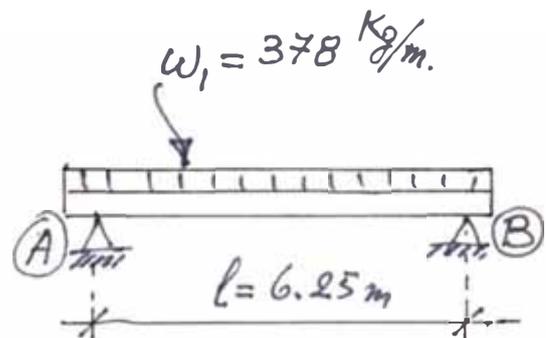
Diseño de la losa por el método a la rotura: (Fig. - 38).

1.- Altura de losa (h)

$$h = 1/25 = 6 \text{ m}/25 = 0.24 \text{ m}$$

h = 25cm. Losita de concreto de 5 cm. de espesor y ladrillo hueco de : 20 cm.

30cm x 30cm x 20cm; (20cm. de alo)



2.- Cargas de servicio.-

(FIG. N° 38)

peso propio (pp) ..... 350 Kg/m<sup>2</sup> ; carga viva .... 150Kg/m<sup>2</sup>

piso term. (pt) ..... 100 "

carga permanente = 450 Kg/m<sup>2</sup>

Carga de rotura  $\cdot W_u = 450 \text{ Kg/m}^2 \times (1.5) + 150 \text{ Kg/m}^2 \times (1.8)$   
 $= 945 \text{ Kg/m}^2$

Carga distribuida por vigueta:  $W_1 = 945 \text{ Kg/m}^2 / 2.5 \text{ módulos/m}$   
 $= 378 \text{ Kg/m.}$

Momento máx. positivo en el tramo A - B; (o Momento máximo solicitante):

solicitante):

$$M_{\max.A-B} = W_1 \times l^2/8 = 378 \text{ Kg/m} (6.25\text{m})^2/8 = 1,846 \text{ Kg-m}$$

Momento negativo en los apoyos A y B:

$$M_A = M_B^- = W_1 \times l^2/24 = 378 \text{ Kg/m} (6.25\text{m})^2/24 = 615 \text{ Kg-m.}$$

Como la altura total de las viguetas o nervaduras de la losa aligerada es 25 cm.; asumiendo un recubrimiento inferior de 3.5 cm. hasta el eje del acero de tracción, tendremos un peralte o altura efectiva de 21.5 cm.

Si asumimos un valor  $a = 2$  cm para la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos, hallaremos el área de acero requerida en tracción empleando las fórmulas del método . Asi: Verificando primero la resistencia del concreto en las condiciones dadas:

$$- \text{Cuantía máxima } (p_{\max}) = 0.75 \times 0.85 \times K_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6,300}{6,300 + f_y}$$

$$p_{\max} = 0.75 \times 0.85^2 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6,300}{10,500} = 0.0162$$

$$- \text{Máxima resistencia del concreto; o Momento máximo resistente: } M'_{\max. \text{ res.}} = \phi \times 0.85 \times f'_c \times a \times b \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots (1)$$

$\phi = 0.90$  en flexión. Y  $f'_c$  = resistencia del concreto empleado.  $b' = 10$  cm. de ancho de vigueta. Y  $d$  - peralte o altura efectiva.

$$A_s = p b' d = 0.0162 \times 10 \text{ cm} \times 21.5 \text{ cm} = 3.48 \text{ cm}^2.$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b' = 3.48 \times 4200 / 0.85 \times 210 \times 10 = 8.18 \text{ cm.}$$

$$\text{En (1): } M'_{\max. \text{ res.}} = 0.9 \times 0.85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 8.18 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times \left(21.5 - \frac{8.18}{2}\right) \text{ cm.}$$

$M'_{\max. \text{ res.}} = 2,287 \text{ Kg-m}$ , es mayor que  $M_{\max. \text{ solicit.}} = 1,846 \text{ Kg-m}$ . Bien.

Tendremos entonces : Area de acero en el apoyo A (acero - negativo):

$$A_s = \frac{M \text{ en Kg-cm}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{61500 \text{ Kg-cm}}{0.9 \times 4,200 \text{ Kg/cm}^2 (21.5 - 1) \text{ cm}} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c b'} = \frac{0.79 \text{ cm}^2 \times 4,200 \text{ Kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 10 \text{ cm}} = 1.86 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}.$$

Luego, área de acero en el apoyo A es  $= 0.79 \text{ cm}^2$ . Valor - que también es igual al área de acero para el apoyo B. Co locaremos en ambos apoyos varillas de acero de 1/2 pulg. - de diámetro. Con un área de  $1.27 \text{ cm}^2 \text{ c/u}$ , algo en exceso, pero es preferible así ante las posibilidades de deficien - cias en la colocación y en la adherencia del concreto de - las viguetas.

- Verificación de eje neutro:

$c$  = profundidad del eje neutro, desde el borde superior - comprimido. Asumimos que  $a = t$  = espesor de la losita superior del aligerado. Calculamos para el mayor mo - mento del valor de  $a$ ;  $a = t = 5 \text{ cm}$ . Y el mayor momen - to positivo es  $1,846 \text{ Kg-m}$ . Tendremos:

$$A_s = \frac{1,846 \times 10^2 \text{ Kg-cm}}{0.9 \times 4,200 \text{ Kg/cm}^2 (21.5 - \frac{5}{2})} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Estamos presuponiendo que el eje neutro cae sobre el ala - de la pequeña vigueta T.

$$p = A_s / bd = 2.57 \text{ cm}^2 / 40 \text{ cm} \times 21.5 \text{ cm} = 0.0029.$$

$$q = p (f_y/f'_c) = 0.0029 (4,200/210) = 0.058$$

$$c = 1.18 q (d/K_1) = 1.18 \times 0.058 \times 21.5/0.85 = 1.73 \text{ cm.}$$

$c = 1.73 \text{ cm.}$  Vemos que el eje neutro cae dentro del ala, y el elemento es una sección rectangular, por lo que corresponde como valor de compresión del concreto la expresión:  $0.85 f'_c$  a b. Y podemos ahora calcular el área de acero positivo para el tramo A - B.

Asumiendo  $a = 3 \text{ cm.}$

$$A_s = 184,600 \text{ Kg-cm} / 0.9 \times 4,200 \text{ Kg/cm}^2 (21.5 - 1.5) \text{ cm} - 2.44 \text{ cm}^2$$

Verificamos :  $a = 2.35 \times 2.44 \text{ cm} = 5.73 \text{ cm} \neq 3 \text{ cm}$  valor asumido.

Dos tanteos mas nos da un valor  $A_s = 2.65 \text{ cm}^2$ , como area de acero en tracción para el tramo A - B. En realidad colocaremos allí dos barras de 1/2 pulgada de diámetro c/u , lo que en total arroja  $2.54 \text{ cm}^2$  de área de acero; valor bastante próximo al anterior. Y satisfactorio para el caso.

Para el segundo tramo de 3.25 m de luz libre, que corresponde a la sala de clorinación y al patio exterior, colocaremos una losa aligerada de 20 cm. de altura total o peralte total. Y efectuando los cálculos en forma similar al caso anterior, determinamos colocar una barra de 3/8" en c/u de los apoyos extremos como acero negativo. Y una barra de 1/2" en la parte inferior de ese tramo, como acero positivo o a tracción.

DISEÑO DE LA VIGA N° 3.- Diseñamos esta viga para un mo -

mento flector de rotura  $M_u$  de 9,000 Kg-m. Valor determinado por los requerimientos del servicio que va a prestar; - así como por las características de esta viga (Fig. 39).

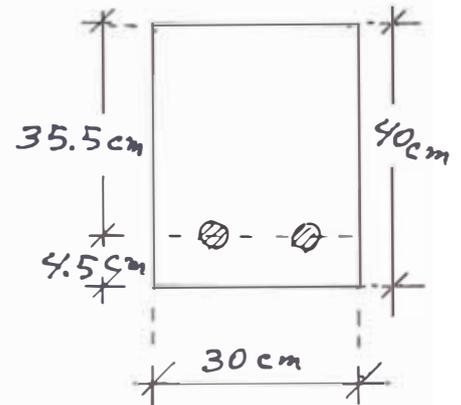
Tendremos:  $M_u = 9,000 \text{ Kg-m}$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Operando:  $M_u = A_s f_y d (1 - 0.59 p \frac{f_y}{f'_c})$

donde:  $p = A_s / bd$



(FIG. N° 39)

$$A_s = M_u / \phi f_y (d - a/2) = 9 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / 0.9 \times 4,200 \text{ Kg/cm}^2 (35.5 - 7.1/2).$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2$$

Verificamos:  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.45 \text{ cm}^2 \times 4,200}{0.85 \times 210 \times 30 \text{ cm}} = 5.84 \text{ cm} \neq 7.1 \text{ cm}.$

Con un segundo tanteo, asumiendo  $a = 5.84 \text{ cm}.$ , obtenemos un área de acero  $A_s = 7.31 \text{ cm}^2.$

Colocaremos 4 barras de acero de 5/8" como acero de tracción en la parte inferior de la viga. Y en la parte superior de la viga : Dos barras de 5/8" a todo lo largo de la viga, como acero negativo y por razones de construcción. - Lo anterior y el estribamiento se indican en el Plano N°3. En forma similar se ha determinado la armadura de acero para la viga chata N° 2. La que llevará 4 barras de 5/8" de diámetro como acero positivo, y 2 barras de 1/2" de diámetro como acero en compresión en la parte superior, mas una barra del mismo diámetro y longitud 1.50 m en el extremo - del pequeño voladizo.

## 5.7 ESTACION DE DESINFECCION O SALA DE CLORINACION

Este local es una habitación adjunta a la caseta de bombeo y sus dimensiones son menores que las de esta. En ella se ubican los cilindros con cloro y los implementos que se utilizan para dosificar el mismo e introducirlo en el flujo de agua que se bombea hacia el reservorio y que será enviada para el consumo de la población, libre de gérmenes patógenos y de impurezas dañinas para la salud.

La forma como se opera es la siguiente: El cloro líquido es generalmente añadido al flujo de agua en cantidades muy pequeñas, controladas a través de orificios medidores de flujo denominados clorinadores. En ellos, para dosajes dados, el goteo por presión del cloro a través del orificio se mantiene constante. El mismo procedimiento se emplea para agregar otras sustancias como amoniaco o bióxido de azufre líquidos, si ello fuese necesario.

Existen también dosificadores operados bajo presión en los que, la operación de dosificar el cloro se hace mediante una válvula reductora compensadora de presión; que conserva constante la presión del cloro que ingresa, prescindiendo de los cambios de presión en el tanque del cual se extrae el gas cloro.

En el Plano N° 3, se indica la ubicación y dimensiones de la sala de clorinación, adjunta a la sala de bombeo, así como también sus características estructurales. Preferiremos la colocación de un sistema de clorinación de control automático, en lo posible.

## 5.8 PROGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS

El mejoramiento y ampliación del servicio de agua potable de la ciudad de Moche debe efectuarse de inmediato, en su totalidad. La necesidad apremiante de agua en esa ciudad y alrededores es evidente.

Al recorrer sus calles, lugares públicos e instalaciones para el servicio de agua, se observa que al estado de abandono en que se ha desenvuelto el sistema actual durante los doce años de gobierno militar centralista; se suma el gran crecimiento poblacional que ha agudizado esta situación. Anotándose como referencia que el área de la ciudad de Trujillo, vecina a Moche y separada de esta por 5 kilómetros, ha crecido de 250 mil habitantes en el año 1972 a una población estimada actualmente en los 550 mil habitantes. (año 1981).

El área de la ciudad de Moche recibe también la influencia de este fenómeno migratorio. Dando como resultado otro hecho que apoya la decisión de ejecución inmediata y total que considero como lo mas acertado para el sistema de abastecimiento de Moche. Y es que Moche, siendo una ciudad pequeña, sin embargo ya tiene también aglomeraciones humanas satélites; como es el caso del pueblo joven Alto Moche; de rápida y constante expansión. Otras agrupaciones poblacionales cercanas son la Curva de Zum y el balneario Las Delicias. El agua para el pueblo joven alto Moche se la transporta en camiones cisterna; distribuyéndose allí en baldes, latas y cacerolas, efectuándose diariamente una operación

antihigiénica, incómoda y antisocial que uno presencia con dolor. Y nos hace comprender que esta situación es injusta e inaceptable tratándose de Moche, ya que esta ciudad se encuentra situada sobre el "banco de agua" mas rico del Valle de Santa Catalina, y constituye un reto para la ingeniería en sus diferentes campos y especialidades el acometer la solución de este problema en el menor tiempo posible; hasta lograr el éxito en la tarea de dotar de un buen servicio de abastecimiento de agua potable a la ciudad de Moche.

Una de las primeras tareas que se deberá efectuar lo constituye la perforación de pozos exploratorios y pozos de prueba, para localizar la fuente que reúna las mejores condiciones. Tanto por la buena calidad y abundante caudal, determinados por cuidadoso análisis y exigentes mediciones como por su cercanía a la ciudad. Y de preferencia al lugar de emplazamiento que en este proyecto hemos establecido, tomando en cuenta los datos del Inventario de Recursos Hidráulicos del Ministerio de Agricultura; así como los datos e información obtenida de otras perforaciones de pozos efectuadas en el lugar y de perforistas que trabajan en la zona.

Un segundo paso en la ejecución de obras lo deberá constituir el equipamiento del pozo ya elegido y aprobado. El cual podrá conectarse temporalmente mediante tubería de impulsión, con el sistema de distribución antiguo. Ayudando así a satisfacer el requerimiento de agua en las horas de

mayor demanda, y permitiendo también profundizar y desarenar el pozo actual. Cuyo rendimiento según indicamos antes es muy pequeño. Y deberá aumentar para que su reservorio aporte los 24 lts/seg. considerados en el proyecto.

El siguiente paso deberá ser la construcción del reservorio de almacenamiento; así como las respectivas tuberías de impulsión y de aducción definitivas. Conectando esta última al sistema de distribución antiguo. Dando cumplimiento así al propósito de mejoramiento del sistema, que es el primer objetivo del presente proyecto.

Finalmente se deberán tender las tuberías de la nueva red de distribución proyectada. Dejando en su emplazamiento todas las tuberías de la red antigua que por su buen estado y su diámetro satisfagan al nuevo proyecto. Reutilizando el material que estuviese en buenas condiciones, a fin de obtener economía en la ejecución de la obra. Someter a prueba las diferentes instalaciones y tuberías colocadas y verificar que cumplan con los requerimientos de salubridad y seguridad. Dando por terminado la ampliación satisfactoria del servicio de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Moche.

-----

### 6.1.5 COSTO DEL TANQUE ELEVADO

Para estimar el costo actual del tanque elevado, se han considerado valores obtenidos en el Ministerio de Vivienda y construcción; en la sección donde se efectúa el diseño de este tipo de Obras; las que son licitadas a firmas contratistas. También se ha consultado a empresas de construcción que se especializan en la construcción de ellas, tales como la firma J. Olaechea S.A., que en época reciente construyó un tanque elevado de características parecidas a las del tanque proyectado para el presente trabajo. Para la fábrica de Motores Andinos (MODASA), en los alrededores de Moche.

En base a esta información, se estima S/. 100,000 soles el costo por  $m^3$  de capacidad de almacenamiento de esta clase de estructuras elevadas (Sept. 1981). De lo cual resulta: Que el Costo Total Estimado para nuestro tanque de  $400 m^3$  de capacidad es de : S/. 40'000,000 (cuarenta millones de soles)

Cabe anotar aquí que los datos obtenidos en las fuentes anteriores indican también, que al ejecutar la construcción de tanques de menor volumen, digamos de  $350 m^3$  o de  $300 m^3$ , aumenta el costo a 110 y 120 mil soles por  $m^3$ .

RESUMEN: Obra: Abastecimiento de agua para la ciudad de Moche - Trujillo

(1) Perforación del pozo .....	S/. 9'750,000
(2) Equipo de bombeo .....	4'583,140
(3) Tubería de Impulsión .....	2'826,010
(4) Caseta de bombeo y sala de Cl	5'571,496
(5) Líneas de Conducción y Aducción	12'438,823
(6) Red de Distribución .....	43'454,654
(7) Tanque elevado .....	40'000,000
TOTAL =	118'624,123

Son: Ciento diez y ocho millones seiscientos veinticuatro mil ciento veintitres 00/100 soles oro.

### 6.1.6 ANALISIS DE COSTOS

Partida : Excavación de zanjas para cimientos corridos hasta 1 m. de profundidad. Ejecutado a pico y pala; sobre suelo arcilloso. Unidad = m<sup>3</sup>. P.U - S/. 466.50/h-h; cua drilla 1 peon. Rendimiento = 4m<sup>3</sup>/día de 8 horas.

<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Importe</u>
hh/m <sup>3</sup>	2 hh/m <sup>3</sup>	S/.466.50/hh	S/.933/m <sup>3</sup>

Partida : Concreto para cimientos

Mezcla 1:10 con 30% P. grande. Inc. 5% desperdicios.

Coeficientes de Aporte : Tablas del Prof. Milton Chávez

Unidad analizada = 1 m<sup>3</sup> de concreto

Hormigon suelto = Manual hasta 30 m<sup>3</sup>.

CONCEPTO	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	IMP. TOTAL
Materiales		S/.	S/.	S/.
Cemento:	259bols/ m <sup>3</sup>	1,164/bols.	3,014.70/m <sup>3</sup>	
Hormigon	0.88 m <sup>3</sup>	2,310/m <sup>3</sup>	2,032.80/m <sup>3</sup>	
Piedra:	0.38 m <sup>3</sup>	2,650/m <sup>3</sup>	<u>1,007.00/m<sup>3</sup></u>	6,054.60/m <sup>3</sup>

Mano de Obra:

Oficial:	1.02hh/m <sup>3</sup>	828.70/hh	845.30/m <sup>3</sup>	
Peón	: 6.15hh/m <sup>3</sup>	782.60/hh	<u>4812.90/m<sup>3</sup></u>	<u>5,658.30/m<sup>3</sup></u>
		TOTAL :		11,712
		+ 5%		<u>585</u>
		TOTAL :		<u>12,295/m<sup>3</sup></u>

Concreto para sobrecimientos.-

Unidad - 1 m<sup>3</sup>

Mezcla : 1:6 con 25% de P. mediana

Incluido 5% desperdicios

<u>MATERIALES</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>P. UNITARIO</u>	<u>P. PARCIAL</u>	<u>IMP.TOTAL</u>
Cemento	4.73bols./m <sup>3</sup>	<del>1,164/bols.</del>	<del>5,506/m<sup>3</sup></del>	
Hormigón	0.98 m <sup>3</sup>	2,975/m <sup>3</sup>	2,916/m <sup>3</sup>	
Piedra	0.42 m <sup>3</sup>	2,650/m <sup>3</sup>	<u>1,113/m<sup>3</sup></u>	S/.9,535
Mano de Obra:				
Oficial	1.48 hh/m <sup>3</sup>	828.70/hh	1,227/m <sup>3</sup>	
Peón	8.90 hh/m <sup>3</sup>	782.60/hh	<u>6,966</u>	<u>S/.8,193</u>
		TOTAL :		S/.17,728
		+ 5% :		<u>887</u>
		Costo Total:		<u>S/.18,615/m<sup>3</sup></u>

En general, hemos tomado los valores de precios unitarios directos en edificación; establecidos por la Camara Peruana de la Construcción (CAPECO). Los cuales, no obstante - tener diferencias en algunos rubros con los valores que se obtienen en el lugar. Tienen coincidencia con la mayoría de ellos. Y la validez de los precios unitarios adoptados, tienen validez para el último trimestre del presente año - de 1981.

## 6.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONST.

### 6.2.1 EXCAVACIONES PARA TUBERIAS

Para el tendido de las tuberías, las zanjas deberán tener un ancho de 0.60 m y una profundidad de 0.80 a 1.00m. Cuidando que el fondo de las zanjas queden bien niveladas, para que el apoyo de los tubos sea uniforme a lo largo de su cara inferior.

#### NORMAS QUE SE DEBERAN CUMPLIR:

Las tuberías, sean de asbesto cemento como de acero, deberán cumplir para su instalación con las Normas y requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado - destinado a localidades urbanas; capítulo 3-II-IV del R.N. C. y la calidad del material empleado deberá satisfacer las Normas del ITINTEC. Además, las tuberías de acero, sean troncales o de servicio, deberán instalarse apoyadas a dados de concreto y sujetas con abrazaderas.

### 6.2.2 COLOCACION DE TUBERIAS

Se deberá revisar cuidadosamente tanto las tuberías - como los accesorios antes de su colocación. Desechándose aquellas que presenten roturas, porosidades o rajaduras Y se verificará que estén libres de cuerpos extraños. Los cruces de acequias se realizarán por debajo del lecho de - estas, mediante la construcción de sifones. Los que deberán tener una cobertura adecuada de concreto. Al colocar las tuberías de asbesto-cemento, se acondicionará la zanja para que estas apoyen en toda su longitud sobre suelo firme

de arena o tierra; habiéndose profundizado la zanja en cada unión de dos tuberías, para que esta no descansa directamente sobre el suelo. Se limpiará los extremos de cada tubería con gasolina y se presentará la espiga al enchufe, empujándose suavemente el tubo en dirección de su eje, hasta el tope.

El relleno de las zanjas, una vez colocadas las tuberías, se realizará gradualmente conforme avance la instalación. Dejándose las uniones al descubierto hasta que se realice la prueba hidráulica. Las válvulas, tapones, codos, tees y todo cambio de dirección deberá quedar anclado a dados de concreto de tamaño conveniente, vaciados en obra.

### 6.2.3 PRUEBA HIDRAULICA

A la tubería ya instalada se le someterá por tramos a una presión hidrostática igual a vez y media la presión de trabajo requerida por la clase de tubería instalada. Para lo cual deberá llenarse con agua la tubería; expulsándose todo el aire que hubiese en el tramo mediante dispositivos de purga colocados en los puntos de mayor cota topográfica. Una vez efectuada la prueba se cerrarán herméticamente los tramos, los cuales pueden tener una longitud aproximada de 300 ó 400 metros, y podrán estar comprendidos entre válvulas situadas a esa distancia. Se examinará cuidadosamente los elementos constituyentes de cada tramo sometido a prueba; manteniéndose la presión durante lapsos de 20 minutos. Si alguno de ellos, sean tuberías o acceso

rios resultasen defectuosos o produjeran filtraciones como consecuencia de la presión aplicada, deberán ser retirados y sustituidos por elementos que den resultados satisfactorios. Lo que se determinará mediante nuevas pruebas hidráulicas, las que se repetirán las veces que sea necesario hasta obtener un resultado satisfactorio.

#### 6.2.4 RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJAS

Una vez aprobada satisfactoriamente la prueba hidráulica, se anclarán mediante dados de concreto los accesorios y uniones: cruces, tees, codos, tapones; o aún tramos de tubería si se juzga conveniente, para impedir que se produzcan desplazamientos. Procediéndose a continuación a efectuar el relleno final de las zanjas. Para lo cual se cuidará que sobre las uniones y accesorios se vierta material fino de granulometría uniforme hasta una altura aproximada de 30 centímetros. Rellenándose con el material restante capas debidamente apisonadas que permitan obtener una compactación satisfactoria.

#### 6.2.5 DESINFECCION DE TUBERIAS

La desinfección de las tuberías por donde circulará el agua es de primordial importancia para la preservación de la salud de los usuarios, y constituye un paso obligado para la entrega satisfactoria de una red de distribución de agua. Por ello, después de probarse hidráulicamente toda la red, se procederá a desinfectarla con una solución de cloro. Para esto, antes de la clorinación se bombeará

agua a la red, haciéndola salir por el extremo mas bajo mediante remoción de tapones o válvulas de purga, a fin de eliminar toda suciedad o alguna materia extraña que hubiera quedado durante la instalación.

Para la desinfección de las tuberías se puede usar compuestos como el hipoclorito de calcio u otros similares de contenido de cloro conocido.

Cuyos nombres en el mercado son "Alcablanc", "Perchloron", etc. Pudiéndose calcular el compuesto a usarse mediante

la sgte. fórmula: 
$$G_r = \frac{P \times V}{\% Cl \times 10}$$

Donde:  $G_r$  es el peso del compuesto a utilizarse (en gramos).

$P$  son los mgr/litro, a las ppm de la solución a prepararse.

$V$  es el volumen de agua en la tubería (litros)

$\%Cl$ , porcentaje de cloro existente en el compuesto

10, constante.

Para el uso de los compuestos indicados se deberá emplear una solución en agua, en una cantidad adecuada para que resulte un dosaje de 50 ppm como mínimo. Bombeándose esta solución dentro de la tubería a desinfectarse; y conservándola allí unas 4 horas por lo menos. Tiempo durante el cual se operarán las llaves, válvulas y accesorios para que todas estas partes entren en contacto con la solución desinfectante; la cual se expulsará después de efectuada la operación, para llenarse finalmente las tuberías con el agua potable destinada al consumo. Cuya calidad deberá satisfacer los requerimientos establecidos por la reglamenta

ción respectiva; los que se verificarán mediante los análisis respectivos.

### 6.2.6 VALVULAS Y ACCESORIOS

Las válvulas tendrán el cuerpo de fierro fundido, con discos y asiento de bronce, del tipo válvulas de compuerta de doble disco, de asientos paralelos, usuales en sistemas de tuberías de agua. En el interior de la caseta de bombeo se emplearán accesorios de fierro galvanizado, de bronce o de fierro fundido; debiendo quedar anclados a dados de concreto.

Los hidrantes contra incendio deberán tener todas sus partes constituyentes contenidas dentro de un casquete metálico que pueda ser fácilmente removida para efectuar inspección, reparación o reemplazo de un nuevo casquete en caso de corrosión o deterioro del mismo .

### 6.2.7 PINTURA

Las tuberías y accesorios que se encuentren sobre la superficie del terreno deberán ser cubiertas por dos capas de pintura anticorrosiva. Así mismo se procederá con las tuberías existentes en las casetas de válvulas; a las que además se cubrirá con una capa de pintura metálica de color adecuado.

-----

### 6.3.- RELACION DE PLANOS

- 1.- PLANO N° 1. Plano de Moche, (antigua ciudad de Moche) y su ubicación en el Departamento de La Libertad.
- 2.- PLANO N° 2. Red de Distribución de agua potable proyectada para la actual ciudad de Moche.
- 3.- PLANO N° 3. Caseta de bombeo y Sala de Clorinación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable proyectado para Moche.
- 4.- PLANO N° 4. Reservorio de Almacenamiento. Capacidad - 400 m<sup>3</sup>. Planta y Elevación. Cortes y Aberturas.
- 5.- PLANO N° 5. Estructuras del Reservorio de Almacenamiento proyectado, para el sistema. Cap. 400 m<sup>3</sup>. Cuba, Fuste y Cimentación.
- 6.- PLANO N° 6. Instalaciones Hidráulicas del Reservorio de Almacenamiento de Agua Potable.

-----

## 6.4.- BIBLIOGRAFIA

- 1.- Apuntes de Clases. Ing. Augusto Navarro Palma.
- 2.- Reglamento Nacional de Construcciones. Instalac. Sanitarias.
- 3.- Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales. Fair; Geyer y Okun.
- 4.- Design of Concrete Estructures. Winter; Urquart y Nilson.
- 5.- Reinforced Concrete Reservoirs and Tanks. W.S. Gray.
- 6.- Concrete Water Towers Bunkers Silos & Other Elevated Structures. W.S. Gray & G.P. Manning.
- 7.- Hidrología. David Keith Todd.
- 8.- Tratado Práctico de las Aguas Subterranas. G. Castani.
- 9.- Bombas Rotativas y Centrifugas. Worthington.
- 10.- Manual de los Pozos Pequeños. U.P. Gibson y R.D. Singer.

-----