

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

ESTUDIOS NACIONALES DE ENSEÑANZA.

516

ED. ALICIA

"EL AGUACATE Y EL AGUA: PREDICTION A CHIAPAS."

TESTIMONIO

CON PRESENZA DEL PASAJERO

ARTURO MORELLO RODRIGUEZ,

EN SU EXCELENTE PROFESIONALIDAD DE

INVESTIGADOR CIENTIFICO.

MEXICO, D.F.

1943.



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**

**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (Méjico).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
Dirección.  
Núm. 731-827.  
Exp. Núm. 731/214.2/-

Al Pasante señor Ariel MORALES ROMERO,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor Prof. Ing. Anastasio GUZMAN -- para que lo desarrolle usted como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Hágase el proyecto para el Abastecimiento de Agua Potable de la población de Chilpancingo, Estado de Guerrero, considerando como fuente de captación las aguas del arroyo llamado de Ocotepec y aprovechando el depósito ya construido en el Cerro Cruz a orillas de la población. Formúlese presupuesto."

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

México, D.F., a 14 de junio de 1943.

EL DIRECTOR

Ing. Pedro Martínez Tornel

PMT/TB/mr.

Dedico este modesto trabajo con todo cariño  
a mi madre, la Señora GUADALUPE ROMERO DE MORALES,  
quien tanto se esforzó para que hiciera mi carrera,  
a mi padre el Señor ARCADIO MORALES, a mis hermanos  
ALFIA, ANGELICA, GLORIA Y ALBERTO.

A los Señores Ingenieros OTHON SALVADOR --  
OROZCO y FELIPE BARRERA, de quienes recibí muchas  
facilidades para llevar a cabo este trabajo.

A mis MAESTROS, a mis COMPAÑEROS y AMIGOS,  
por la ayuda y consejos que de ellos recibí.

## INTRODUCCIÓN.

Los gobiernos de todos los países del mundo y aún los de poblaciones pequeñas se preocupan por las obras públicas del grupo humano que gobiernan, ya sea con fines políticos o para resolver un problema que afecta de una manera directa al progreso del pueblo, aunque puede decirse que los dos aspectos no son absolutamente independientes.

En nuestro país desgraciadamente las obras públicas, en su mayoría, se han llevado a cabo con fines políticos nacionales e internacionales, siendo popularmente sabido que hay regiones del país que cuentan con varias vías de comunicación que funcionan en competencia desigual (ferrocarril y carretera) y que hay otras regiones importantes desde diferentes puntos de vista, (B. C. y Yucatán) que carecen de ellas, y esto no sólo sucede en el ramo de comunicaciones, sino en general en todas las obras públicas, pues por ejemplo en Arcelia, Gro., se construyó un hospital que a la fecha lleva varios años sin funcionar debido entre otras circunstancias a la falta de agua. Pudiendo a ver muy a la ligera otra rama de las obras públicas en nuestro país, observemos que, por ejemplo, el Puerto de

Acapulco, antes de ser unido con el centro de la República por medio de una carretera, debió serlo por ferrocarril (que actualmente llega hasta Ixtlán, Gro.) ya que ese Puerto, como todos los marítimos, es para maniobras de carga pesada principalmente, y económicamente el ferrocarril es el más adecuado para moverlas y además, porque Acapulco está en condiciones de llegar a ser uno de nuestros mejores Puertos del litoral del Pacífico.

Si alguien dijera que a veces las fuerzas políticas son superiores a las razones económicas nacionales para decidir sobre una o varias obras públicas, es que no ha pensado que precisamente la habilidad del político debe ser suficiente para que ante todo y en primer lugar estén siempre los intereses de la Nación, en este caso sería muy bajo el porcentaje de las obras públicas llevadas a cabo por razones de política.

Para decidir sobre la construcción de una obra, ya sea pública o privada, debe hacerse previamente un estudio económico que justifique la inversión del capital. Esto se hace en las obras particulares y aún así hay veces que se ven ciertos fracasos, debido a un mal estudio o a falta de datos. Así por ejemplo, para decidir sobre la construcción de una vía de comunicación deben tenerse en cuenta, entre otras cosas, la distancia entre los puntos, su potencialidad económica, ya sea productiva o de consumo y el costo de la obra.

para esto es necesario un censo de posibilidades económicas de las distintas regiones del país, para invertir el capital en las obras que mejoras perspectivas presenten.

Intencionalmente he dejado al último las obras de abastecimiento de aguas para dedicarles aunque sea un párrafo especial.

Es alarmante el número de poblaciones de la República que carecen de servicio adecuado de agua potable, hasta poblaciones importantes, ciudades, carecen de él y otras lo tienen deficiente. La misma Capital de la República actualmente sufre escasez de agua potable.

Afortunadamente el actual Gobierno del país — por conducto del P. S. P. y en particular de la Dirección General de Ingeniería Sanitaria del mismo Departamento, está llevando a cabo cada vez con mayor intensidad obras de abastecimiento de agua potable, que no sólo constituyen una medida profiláctica contra las enfermedades hídricas — que tantos estragos causan entre la población del país, sino que vienen a satisfacer una necesidad vital de cualquier poblado.

Todas las poblaciones merecen un abastecimiento de agua potable, aunque pueden tener mayor o menor necesidad de él. En mi concepto, deben estenderse primero las poblaciones en que la inversión del capital resulte más rápidamente cubierta por las rentas del mismo. Para esto es necesario la creación (dentro del perímetro legal) de una Oficina que se encargue de administrar las obras ya cons-

trifadas, pues por razones que se desconocen, muchas veces se abandona la obra, dedicando los impuestos que por concepto de agua ingresan al tesoro local a otros fines, resultando que cuando se necesita alguna reparación, no se cuenta con fondos, encontrándose a veces serios desperfectos, que en un principio hubiera sido fácil reparar.

Lo anterior es un problema que parece se estudie perfectamente para poder hacer una inteligente inversión de los dineros del pueblo, que sin duda traería más beneficios para México que tanto los necesita y espera de sus hijos honrados.

## GENERALIDADES.

Chilpancingo o Ciudad Bravo, como se denomina actualmente, es la Capital del Estado de Guerrero. Está situada sobre la carretera México-Acapulco, a 300 km. de la Capital de la República; el camino de referencia la une por el Norte con Iguala, que está a 100 km., y que es el centro principal del Estado, desde el punto de vista comercial, por el Sur con Acapulco, puerto marítimo único de altura en el Estado, al Este está unida por un camino de tierra, transitable en todo tiempo, con Tixtla y Chilapa, a 12 y 47 km. de distancia respectivamente. Su clima es templado y en general seco.

## SITUACION GEOGRAFICA.

La Ciudad de Chilpancingo está situada a los  $17^{\circ} 33'$  latitud Norte y a los  $99^{\circ} 30'$  longitud W. del meridiano de Greenwich. Su altura sobre el nivel del mar es de 1.360 m.

## RELIEVE DEL SUELO.

Chilpancingo está en un Valle que sigue la dirección SW a partir de las alturas de Atzintzintla con

una longitud aproximada de 26 km. y una anchura media de 10 km.

Sus límites son: al Norte, los cerros de Ixtiquapan y Atzintzinatlá que alcanzan alturas de 1 590 m<sup>t</sup>, sobre el nivel del mar el primero y 1 700 el segundo. Al E. por la cadena que se interpone entre los Valles de Tlaxtla y Chilpancingo y que se levanta en algunas de sus cumbres a 1 900 m. (cerro Maxchua). Al Sur por el cerro del Salto, llega su cima a más de 1 600 m. sobre el nivel del mar, y al W. por la cadena que separa los Valles de Chilpancingo y Amogileca, caracterizada por los Cerros Boludo, Guayabo, Espinazo y Grande y que en los de más elevación como el último mencionado llegan aproximadamente a 2 000 m. sobre el nivel del mar.

El Valle de Chilpancingo puede considerarse como abierto, comunicado por el Sureste con la zona de Colotlipa y Quetzaltenango por medio del Cañón estrecho de Tepechicotlán que tiene una dirección SE, pero próxima a la línea EW.

Fuera del fondo del Valle que es angosto y con declives poco acentuados, los flancos de las sierras que los limitan son bastante accidentados, dando lugar a barrancas profundas y estrechas, de lados escabrosos, cuyo carácter van perdiendo a medida que se aproximan al fondo del Valle.

#### HIDROGRAFIA.

El Río Guacapa, que nace al SW de Amogileca,

es el que drena las aguas del Valle. Su curso pasa por las orillas de Chilpancingo y por el pueblo de Rataquillas, después entra al Cañón de Tepechicotlán tocando despacio los pueblos de Xochistlán, Coletlips y Quechultenango donde recibe al Río Ayumco y toma el nombre de Río Azul; pasa después por Teozintla y Xochitepec donde recibe al Río Temixco. Al SW de Xochitepec se dirige de E a W hasta las cercanías de Peregrino donde con el nombre de Río Omitlán, entra a formar parte del Papagayo que desagua en la Laguna litoval del Papagayo.

#### GEOLOGIA.

En el terreno que comprende el Valle afloran las siguientes rocas; como sedimentarias se encuentran: areniscas, calizas, conglomerados, brechas, materiales arcillo-arenosos y aluviones; como ígneas: andesitas, tobas-andesitas y riolitas.

PROYECTO.

Todo proyecto de abastecimiento de agua potable, como cualquier otro, requiere un estudio previo.

Un abastecimiento de agua potable, debe llenar principalmente los siguientes requisitos: cantidad, calidad y presión.

La cantidad depende de la cotación específica fijada de acuerdo con las necesidades de la población dentro del período económico de la obra, sin perder de vista la cantidad disponible en las fuentes abastecedoras, las cuales deben aforarse en diferentes épocas del año, por lo menos en el mayor estiaje y en épocas de lluvias.

La calidad está definida por condiciones de potabilidad que fija el Departamento de Salubridad Pública, en su Reglamento respectivo y las cuales son necesarias para que el agua sea benéfica a la salud. Cuando las aguas no sean potables, serán tratadas por procedimientos que se rijerán atendiendo a los análisis correspondientes (físico, químico y bacteriológico).

Las muestras de agua se tomarán en diferentes épocas del año para conocer sus condiciones más desfavorables.

Presión: debe ser suficiente para proporcionar un servicio de fácil manejo del agua a los habitantes de la población. Considerando la altura de los edificios

y el costo de bombeo, en su caso, al hacer el proyecto - respectivo.

Tomando en cuenta lo anterior (sólo mencionado) me referiré en particular a la Ciudad de Chilpancingo.

#### POBLACION.

La población de Ciudad Bravo según datos estadísticos ha variado en la siguiente forma:

AÑO	HABITANTES.
1900	7497
1910	7934
1921	5955
1930	8315
1940	8835
1942	7902...censo levantado

por la Dirección de Obras Públicas del Estado con instrucciones de la Oficina de Aguas Potables.

Se considerará la población actual, como constante en el período económico de la obra, que es de 20 años, porque los menoriales de Ocotepec, que son los principales (pues aunque hay otros dan gastos insignificantes llegando a secarse en el estiaje) dan un gasto mínimo de 7.9 l.p.s. lo que nos limita la dotación. (En caso de crecimiento de la población se buscarán otras fuentes).

En estas condiciones veremos qué dotación tendrán los habitantes con el gasto mínimo de Ocotepec.

No se considerará el número de habitantes que arrojó el censo de la Dirección de Obras Públicas del Estado, sino en número mayor extendiendo a las necesidades de agua que tienen: el muroredo, los jardines y edificios públicos, (que no fueron incluidos en el censo de 1942) asignando un número de habitantes a cada obra pública.

En estas condiciones tenemos:

Habitantes con toma 2 171;

Habitantes con hidrante 6 571.

Dotaciones mínimas:

Habitante surtido con toma: 140 l.p.h.d.

Habitante surtido con hidr.: 60 l.p.h.d.

Dado el clima de Chilpancingo que es templado, su número de habitantes (8 000 aproximadamente), su escasa industria y comercio, vemos que la dotación calculada está comprendida entre la media y la mínima para ciudades de 5 000 a 15 000 habitantes. (Tomada de una tabla formada por el Banco Nacional Hipotecario Urbano).

El número de habitantes surtidos con toma y con hidrante fué calculado tomando en cuenta el censo de población y las zonas económicamente divididas.

Mayores datos se encontrarán en el proyecto de la Red de Distribución.

En vista de lo anterior se procederá a proyectar las obras necesarias para el aprovechamiento de las aguas del arroyo de Coctepéc.

## OBRAS.

Es necesario proyectar las siguientes obras: de captación, de conducción, de tratamiento, de regularización (el tanque de regularización está construido) y de distribución.

Al proyectar cada una de estas obras, se hará mención a las razones por las cuales se proyecta.

## III

### CAPTACIÓN.

Como ya se dijo, las aguas que se aprovecharán son las del arroyo de Ocotepec, cuyo gasto en estiaje nos limita la dotación.

Este arroyo según se desprende del informe del estudio, tiene las características siguientes que fueron observadas una sola vez.

El gasto en el mayor estiaje es de 7.9 l.p.s. y la avenida máxima de 10 metros cúbicos por segundo (aforada por sección y pendiente marcadas en las huellas que se observaron). Acarrea gran cantidad de avivales durante las avenidas y se cree que la avenida sea de corta duración dado el tamaño de la cuenca.

La captación debe satisfacer las siguientes condiciones:

Captar toda el agua en estiaje y dar paso a -

las avenidas de manera adecuada, evitar el paso de espolvos a la tubería y facilitar la limpieza de la obra cuando se requiera.

Si el sitio de la obra se elige teniendo en cuenta la cota del templete regulador ya construido, para que el sistema trabaje por gravedad, y sabiendo que el gasto del arroyo aumenta hacia aguas abajo, siendo ya casi imperceptible este aumento a partir de la cota 1.555.00. Para esto pueden proyectarse las siguientes obras cuyas ventajas y desventajas principales se citan:

#### PUNTA FILTRO.

Se proyectaría una cortina vertedora con un filtro de piedra y grava, aguas arriba, para evitar que pasen partículas en suspensión a la tubería y lleguen a obturarlo.

La cortina vertedora estaría calculada para dar paso a la avenida máxima.

El agua se captaría por medio de un dren que la conduciría a la tubería de salida.

VENTAJA: El agua entraría a la tubería después de haber pasado por el filtro y por tanto estaría, relativamente, sin materia en suspensión.

DESVENTAJA: El filtro estaría expuesto en las avenidas a ser arrastrado. Para evitar ésto sería necesario poner en la superficie piedras grandes, pesadas, que no pudieran ser arrastradas por las avenidas o poner una malla de varillas de fierro ancladas en suros,

para evitar su movimiento; esto dificultaría grandemente la limpieza y tal vez frecuentemente el filtro se taparía debido a los escombros, lo que originaría interrupciones en el servicio, pues sería laborioso quitar y volver a poner el filtro y la malla de varillas.

#### CORTINA VERTEDORA SIN FILTRO.

La obra de toma constaría de una cortina vertedora cuyo perfil sería calculado con la avenida máxima.

La toma podría hacerse ya fuera por un tubo o por un vertedor lateral que vertiera el agua a una caja de donde saldría la tubería.

El agua saldría decantada después de haber sido desarenada en el vaso de la presa que funcionaría como un desarenador, excepto durante la avenida.

Un inconveniente sería el procedimiento de limpieza, que tendría que hacerse con palas, pues sería necesario interrumpir el servicio, ya que se agitarían los sedimentos y se enturbiaría el agua excesivamente.

#### CORTINA VERTEDORA CON COMPUERTA DE DESFOGUE.

La obra constaría de una cortina vertedora con una compuerta de desfogue que serviría para desarenar el vaso de la presa, además de la toma del agua que iría al desarenador.

En esta obra la limpieza se haría valiéndose de la compuerta y aprovechando una creciente del arroyo.

(en tiempo de lluvias). En el estiaje como puede comprenderse por el análisis de las aguas, es poca la materia en suspensión y no serían necesarias frecuentes limpiezas; - posiblemente si agua almacenada en el vaso, sería suficiente para efectuar la limpia de la presa. Como en el caso anterior, tendríamos que la presa funcionaría como un desarenador.

Como se ve, esta obra es la que llena las necesidades citadas al principio de este capítulo y por lo tanto se proyectará.

#### PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA.

La cortina vertedora tendrá un metro de alto, profundidad suficiente para que el vaso tenga funciones de desarenador y por otro lado para facilitar su desazolve en caso que no se tuviera oportunamente la llegada de una avenida o que el agua almacenada no fuera suficiente para efectuar el desazolve.

La compuerta de desfogue será de un metro de ancho para tener un paso amplio y facilitar así el arrastre de los azolves cuando se abra. Será de madera por ser más barata que las de fierro que actualmente escasean.

El nivel de agua se mantendrá a 0.05 m. abajo de la cresta de la cortina vertedora, tomando en cuenta ésto se proyectará la toma.

#### DATOS PARA EL PROYECTO.

el perfil de la cortina será el dado por Creager.

Altura de cortina 1 m.

Avenido máximos  $10.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Longitud de la cresta de la cortina 4 m.

Longitud de compuerta que en las avenidas, en las avenidas, en el caso más desfavorable, trabajará como vertedor: 1 m.

Estos datos se obtuvieron de las consideraciones anteriores y del plano topográfico del sitio de la cortina.

Para tener el perfil de nuestra cortina consideraremos el gasto por metro de longitud, dividiendo el gasto total entre la longitud del vertedor incluyendo la de la compuerta, aunque sabiendo de antemano que para un mismo tirante ocurren diferentes gastos por metro sobre la compuerta y sobre la cortina, pero esta diferencia no se toma en cuenta:

$$\frac{Q}{L} = \frac{10}{5} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Si  $\frac{Q}{L} = q$  tenemos que  $q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El cálculo del perfil se hace considerando la tabla que da Creager y considerando la carga que da el gasto  $q$  sin velocidad de llegada.

Carga sobre el vertedor:

$$\text{Fórmula: } Q = C_1 H^{3/2}$$

$$C_1 = 2.17$$

$$\therefore Q = 2.17 \times 1.0 H^{3/2}$$

$$q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 1.0 \text{ m.}$$

$$H^{3/2} = \frac{2}{2.17} = 0.922$$

$$H = ? =$$

$$H = 0.94 \text{ m.}$$

Tomamos para el cálculo del perfil  $H = 1.0 \text{ m.}$

ya que nos facilita el cálculo, sin alejarnos mucho de la  $H$  calculada y además estamos del lado de la seguridad.

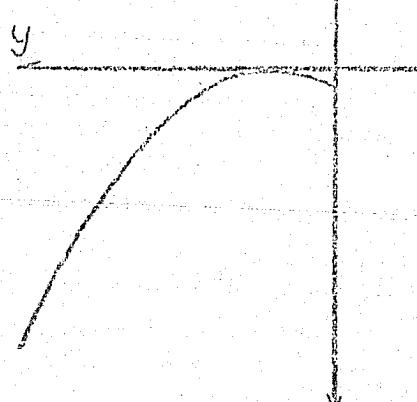
Tabla de coordenadas para trazar el perfil

de la cortina:

PARA  $H = 1.0$  m.

<u>Y</u>	<u>Z</u>	<u>X</u>	
	Afines de Mamposte- ria.	Lámina teórica	
		Manto super. Manto infer.	
0.0	0.126	- 0.851	0.126
0.1	0.036	- 0.303	0.036
0.2	0.007	- 0.772	0.007
0.3	0.000	- 0.740	0.000
0.4	0.007	- 0.702	0.007
0.6	0.060	- 0.620	0.063
0.8	0.142	- 0.511	0.153
1.0	0.257	- 0.380	0.267
1.2	0.397	- 0.219	0.410
1.4	0.565	- 0.030	0.590
1.7	0.870	- 0.305	0.920
2.0	1.22	0.693	1.31
2.5	1.96	1.50	2.10
3.0	2.82	2.50	3.11
3.5	3.82	3.66	4.26
4.0	4.93	5.00	5.61
4.5	6.22	6.54	7.15

20



En vista que, como ya se dijo, el fondo del arroyo es de roca, no hay necesidad de provocar el salto hidráulico al pie de la cortina, sino que simplemente se hará un zampeado para dejar la superficie en forma regular y facilitar el escurrimiento.

(El salto hidráulico tendría por objeto absorber la energía cinética del agua).

#### ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

Para calcular la estabilidad de la cortina, tomaremos una sección trapezoidal que se acerque al perfil proyectado, teniendo en cuenta que será cimentada sobre roca.

Las fuerzas que intervienen en el cálculo son:  
(en nuestro caso)

1. Presión del agua.
2. Peso de las mamposterías.
3. Reacción del terreno.
4. Subpresión.

Como la cimentación puede fallar por: compresión, deslizamiento, erosión, minamiento y subpresión, consideraremos estas causas de falla, aunque en nuestro caso, dadas las dimensiones de la cortina y la clase de cimentación (en roca) ninguna de ellas la hará fallar.

#### CONDICIONES DE ESTABILIDAD.

- 1º. La resultante de todas las fuerzas que --

obran arriba de la sección, debe interceptar a ésta en un punto no más lejos que el límite del tercio medio de aguas abajo, a presa llena y el límite del tercio medio aguas arriba a presa vacía.

28. La relación entre las fuerzas horizontales y la suma algebraica de las verticales, debe ser menor que el coeficiente de fricción entre las superficies en contacto que separa la sección.

3º Las fatigas máximas en cualquier punto de la estructura, no deben sobrepasar los valores admisibles de resistencia del material de la cortina o cimentación.

Para la primera condición de estabilidad:

Analizaremos la sección I-I considerando 1 m. de longitud de cortina.

Fuerzas que actúan:

$F$  = empuje del agua.

$$F = w h^2 A = 1000 \times 1.50 \times 1.0 = 1500 \text{ kg.}$$

$$F = 1.500 \text{ kg.}$$

$$I = \frac{1}{2} \left( \frac{h^3}{12} + 1.5^2 h \right) = \frac{h^3}{12} + 1.5 h$$

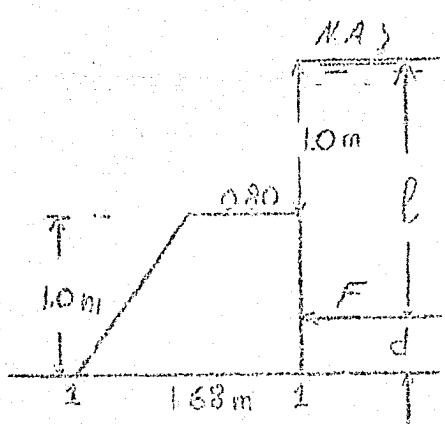
$$I = \frac{h^3}{12} + 1.5 h = 1.5 h + 1.5$$

$$I = \frac{h^3}{12} h + 1.5 = \frac{h^2}{12} + 1.5 = \frac{1}{12} h^2 + 1.5 =$$

$$I = 0.055 + 1.50 = 1.55 \text{ m.}$$

$$d = 2.0 - I = 2.00 - 1.55 = 0.45 \text{ m.}$$

$P$  = peso de mampostería de un metro de longitud de cortina.



$p$  = peso volumétrico de la malpestería.

Se considera  $p = 2\ 200 \text{ kg/m}^3$

$$V = \frac{(0.8 + 1.7) \cdot 1}{2} = 1.25 \text{ m.c.}$$

$$P = V p = 1.25 \times 2\ 200 = 2\ 750 \text{ kg.}$$

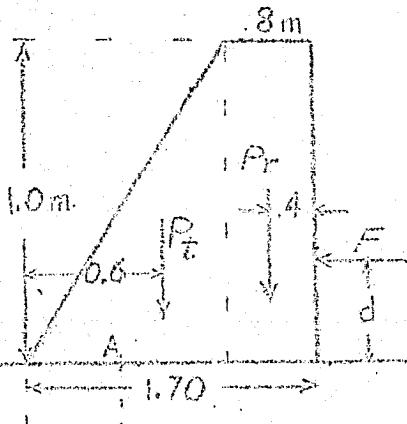
La condición de estabilidad exige que lo resultante pase, cuando más, por el límite del tercio medio, por lo tanto la suma de los momentos de  $P$  y  $F$  con respecto al punto A, límite del tercio central debe ser igual a cero o que  $M_A P \geq M_A F$

$$P_T = 1.0 \times 0.8 \times 2\ 200 = 1\ 760.0 \text{ kg.}$$

$$P_G = 1.0 \times \frac{0.8}{2} \times 2\ 200 = 990.0 \text{ kg.}$$

$$P = 1\ 500 \text{ kg.}$$

$$\theta = 0.45$$



$$M_A P = P_T + P_G = 2\ 750.0 \text{ kg.m.}$$

$$M_A F = 1\ 500 \times 0.45 = 675.0 \text{ kg.m.}$$

$$M_A P = 1\ 760 (1.13 - 0.4) + 990 \times 0.03 = 1284 + 29.7 = 1313.7 \text{ kg.m.}$$

$$M_A P = 1\ 313.7 \text{ kg.m.}$$

Como  $M_A P > M_A F$ , lo resultante cae dentro del tercio medio, esta condición asegura que no habrá volcamiento.

Para la 2<sup>a</sup> condición de estabilidad:

Fuerzas horizontales: empuje del agua = P

Fuerzas verticales: peso mamposterías = P

Subpresión = S

Coeficiente de fricción = 0.60 = f

Se toma el coeficiente de fricción igual a 0.60 que es el menor, especificado para concreto sobre concreto o sobre buena roca, para tener un margen de seguridad.

Subpresión:

Suponemos que la mampostería es de mediana calidad, para estar del lado de la seguridad, y tomamos un coeficiente de subpresión igual a 0.40, pues en concreto de buena calidad se toma 0.25.

En realidad el diagrama de subpresión no es triangular, pero aquí lo considero así porque no es necesario determinarlo con mayor exactitud.

$$b = 1.70 \text{ m.} \quad S = \frac{\epsilon w h b}{2} = \frac{0.40 \times 100 \times 2 \times 1.7}{2} =$$

$$h = 2.0 \text{ m.}$$

$$\epsilon = 0.40 \quad S = 68.0 \text{ kg.}$$

$$w = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$\tau = 0.60$$

$$f_1 = \frac{P}{\tau g} = \frac{1.500}{2 \times 682} = 0.559$$

Como  $f_1 < f$  no hay deslizamiento.

para la 3<sup>a</sup> condición de estabilidad:

Fatiga de trabajo del material:

$$r = \frac{P}{A} \pm \frac{Mv}{T}$$

para conocer la fatiga necesitamos conocer la posición de la resultante, por lo tanto, primerovaluamos su magnitud:

Como P y F son perpendiculares entre sí aplicando el teorema de Pitágoras tenemos:

Como  $P = 1\ 500 \text{ kg.}$        $R^2 = 2.25 \text{ toneladas.}$

$P = 2\ 750 \text{ kg.}$        $P^2 = 7.55$

y la resultante:  $R^2 = p^2 + P^2$

$R^2 = 9.8; R = 3.13 \text{ Ton.} = 3\ 130 \text{ kg.}$

El cálculo de la excentricidad se hace gráficamente obteniendo que:

Excentricidad = e = 6 cm.

$P = 2\ 750 \text{ kg.}$

∴  $M = P e = 2\ 750 \times 0.06 = 165.0 \text{ kg. m.}$

$M = 165.0 \text{ kg. m.}$

Aplicando la fórmula:

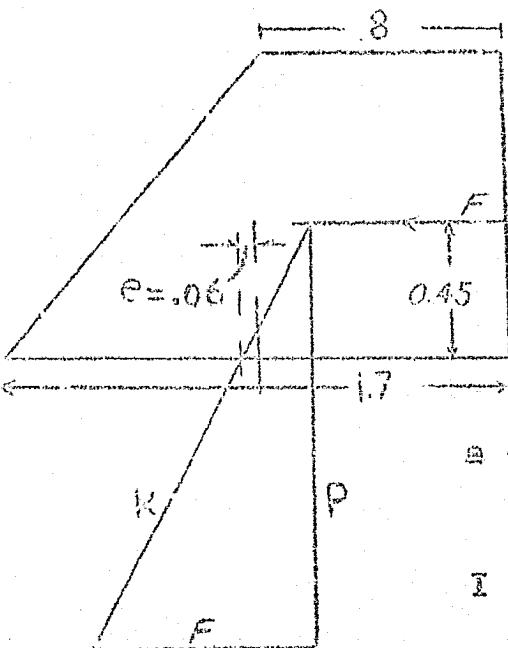
$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} v$$

ESC LINEAS 1/25

• FUERZAS  $1700 = 2 \text{ cm}$

fenómenos:

$$P = 2750 \text{ kg.}$$



$$A = 1.70 \text{ m}^2$$

$$M = 165 \text{ kg.m.}$$

$$v = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ m.}$$

$$I = 0.409 \text{ m}^4$$

$$a = 1.00; \quad b = 1.70$$

$$I = \frac{a b^3}{12} = \frac{1.7^3}{12} = 0.409 \text{ m}^4$$

$$\therefore f = \frac{2750}{1.70} + \frac{165 \times 0.85}{0.409} = 1620 \pm 342.0 =$$

$$f_{\max.} = 1962 \text{ k/m}^2 = 0.196 \text{ k/c}^2$$

$$f_{\min.} = 1278 \text{ k/m}^2 = 0.128 \text{ k/c}^2$$

Como se ve las fatigas son insignificantes,  
pues una mampostería de regular calidad resiste  $20 \text{ k/c}^2$

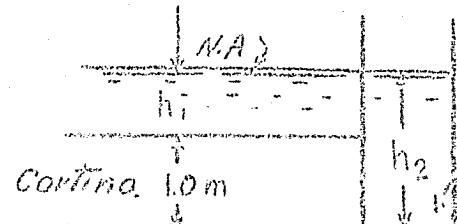
Cálculo de la altura de los muros del canal desarenador:

Necesitamos conocer el gasto que pasa por la compuerta cuando ésta está totalmente levantada y se tiene la avenida máxima o sean  $10 \text{ m}^3/\text{seg.}$

la altura máxima que se puede levantar la compuerta es 1.0 m.

Si tenemos:

$Q = \text{gasto total.}$



$Q_1 = \text{gasto en el vertedor.}$

$Q_2 = \text{gasto en la compuerta. (levantada)}$

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = C_1 \frac{2}{3} L h_1^{3/2}$$

$$Q_2 = C_2 \frac{2}{3} L \sqrt{2 g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \dots \dots \dots \text{El}$$

coeficiente  $C_1$  varía con  $h$  según unos autores y otros con el ancho de la compuerta, en general se ha visto que el coeficiente varía entre 0.72 a 0.86 más o menos.

Entonces la siguiente fórmula:

$$C_1 = 0.7201 + 0.0243 W, \text{ siendo } W \text{ el ancho de la compuerta.}$$

Para nuestro caso tomaremos  $C_1 = 0.72$  dado lo empírico de la fórmula y forma de la compuerta, que no es igual a las que se usaron para deducir la fórmula.

Por tanto tenemos: Si  $L = 4.1$  y  $h_2 = h_1 + 1.0 \text{ m.}$

$$Q = 4 C_1 h_1^{3/2} + C_1 \frac{2}{3} L \sqrt{2 g} \left( (h_1 + 1)^{3/2} - h_1^{3/2} \right)$$

El parentesis  $(h_1 + 1)^{3/2}$  en una serie

es necesario desarrollar el parentesis, pero en este caso lo mejor es proceder por tanteos dando un valor a  $h_1$  hasta obtener Q.

#### Primer tanteo:

Como  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ . suponemos  $H = 0.7 \text{ m}$ .

$$Q_1 = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots C = 2.08 \dots (\text{es función de } H).$$

$$L = 4.0 \text{ m.}$$

$$H = 0.7 \text{ m.}$$

$$Q_1 = 2.08 \times 4.0 \times 0.7^{3/2} = 4.87 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_2 = C_1 \frac{2}{3} 1 / 2 \pi g (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \dots C_1 = 0.72$$

$$L = 1.00 \text{ m.}$$

$$h_1 = 0.70 \text{ m.}$$

$$\therefore h_2 = 1.70 \text{ m.}$$

$$Q_2 = 0.72 \times \frac{2}{3} \times 1.0 / 19.6 (1.7^{3/2} - h_1^{3/2}) = 0.72 \times 4.82 =$$

$$Q_2 = 3.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = ? \neq Q_1 + Q_2 = 4.87 + 3.45 = 8.32 \text{ m}^3/\text{s.} = Q'$$

#### Segundo tanteo:

$$\text{Si } h = 0.8 \text{ m.} \dots C = 2.11$$

$$Q_1 = 2.11 \times 4.0 \times 0.8^{3/2} = 2.11 \times 4.0 \times 0.7155 = 6.02 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_2 = 0.72 \frac{2}{3} \times 1 / 19.76 (1.8^{3/2} - 0.8^{3/2}) =$$

$$Q_2 = 2.125 (2.415 - 0.7155) = 2.125 \times 1.700 = 3.6 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 6.02 + 3.60 = 9.62 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tercer tanbo:

$$\text{Si } h = 0.85, \dots \quad C = 2.14$$

$$Q_1 = 2.14 \times 4.0 \times 0.85^{3/2} = 8.46 \times 0.7837 = 6.6 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_2 = 2.125 (1.85^{3/2} - 0.85^{3/2}) = 2.125 (2.516 - 0.7837) =$$

$$Q_2 = 2.125 \times 1.733 = 3.68 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\therefore Q = Q_1 + Q_2 = 6.6 + 3.68 = 10.28 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tomemos como gasto máximo que pasa por la compuerta  $Q_2 = 3.68 \text{ m}^3/\text{s.}$

Cálculo del tirante en el canal de sección rectangular y de 1.0 m. de ancho de fondo con una pendiente de 10%.

Datos del canal:

$$S = 0.1$$

$$h = ?$$

$$n = 0.025$$

$$A = 1.0 \times h$$

$$b = 1.0 \text{ m.}$$

$$P = 1.0 + 2h$$

$$Q = 3.68 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$B = A/P = \frac{h}{1.0 + 2h}$$

Employando la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \pi^{2/3} h^{1/2}$$

$$\text{Tenemos: } Q = AV = \frac{\pi}{6} \frac{h}{n}^{2/3} (1.0 + 2 \frac{h}{n})^{1/2} 0.1^{3/2}$$

$$Q = \frac{0.3162 h}{0.025} \cdot (1.0 + 2 \frac{h}{n})^{2/3} = \frac{0.3162 h^{5/3}}{0.025 (1.0 + 2h)^{2/3}}$$

Resolvemos la ecuación por tanteos:

Primer tanteo:

$$\text{Si } h = 1.00 \text{ m.}$$

Gust., tenemos:

$$Q = \frac{0.3168}{0.025 \times 2.08} = \frac{0.3168}{0.052} = 6.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Si } h = 0.6 \text{ m.}$$

Tenemos:

$$h^{5/3} = 0.6^{5/3} = 0.427 \quad 2^{2/3} = 1.587$$

$$\log. 0.6 = 1.779 \dots \dots = 0.221$$

$$\log. 0.6^{5/3} = 1.650 \dots \dots = -0.370$$

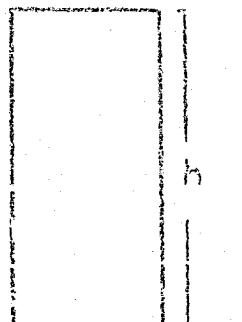
$$\underline{0.6^{5/3} = 0.427}$$

$$\therefore Q = \frac{0.3162 h^{5/3}}{0.025 (1.0 + 2 h)^{2/3}} = \frac{0.3162 \times 0.427}{0.025 \times 1.587} = 3.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con esta aproximación es suficiente, pues Q debe ser igual a  $3.68 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El muro tendrá una altura de 0.8 m. y un espesor calculado considerando que trabajará por gravedad y será de sección rectangular para conservar la sección del muro que es apoyo del puente de camiones.

Fórmula:



$$B = h \sqrt{\frac{w}{w}}$$

$h$  = tirante

$w$  = peso vol. del agua

— B —

$w$  = peso vol. de la mampostería

Si  $h = 0.8$

$$w = 1\,000 \text{ k/m}^3$$

$$w = 2\,200 \text{ k/m}^3$$

$$B = 0.8 \sqrt{\frac{1000}{2200}} = 0.8 \sqrt{0.455} = 0.54 \text{ m.}$$

$$B = 0.54 \text{ m.}$$

$$B \approx 0.60 \text{ m.}$$

#### COMPUERTA:

La compuerta será de madera y de tipo deslizante, se levantará por un sistema de palanca que se muestra en el plano respectivo. Las juntas de la madera estarán calafateadas para impedir filtraciones. Deslizarse sobre madera según puede verse en el plano correspondiente.

### CÁLCULO DE LA COMPUERTA.

Se considera como viga libremente apoyada en sus dos extremos con claro de 1.10 m. resistiendo una carga uniforme que es ( $w \cdot h$ ), en su parte más baja,  $h = 2.00$  m., con esta carga calculamos la compuerta:

$$P = w \cdot h = 1.000 \times 2.0 = 2.000 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{\max} = \frac{P l^2}{8} = \frac{2.000 \times 1.1^2}{8} = 300 \text{ kg.m.}$$

$$M_{\max} = 30.000 \text{ kg. cm.}$$

Fatiga de trabajo a la flexión del "ocote" .. 80 k/c<sup>2</sup>  
(encino..... 120 k/c<sup>2</sup>).

$$M = \frac{P l}{V} = \frac{P b d^3}{12 \frac{d}{2}} = \frac{P b d^3}{6 d} = \frac{P b d^2}{6}$$

$$\therefore d^2 = \frac{6 M}{P b} \quad \text{si } b = 100 \text{ cm.}; \quad d^2 = \frac{6 \times 30.000}{100 \times 80} = 22.5$$

$$d^2 = 22.5 \quad \therefore d = 4.75 \text{ cm.}$$

se tomará  $d = 5 \text{ cm. (2")}$

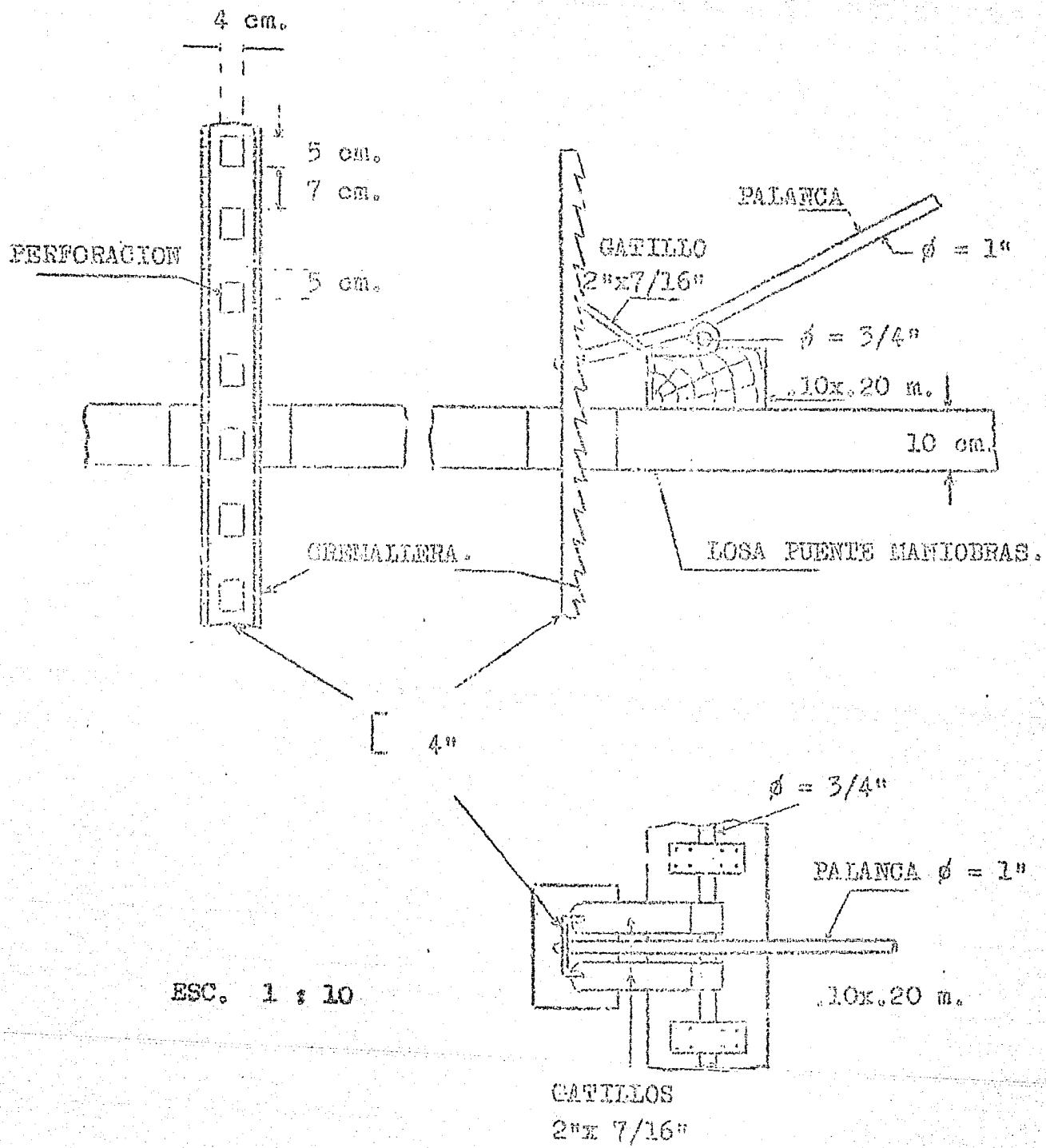
Esfuerzo cortante:

$$v = R = \frac{P l}{2} = \frac{2.000 \times 1.1}{2} = 1.100 \text{ kg}$$

En una viga de sección homogénea  $v = \frac{M}{I_b} V$  en

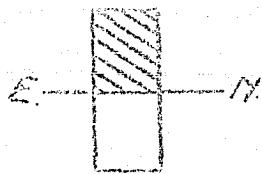
CROQUIS DEL MECANISMO PARA

LEVANTAR LA COMPUERTA.



que:

$v$  = esf. cortante unitario



$M$  = momento estático del área con relación al eje neutro (área acolorada)

$I$  = momento de inercia del área con relación al eje neutro

$V$  = esfuerzo cortante total en la sección

$b$  = ancho de la pieza.

$$v = \frac{1.5 V}{b g} = \frac{1.5 \times 1.100}{500} = 3.3 \text{ k/c}^2$$

Esfuerzo cortante que resiste el "ocote" (normalmente a las fibras) ..... 88 k /c<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante que resiste el "ocote" (en dirección a las fibras) ..... 10 k/c<sup>2</sup>

Si está bien la compuerta, resiste la flexión y el esfuerzo cortante.

Se recomienda se use en la compuerta madera de "Parota" que tiene una resistencia parecida a la del encino y que además de existir en la región, resiste mucho a la intemperie.

#### PUNTE DE MANTOSRAS:

Consistirá en una losa de concreto apoyada en sus dos extremos, según puede verse en el plano de la obra de toma, con un claro de 1.0 m. y de 1.0 m. de ancho.

CARGAS:

$$\text{peso sombrereta} = C = 100 \text{ kg.}$$

$$\text{peso 2 hombres} = F = 160 \text{ kg.}$$

Se consideran las dos cargas  $C$  y  $F$  al centro del claro.

$$\text{Si } P + F = 260 \text{ kg.}$$

$$\text{SI } R_1 = R_2 \approx 130 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{130 \times 1.5}{2} = 94.5 \text{ kg.m.}$$

$$\text{Si } \frac{b}{l} = \frac{\text{ancho losa}}{\text{claro}} = \frac{1.0}{1.0} = 1.00 \text{ el ancho efectivo es } 0.65$$

1. o sea de 0.65 m.

$$k = 0.3846$$

$$\text{Si } f_0 = 50 \text{ k/c}^2$$

$$\beta = 0.8718$$

$$f_s = 1200 \text{ k/c}^2 \text{ tornillos}$$

$$p = 0.0080$$

$$n = 15$$

$$K = 0.3826$$

$$\text{y como } M = K b d^2 \text{ y } b = 0.65 \text{ m.}$$

$$\text{resulta: } 8450 = 0.38 \times 65 \times d^2$$

$$d^2 = 15.5$$

$$d = 4 \text{ cm.}$$

$$A_s = p \cdot b \cdot \ell = .006 \times 4.0 \times 65 = 2.08 \text{ cm}^2$$

si  $\phi = 3/8^n \dots$ , tenemos 3 varillas o sección a cada 20

cm. G. a G.

### ESTFUERZO CORTANTE:

$$R = V = 130 \text{ kg.}$$

$$V = \frac{F}{\sqrt{3} \cdot d} = \frac{150}{35 \times 0.57 \times 4} = 0.57 \text{ k/cm}^2$$

∴ está bien.

### ADHERENCIA:

Para fierro corrugado .....  $\mu = 0.05 \text{ k/cm}^2$

$$\mu = 0.05 \times 125 = 6 \text{ k/cm}^2$$

$$l = \frac{\frac{2}{3} \cdot \phi}{2 \cdot \mu} = \frac{1.200 \times 0.95}{2 \times 0.25} = 91 \text{ cm.}$$

∴ está bien.

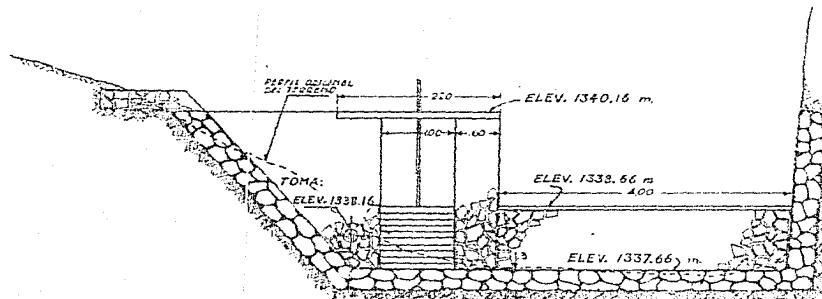
El peralte mínimo constructivo de la losa, en este caso es de 10 cm. por tanto, en resumen tenemos:

peralte real D = 10 cm.

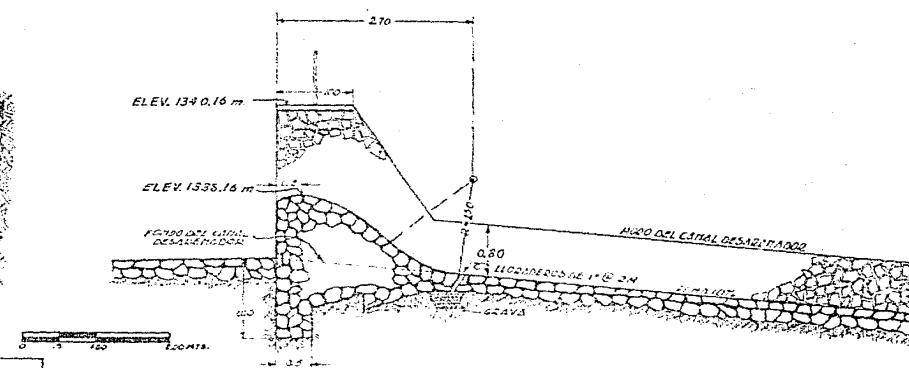
$$d = 7.5 \text{ cm.}$$

sección de 3/8" a cada 20 cm. G. a G.

CORTE AA

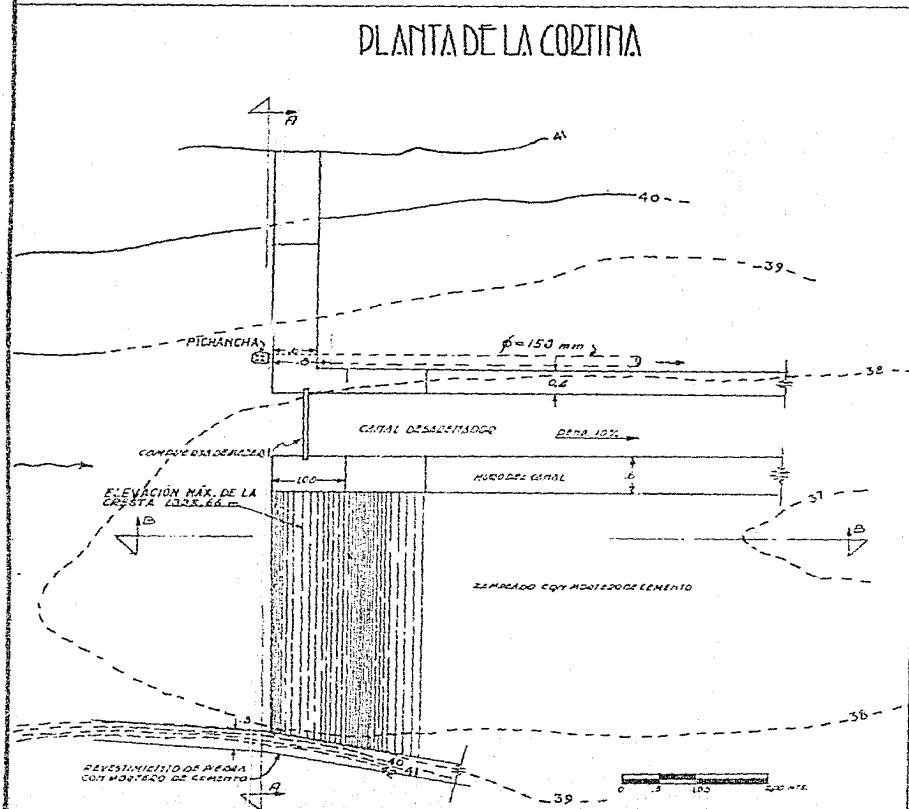


CORTE BB

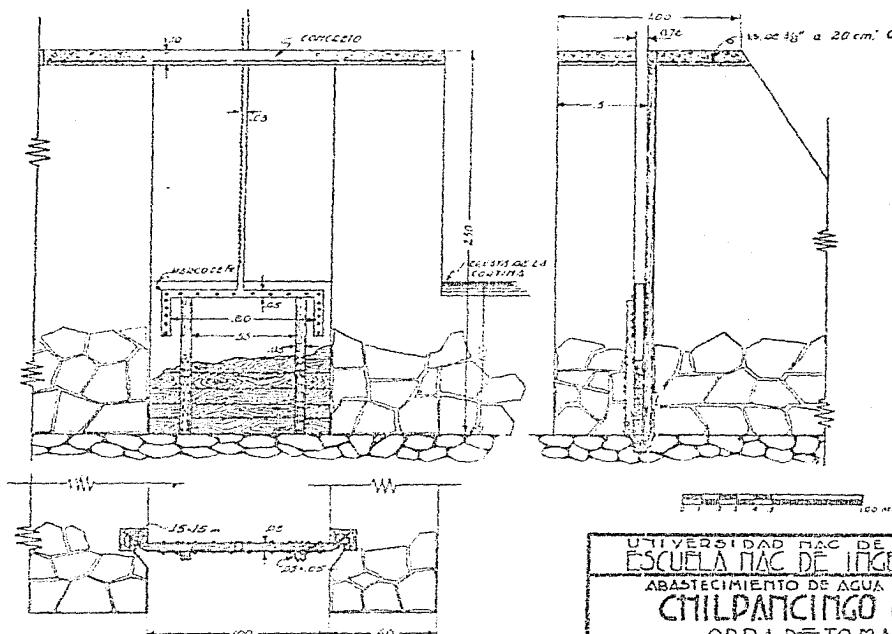


Xen.m.	Yen.m.
0.126	0.00
0.036	0.10
0.007	0.20
0.000	0.30
0.007	0.40
0.060	0.60
0.142	0.80
0.257	1.00
0.397	1.20
0.565	1.40
0.87	1.70
1.22	2.00

PLANTA DE LA CORTINA



DETALLES DE LA COMPUERTA



UNIVERSIDAD NAC. DE MEXICO  
ESCUELA NAC. DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
**CHILPANCINGO GRO.**  
OBRA DE TOMA  
TESIS PROFESIONAL  
ARIEL MORALES ROMERO  
AÑO 1923 PLANO N° 1

### PROYECTO DEL DESALERADOR.

Se proyectará el desalador para un gasto de 10 l.p.s. y para quitar partículas del agua hasta de 0.1 mm.

De este modo se evitará la continua obstrucción de las tuberías de la línea de conducción por los azolvos que acarrea el gravo de Ocotepec.

Según Hazen, tenemos:

Diametro de la partícula en m.m.	Valor hidráulico.
0.1	8

Atendiendo a especificaciones tomamos una profundidad de 1.5 mt. y coeficiente de seguridad de 3.0

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{V}{Q} = \frac{3 \times 1.500}{10} = 563 \text{ segundos.}$$

$$T = 9 \text{ min. } 23 \text{ seg.}$$

$$\text{Volumen del tanque} = V$$

$$V = 563 \text{ seg.} \times 10 \text{ l.p.s.} = 5.630 \text{ litros} = 5.63 \text{ m}^3$$

El tanque será de dos compartimentos con objeto de que cuando se limpia uno, no se suspenda el servicio.

La relación del largo al ancho lo tomamos de

Sol. por especificación.

$$\text{Si Volumen} = 5.63 \text{ m}^3$$

$$\text{y } h = 1.5 \text{ m.}$$

$$\text{Área} = \frac{5.63}{1.5} = 3.76 \text{ m}^2.$$

$$\text{Para una cámara } A = 1.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Si } a = \frac{b}{3} \quad 3a = b$$

$$\frac{b}{3} \cdot b = A = \frac{b^2}{3}$$

$$b = \sqrt{3A} = \sqrt{3 \times 1.86} =$$

$$b = 2.37 \approx 2.40 \text{ m.}$$

$$a = 0.79 \approx 0.80 \text{ m.}$$

Cálculo de los muros exteriores:

Se calcularán para el caso más desfavorable,

que es cuando llegue el agua a la corona del muro:

Fórmula:

$$B^2 + 3B - 3^2 = \frac{6}{\pi} R$$

En lo que:

-b-

$B = \text{base mayor}$

$b = \text{base menor}$

$M = P.G.$

$P = \text{empuje del agua}$

$V = \text{peso de las piedras}$

-b-

$$P = V \frac{b^2}{2} = 1.000 \times 1.7^2 = 1.450 \text{ kg.}$$

$$M = P.d = 1.450 \times \frac{1.7}{2} = 620 \text{ kg.m.}$$

Si  $b = 0.30 \text{ m.}$

$$\gamma = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$B^2 + 0.3 B - 0.09 = \frac{620}{2.200} = 1.318$$

$$B^2 + 3 B - 1.408 = 0$$

$$B = \frac{-3 \pm \sqrt{0.09 + 5.622}}{2} = \frac{-3 \pm \sqrt{5.722}}{2} = \frac{-3 \pm 2.39}{2}$$

$$B = 1.04 \pm 1.00 \text{ m.}$$

Fórmula: Cálculo del ancho central del desarenador.

$$B^2 (1 + 1.5 k) + 2 b (1 - k) - k (\frac{B^2}{2} + 2 b^2) = 0$$

## DATOS:

$$k = .4 \quad 55 = \frac{1}{2} \cdot \frac{900}{200}$$

$$w = 1.000 \text{ k/m}^2$$

$$\pi = 2.200 \text{ k/m}^3$$

$$b = 0.3 \text{ m.}$$

$$h = 1.70 \text{ m.}$$

$$B^2 (1 + .682) + .3 B (1 - .455) - .455 (\frac{0.09}{2} + 2 \times 1.7^2) =$$

$$1.682 B^2 + 0.163 B - 2.65 = 0$$

$$B = \frac{-0.163 \pm \sqrt{0.163^2 + 4 \times 1.682 \times 2.65}}{2 \times 1.682}$$

$$B = \frac{-0.163 \pm \sqrt{0.0265 + 17.88}}{3.36} = \frac{-0.163 \pm \sqrt{17.9}}{3.36}$$

$$B = \frac{-0.163 \pm 4.23}{3.36} = \frac{4.07}{3.36} = 1.21$$

$$B = 1.21 \text{ m.}$$

El tanque no llevará techo para facilitar su inspección, así como su limpieza, siendo ésto un ahorro en el costo del mismo. En caso que posteriormente fuere

necesario, no hay inconveniente en ponerse lo.

La losa del piso sólo se armará para resistir esfuerzos por temperatura; se le dará una pendiente de 10% al fondo, para facilitar su limpieza.

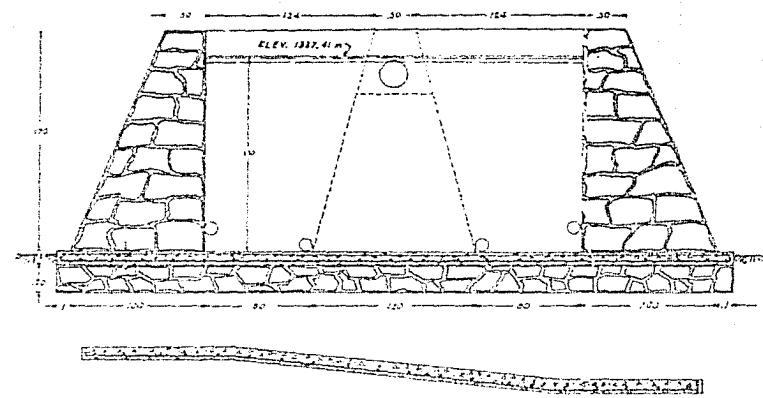
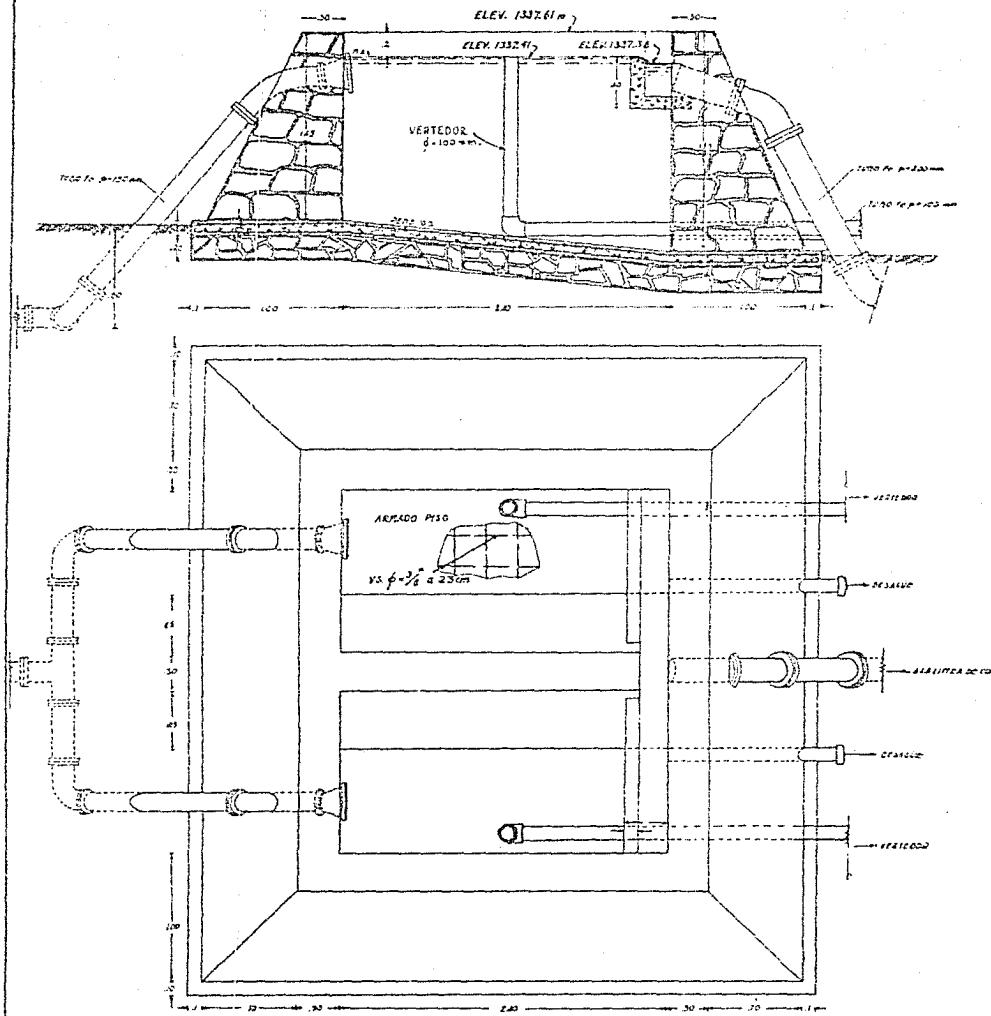
Según especificaciones, el arado por temperatura y fraguado es 0.003  $\text{m} = \text{As.}$ ; con separación máxima de 0.30 cm.

#### Llegada y salida del agua en el tanque:

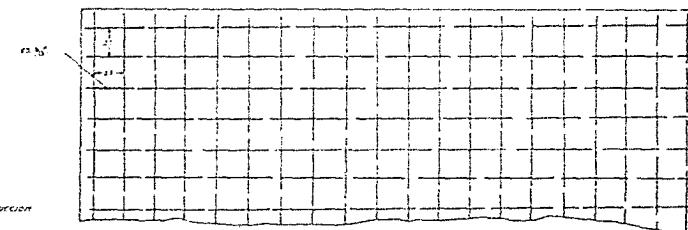
La llegada se hará por medio de un tubo que descarga en el tanque, disminuyendo la velocidad del agua por medio de la ampliación del diámetro de descarga.

La salida se hará por medio de un vertedor, o cañalera, que trabajará con pequeña carga para recoger el agua cercana a la superficie, que es la más limpia.

Para mayor detalle ver el plano respectivo.



ARMADO DE LA LOSA DEL PISO.



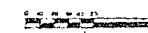
**ARMADURAS**

MARSHALL CORTADO DE CONCRETO Y A.  
CONCRETO ALTA VIZA DENSIDAD TECNICA  
INTERVALO DE TRENZADO 3 X 70  
FUSTILLA DE MEMBRANA  
1.70 m<sup>2</sup> - 2.50 m<sup>2</sup>  
2.50 m<sup>2</sup> - 2.50 m<sup>2</sup>  
2.50 m<sup>2</sup> - 2.60 m<sup>2</sup>

**PIEZAS ESPECIALES**

- 1 TUBO DE 35-150-100 mm
- 2 COLOCAS DE 90-100 mm
- 2 " " 55-100 mm
- 2 CIRCUITOS DE 100 "
- 1 " 100 "
- 2 REDONDES DE 250-100
- 2 CIRCUITOS DE 100 mm
- 2 MARES DE 100-100 mm EN LOS EXTREMOS
- 1 CINTA AMARILLO DE 100 mm
- 2 " " 100 mm
- 2 MARES DE 100-100 mm EN UNO DE LOS EXTREMOS DE 100-100 mm
- 2 COLOCAS DE 100-100 mm
- 10 m DE ALGODON DE 60"
- 11 ENVASES DE ALUMINIO DE 100 mm
- 4 " " " 200 mm
- 2 MARES DE 100-100 mm
- 2 TECNICOS DE 100-100 mm
- 1 JUNTA CIRULAR DE 100 mm
- 1 JUNTA CIRULAR DE 100 mm

**ESCALA GRAFICA**



## IV

### CONDUCIÓN.

La tubería será de asbesto-cemento, para trabajar a 50 m. de carga, porque actualmente escasea y es de alto precio la de fierro, sólo en tramos por circunstancias especiales como presión o que quede expuesta, será de fierro.

Se buscó en el plano topográfico la línea que tuviera menos quiebres y para la evitó, principalmente, no se tuvieran dentro de la tubería presiones inferiores a la atmosférica, para evitar que impurezas exteriores penetren al interior de los tubos, disminuyendo así la pureza del agua.

También se procuró el mejor paso en barrancas; se evitó el paso por desfiladeros o accidentes topográficos que fueran un peligro para el funcionamiento y conservación de las tuberías.

En pocas palabras, se procuró que fuera lo más fácil posible su colocación, que su funcionamiento no se vierá amenazado y que su conservación requiera los gastos menores posibles, así como que en caso dado, su reparación fuera lo más fácil y rápida posible.

Debido a que los planos del levantamiento topo

gráfico no permiten estudiar el cruce de las barrancas, arroyos, etc., se deben proyectar las obras correspondientes, que pueden ser pequeños puentes, muros protectores de la tubería, que en pesos peligrosos será de fierro, etc.

A lo largo de la línea, según puede verse en el plano respectivo, se proyectaron unas cajas con el objeto de dar salida al aire que se acumula en las partes altas y para poder aforar en ellas y de este modo darse cuenta de si hay o no fugas mayores que las normales especificadas en el tramo comprendido entre dos cajas, o caja y otra obra, como tanques, que a simple vista no se pudieren observar.

Estas cajas, según puede verse en el plano respectivo, tienen: el tubo de llegada bajo y el de salida alto, con el fin de que tengan una función de desarcandor (muy relativa), un tubo para desaguarlas, vaciarlas en un instante dado, y un vertedor de excedencias que sirve a la vez para vertilar la caja.

El aforo en las cajas se hará por medio de una escala marcada en el interior que se graduará en la siguiente forma: en el tanque desarcandor se da salida a un gasto conocido, se espere el establecimiento del régimen y se marca el nivel del agua en todas y cada una de las cajas.

Se da salida a otro gasto y se repite la operación, hasta obtener la escala que nos permita aforar desde 5.0 a 11.0 p.s. que son los gastos entre los cuales se-

tá comprendido el gasto que llevará la línea de conducción.

Este método de graduar la escala me parece mejor que el aplicar fórmulas, pues así se toman en cuenta todas las pérdidas de carga que hay en el tramo entre caja y caja. (La escala en cada caja se graduará antes de tapar la tubería).

En las partes altas se pondrán válvulas de aire que permita su salida, para evitar sea interrumpido el escurrimiento por la acumulación de aire.

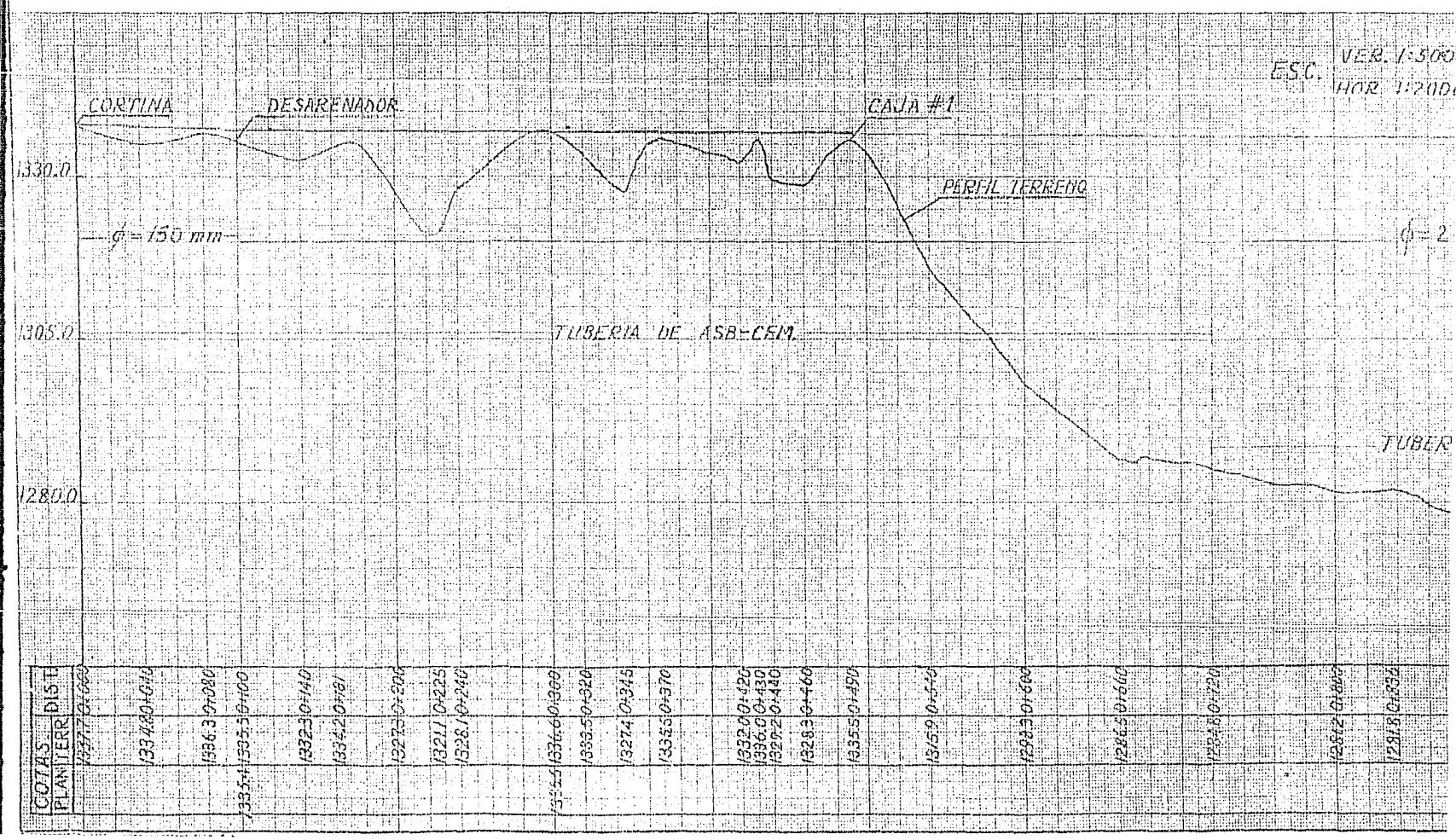
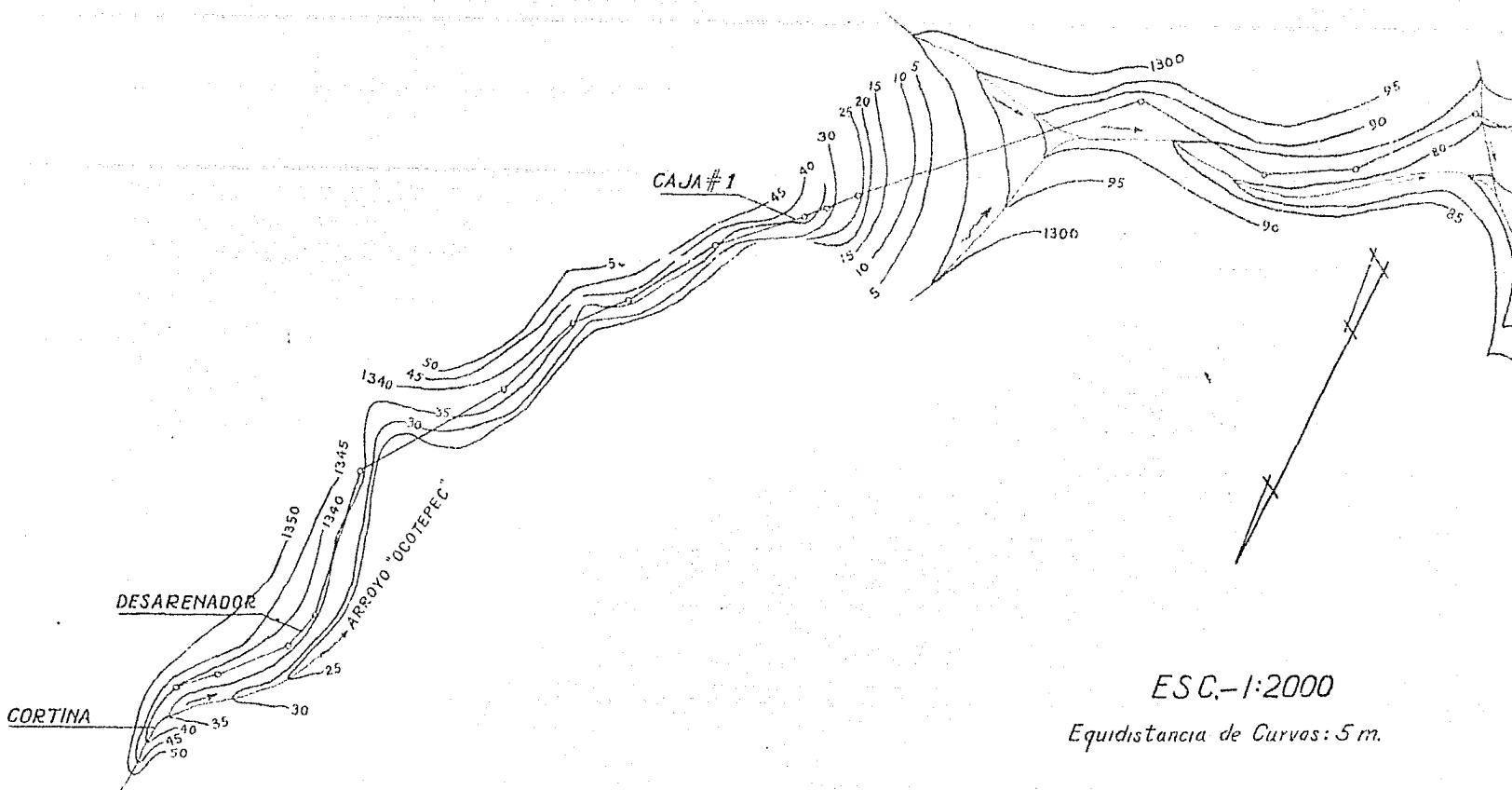
En las partes bajas se pondrán válvulas que permitan vaciar las tuberías para lavarlas o para efectuar alguna reposición.

#### CÁLCULO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

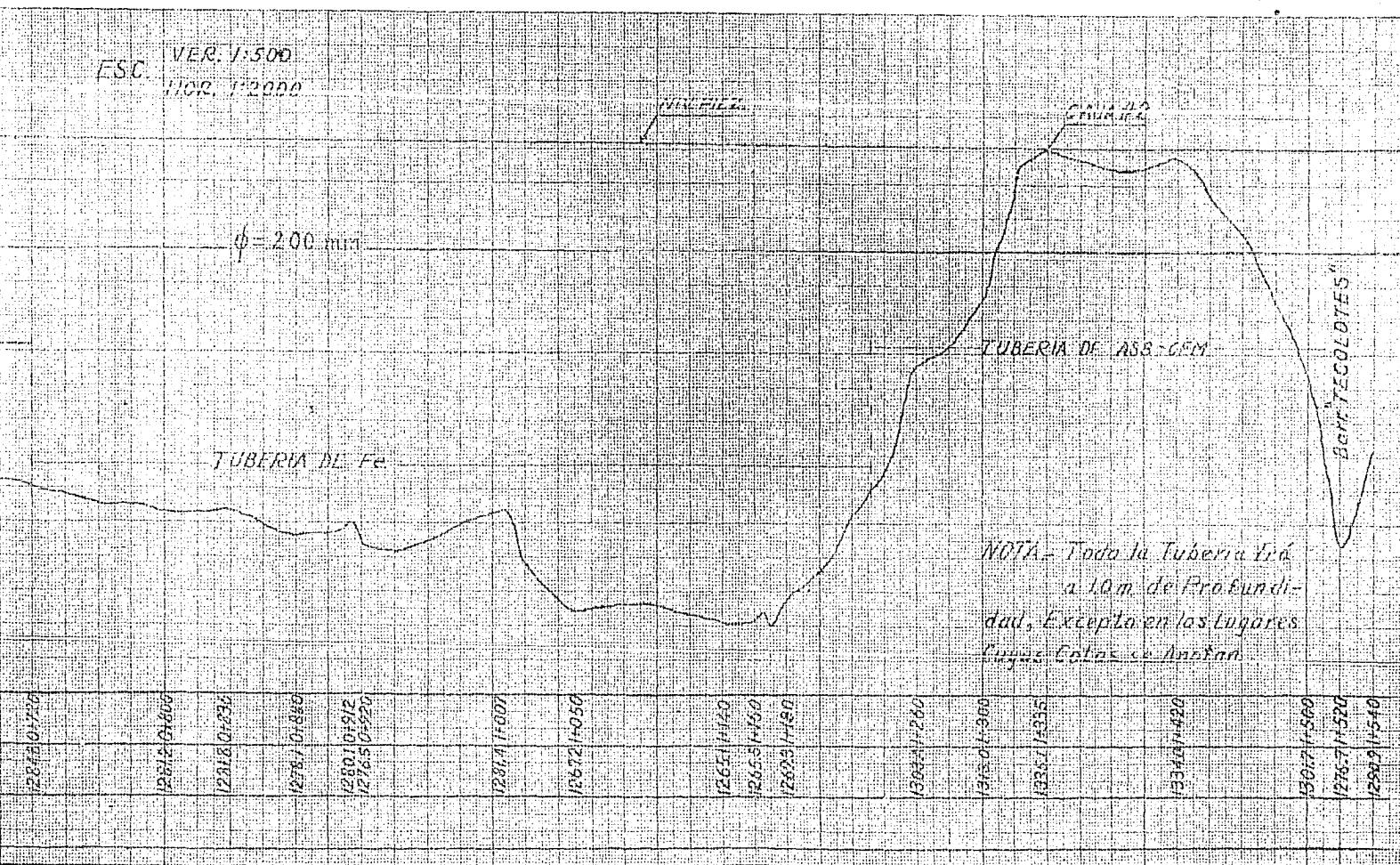
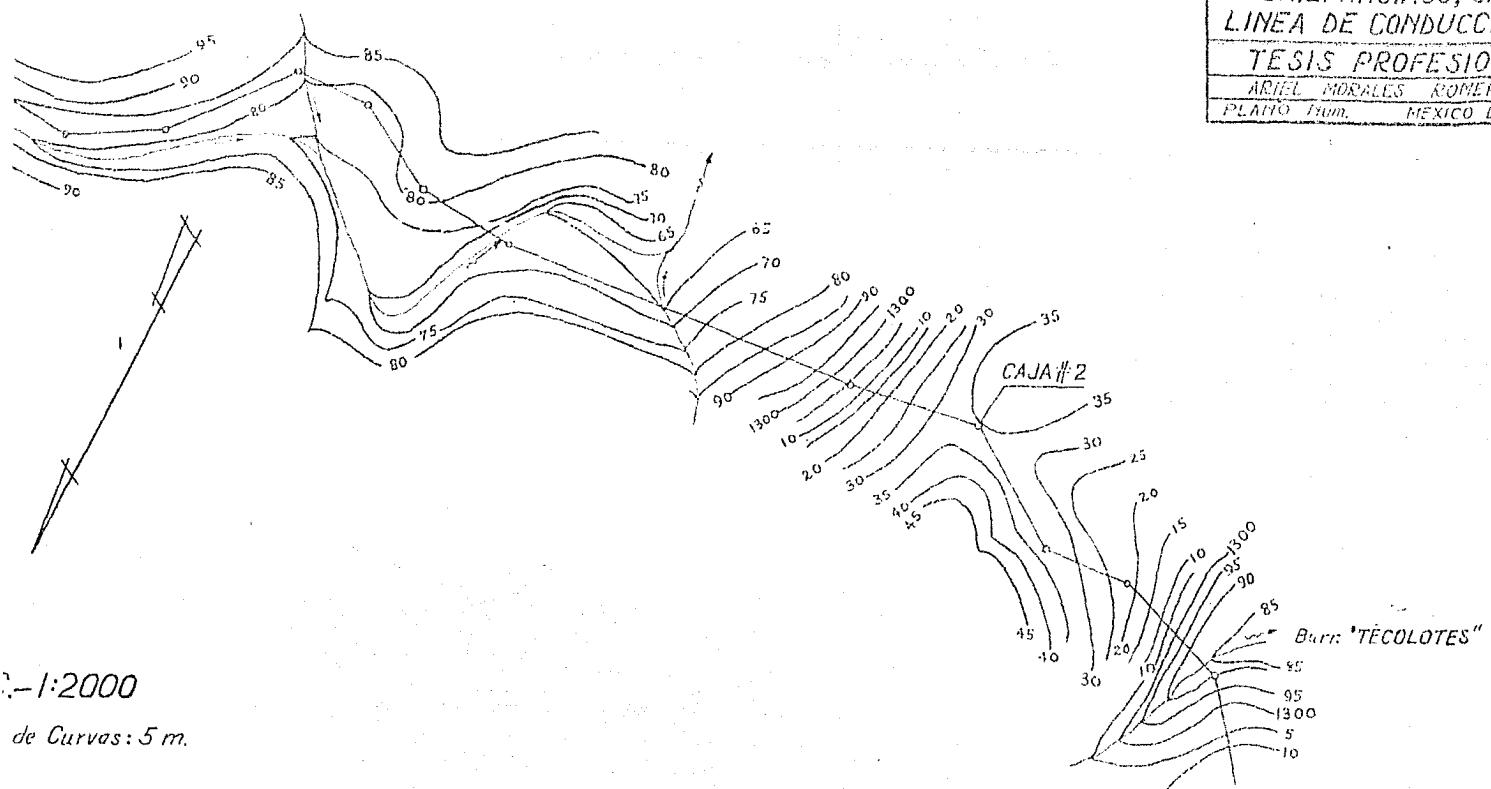
Los diámetros de la tubería de la línea de conducción, que trabajará por gravedad y a presión, se calcularán con la fórmula de Williams y Hazen, que en el sistema métrico decimal es  $Q = \frac{C}{0.54} \cdot h^{0.54} \cdot D^{2.63}$  en que

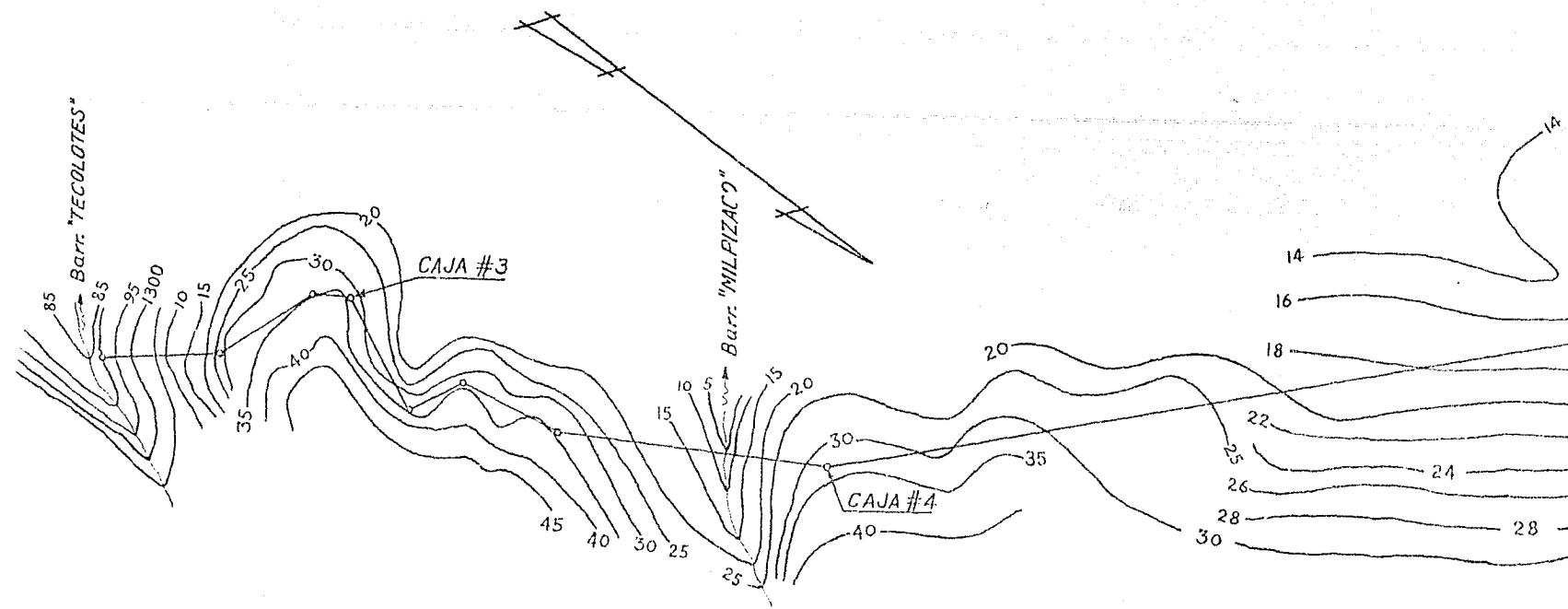
Q es el gasto; C, una constante que depende de la clase del material del tubo (para asbesto-cemento C = 120) (y para fierro C = 100); h, carga; D, diámetro del tubo, y L = longitud del tubo. Empleo esta fórmula por ser la deducida de mayor número de experiencias y por haber dado buenos resultados en la práctica.

El cálculo se hará con los nomogramas que representan dicha fórmula, para mayor rapidez y porque dan

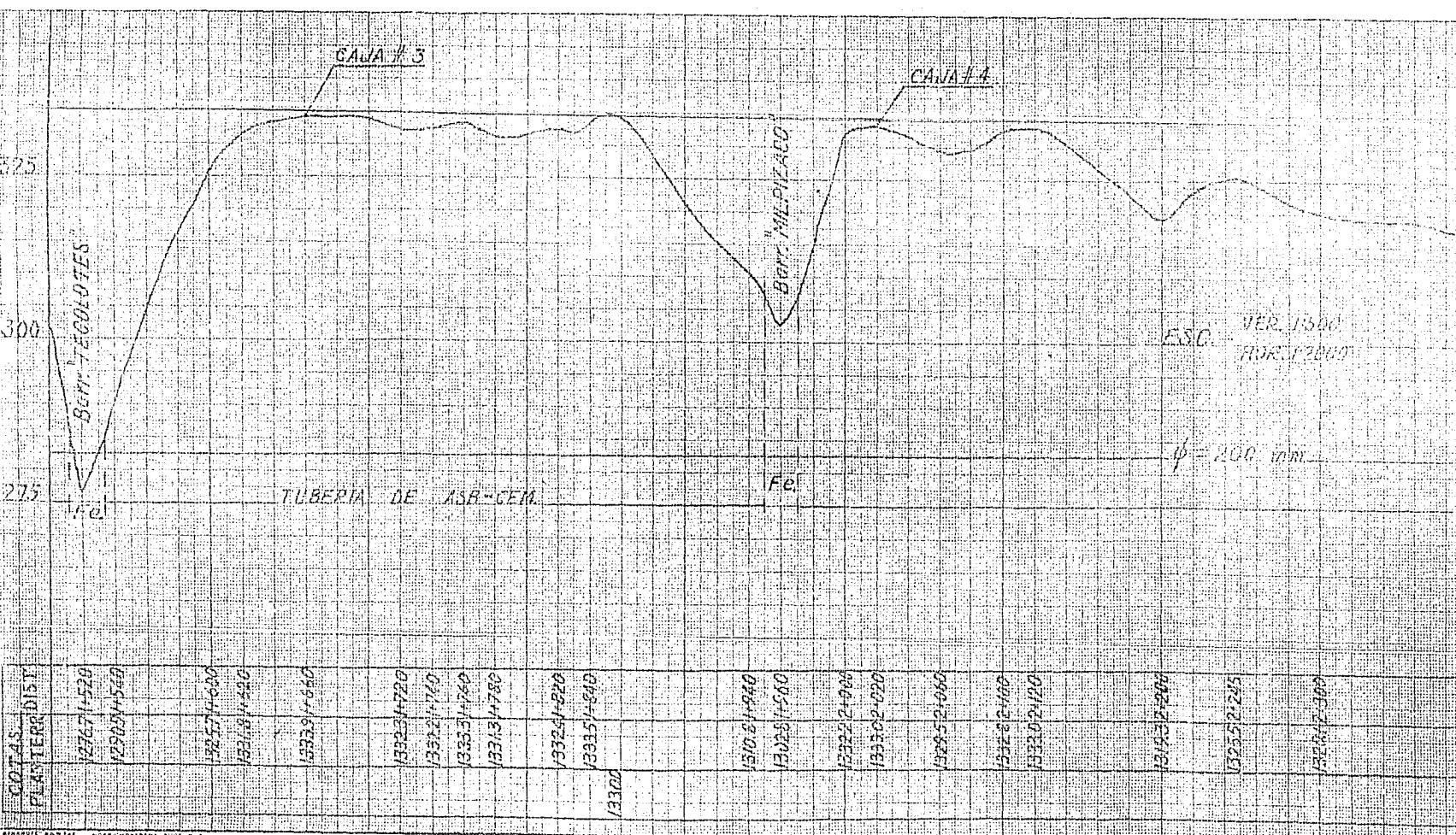


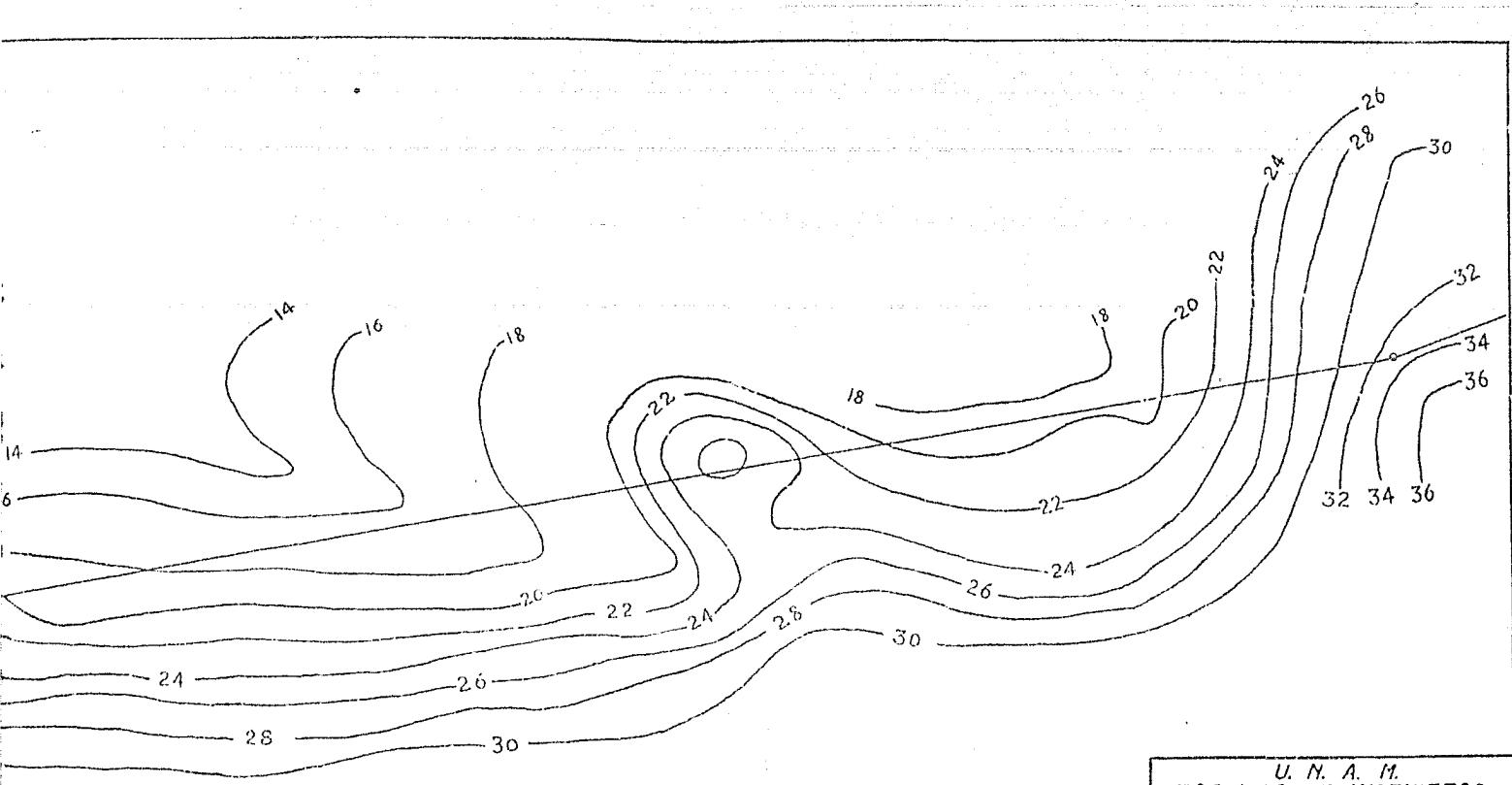
U. N. A. M.  
 ESC. NAC. DE INGENIEROS.  
 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.  
 CHILPANCINGO, Gro.  
 LINEA DE CONDUCCION.  
 TESIS PROFESIONAL.  
 ARIEL MORALES ROMERO  
 PLATINUM. MEXICO D.F. 1943.





ESC. - 1:2000





U. N. A. M.  
ESC. NAC. DE INGENIEROS.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

CHILPANCINGO, Gro.

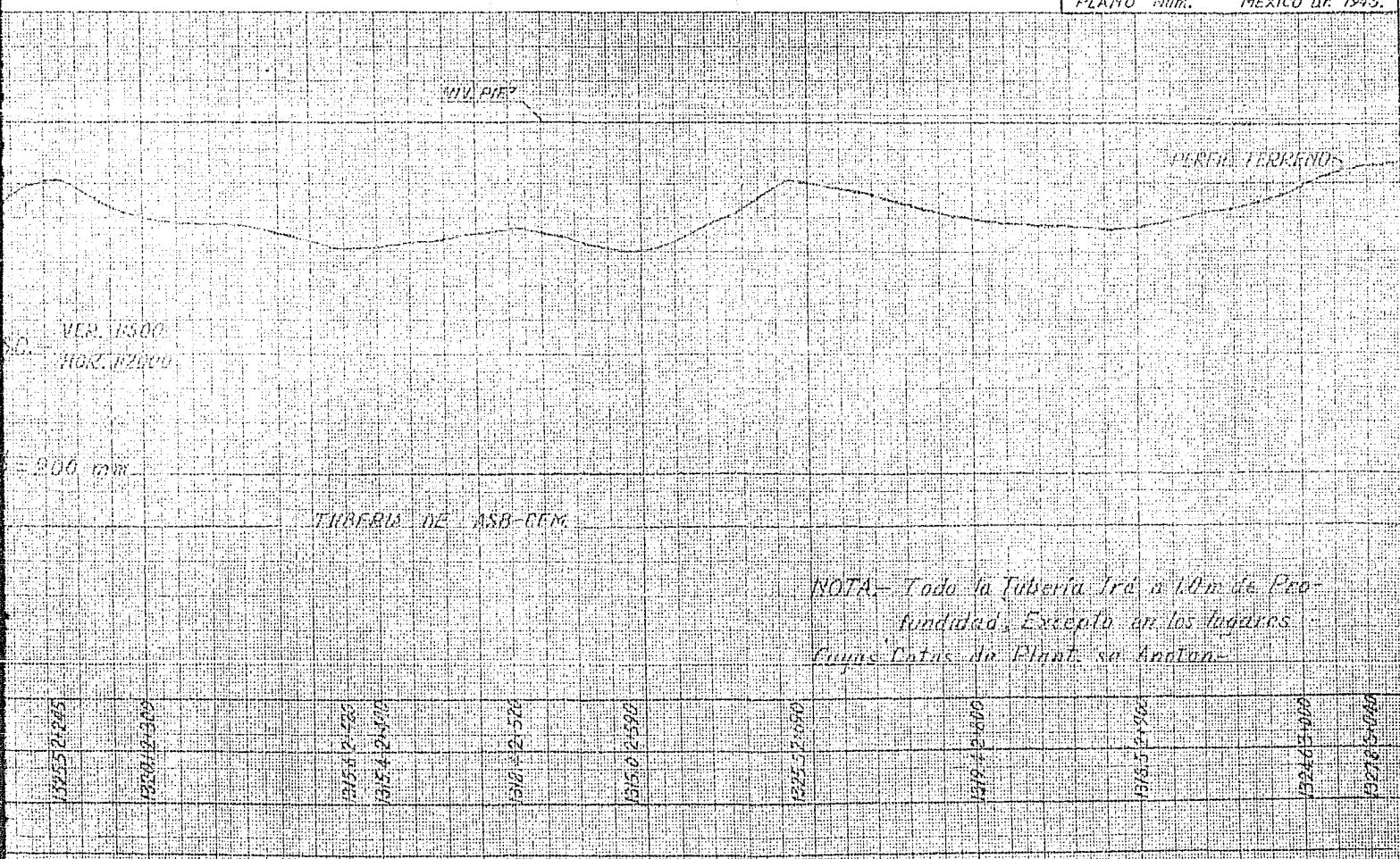
LINEA DE CONDUCCION.

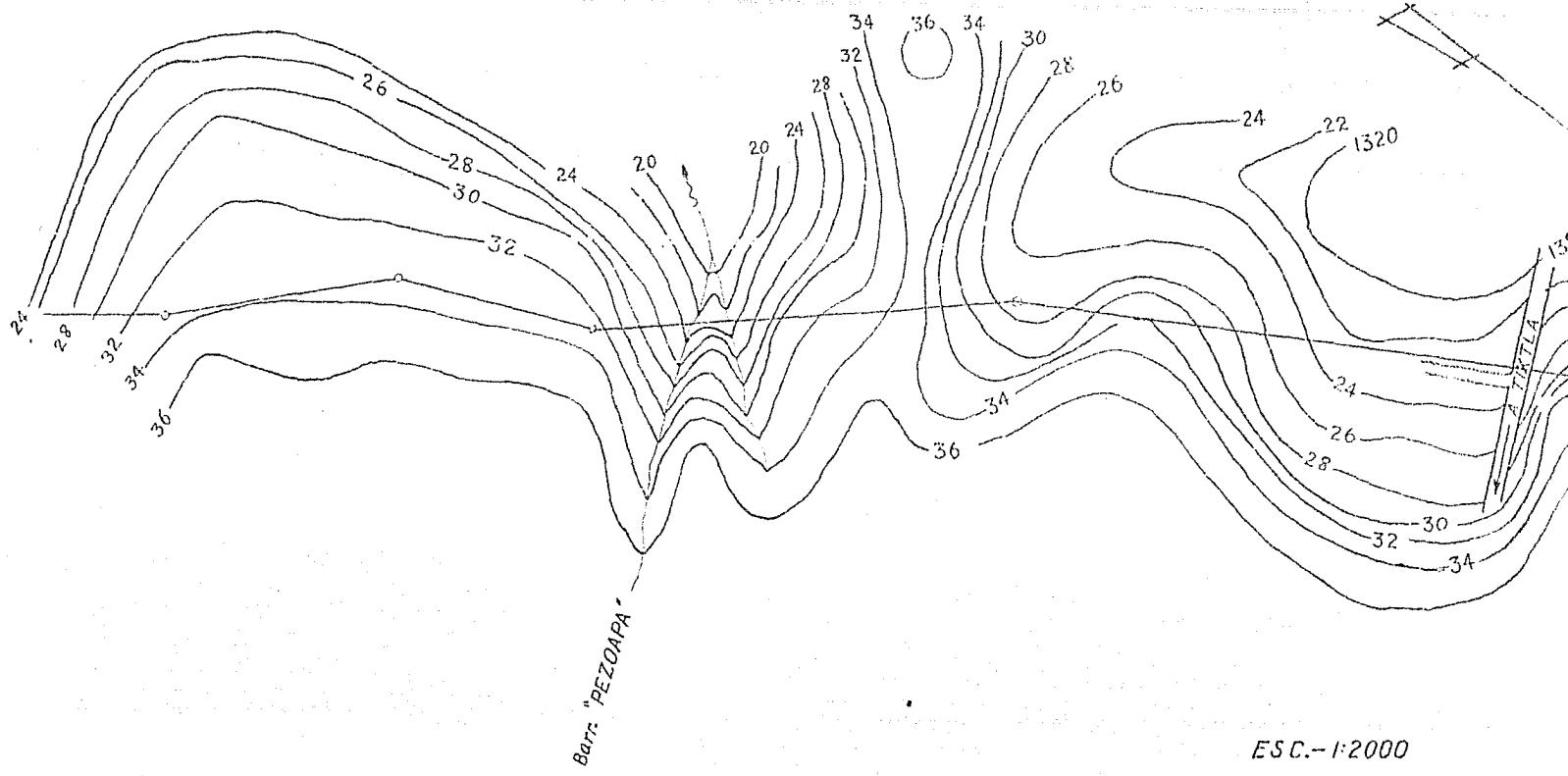
TESIS PROFESIONAL.

ARIEL MORALES ROMERO.

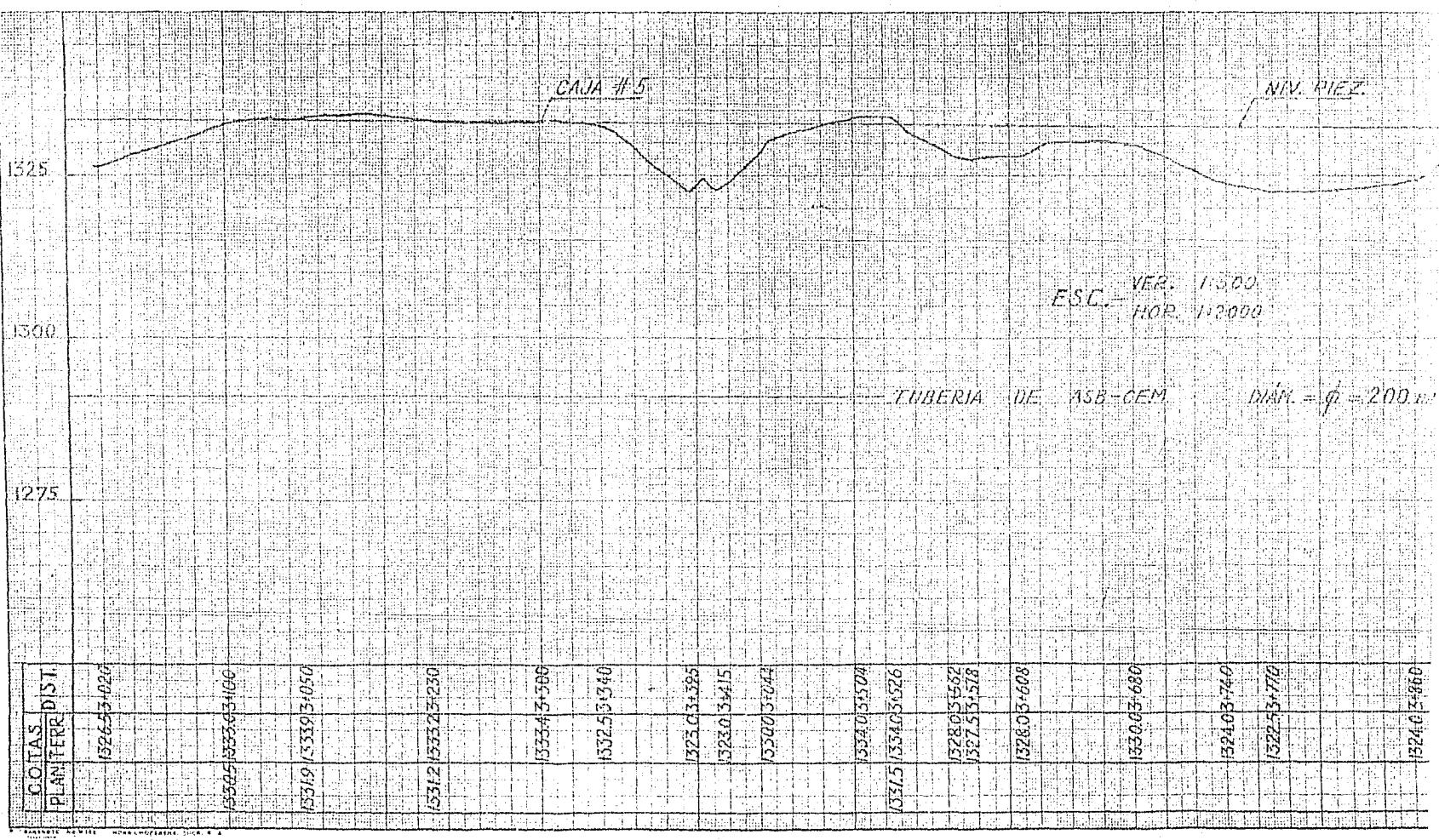
PLANO NUM. MEXICO DF 1943.

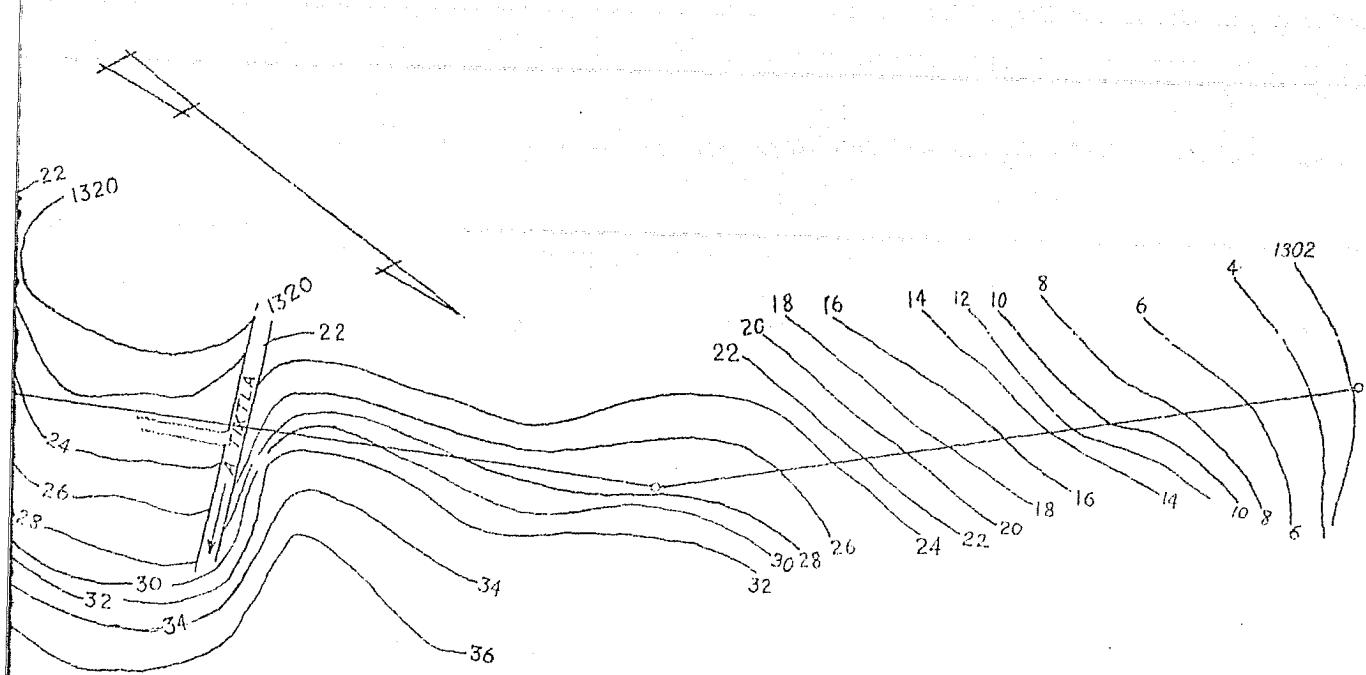
1:2000



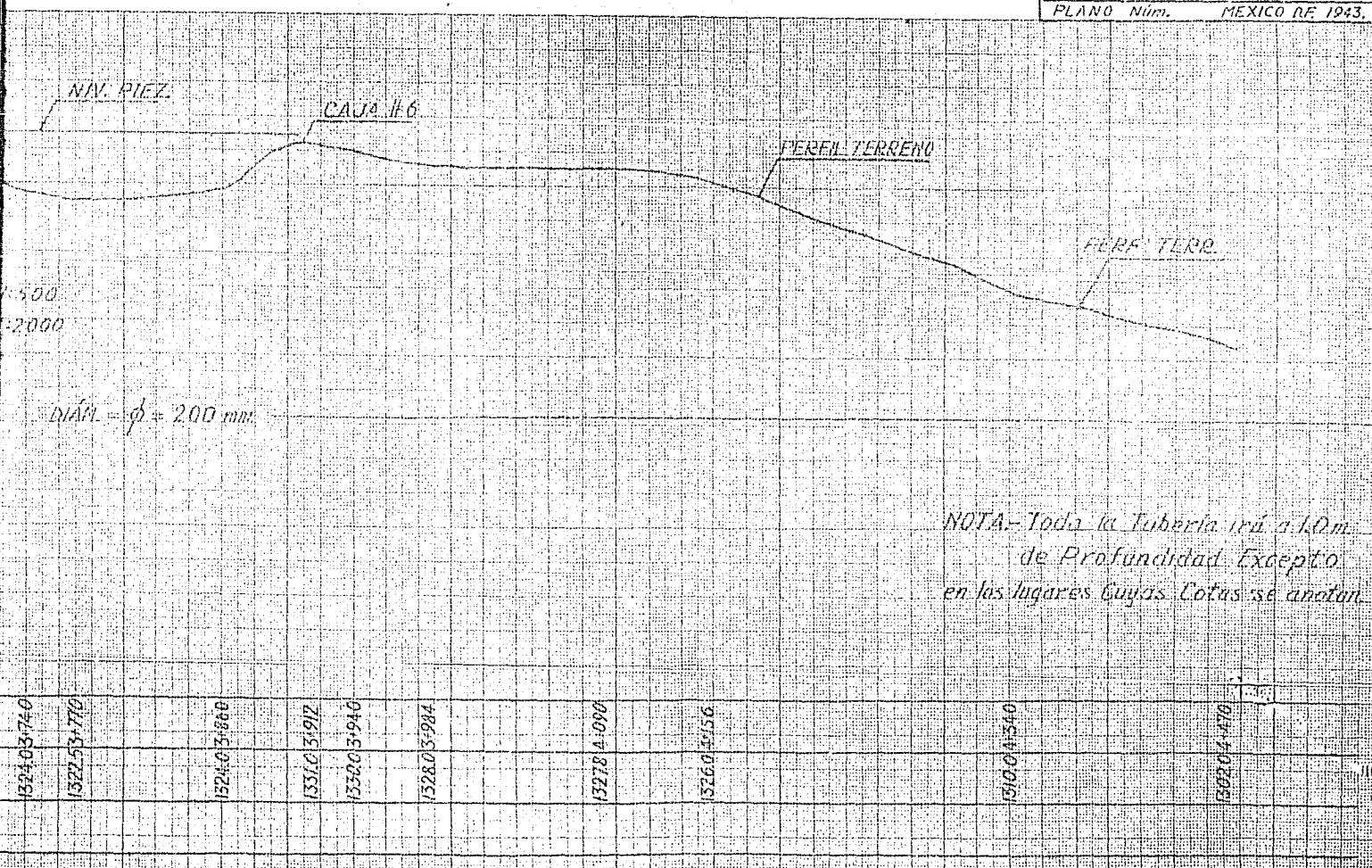


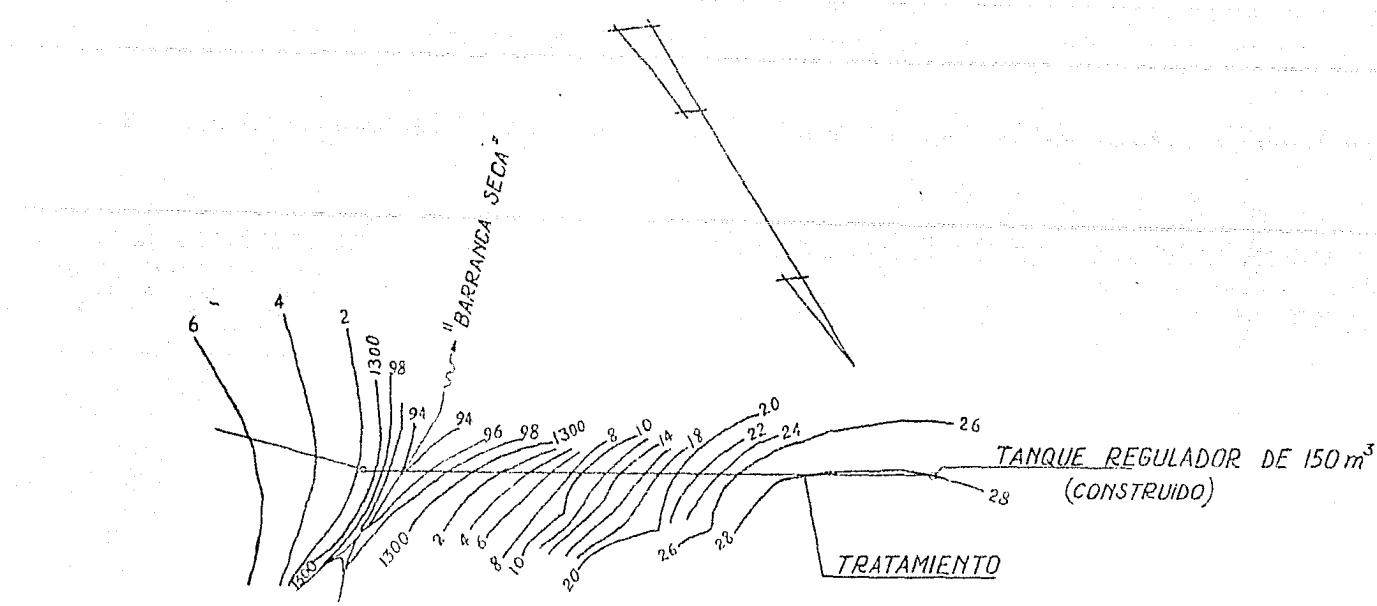
ESC.-1:2000



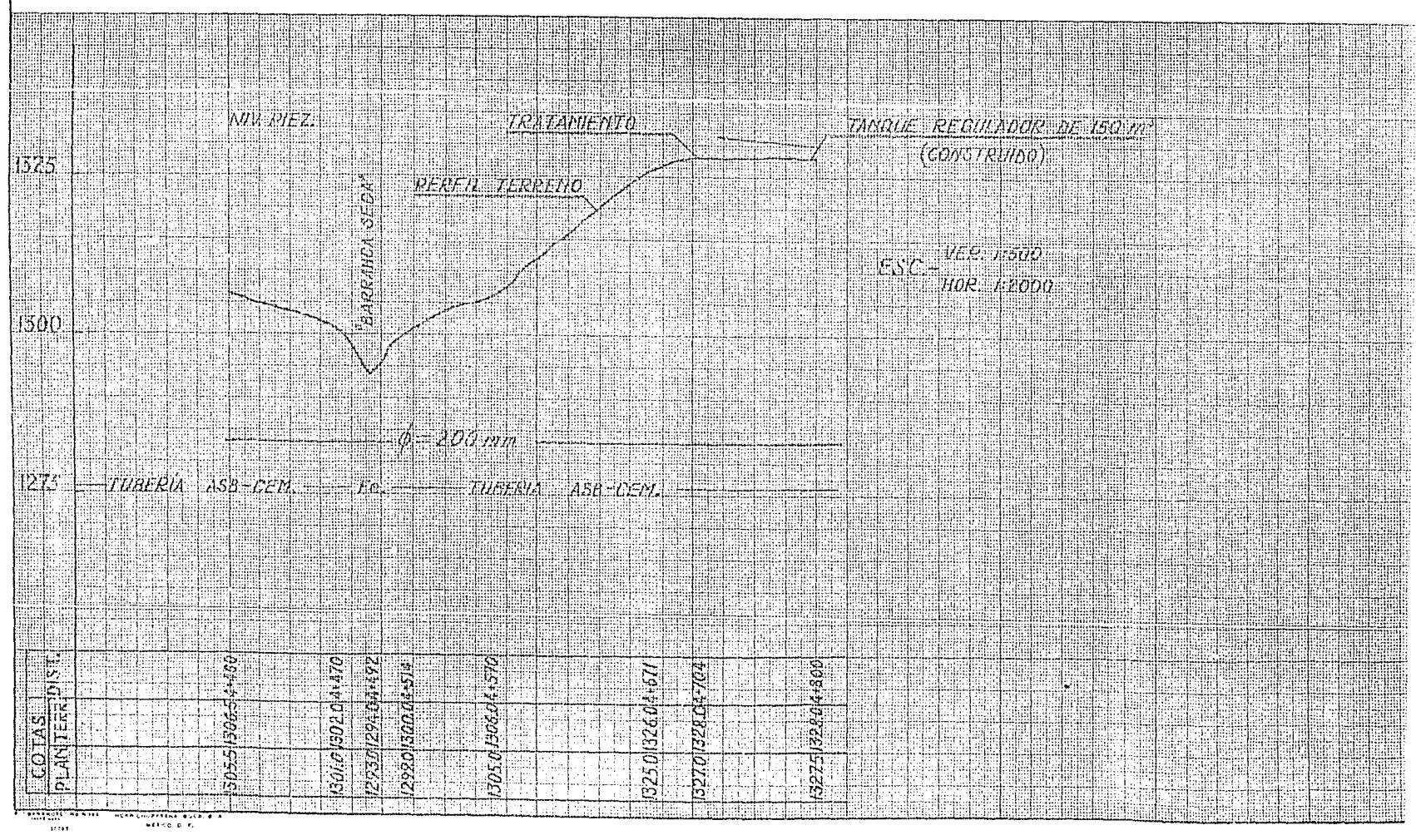


U. N. A. M.  
**ESC. NAC. DE INGENIEROS.**  
 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.  
 CHILPANCINGO, GRO.  
**LÍNEA DE CONDUCCIÓN.**  
**TESIS PROFESIONAL.**  
 ARIEL NORALES ROMERO.  
 PLANO Núm. MEXICO RF. 1943.





ESC.- 1:2000



R DE  $150 m^3$

U. N. A. M.  
ESC. NAC. DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.  
CHILPANCINGO, GRO.  
LINEA DE CONDUCCION.  
TESIS PROFESIONAL  
ARIEL MORALES ROMERO.  
PLANO Núm. 1 NEXICO DF. 1943.

suficiente aproximación.

Los diámetros calculados se muestran en los planos de la línea de conducción, en los cuales, además, se marcan los tramos en que irán tubos de fierro debido a las altas presiones.

#### CALCULO DE LA TUBERIA PARA LA LINEA DE CONDUCCION.

(Tubería de asbesto-cemento)

OBRA	Distanc. l.p.s.	Q. m. <sup>3</sup>	Diám. m.	Pérd. carga calc.	Pérd. carga consid.	Cotas ni- vel máxmo del agua.	NOTAS
Tanque 150 m <sup>3</sup>						1 330.0	
	100.0	10.0	200		1.00		
Planta trat.							En el tanque sedi- mentador.
	600.0	10.0	200	0.56	0.84	1 331.60	
Caja 6						1 332.44	
	610.0	10.0	200	0.43	0.65		
Caja 5						1 333.09	
	1300.0	10.0	200	1.00	1.50		
Caja 4						1 334.59	
	375.0	10.0	200	0.27	0.41		
Caja 3						1 335.00	
	370.0	10.0	200	0.25	0.38		
Caja 2						1 335.38	se consideró todo el tramo de tubo Fe.
	900.0	10.0	200	1.00	1.50		
Caja 1						1 336.88	
	420.0	10.0	200	0.32	0.48		
Desaren.						1 337.42	
	100.0	10.0	150	0.28			
Toma						1 338.16	Cota de la pichancha de toma.

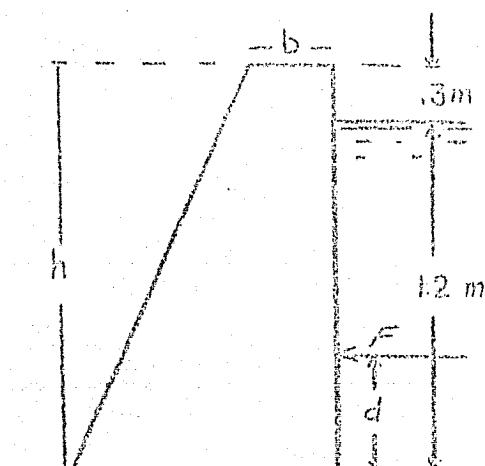
Las cotas de todas y cada una de las obras es-  
tán anotadas en los planos respectivos.

### CAJA DE LA LINCA DE CONDUCCIÓN.

Las dimensiones de la caja serán las mínimas para que un hombre pueda trabajar dentro de ella, y son: 1 m. x 1 m. interior por 1,50 m. de altura.

Cálculo de la sección de los muros

que será trapezoidal:



$$B^2 + Bb - b^2 = \frac{6}{h} M$$

$$M = \frac{B}{2} s ; \quad s = \text{longitud del muro.}$$

$$M = \bar{v} d$$

$\bar{v}$  = peso volumétrico de las mamposterías

$$\bar{v} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

Para el cálculo se considera el caso más desfavorable, que el agua llegara hasta la corona de los muros.

$$\therefore P = \frac{\bar{v} h^2}{2} = \frac{1000 \times 1.5^2}{2} = 1.125.0 \text{ kg.}$$

$$m = Pd = 1.125 \times .5 = 562.5 \text{ kg.mt.}$$

$$\text{Si } b = 0.3 \text{ m.}$$

tenemos:

$$B^2 + .3B - 0.09 = \frac{6 \times 562.5}{1.5 \times 2 \times 200} = 1.022$$

$$B^2 + .3B - 1.11 = 0$$

### CAJA DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Las dimensiones de la caja serán las mínimas para que un hombre pueda trabajar dentro de ella, y son: 1 m. x 1 m. interior por 1.50 m. de altura.

Cálculo de la sección de los muros

que será trapezoidal:

$$B^2 + Bb = b^2 \Rightarrow \frac{B^2}{h} = \frac{b^2}{h}$$

$$M = \frac{m}{a}; \quad a = \text{largo del muro.}$$

$$m = pd$$

$\bar{w}$  = peso volumétrico de las mamposterías

$$\bar{w} = 2.200 \text{ k/m}^3$$

Para el cálculo se considera el caso más desfavorable, que el agua llegara hasta la corona de los muros.

$$\therefore P = \frac{wh^2}{2} = \frac{1000 \times 1.5^2}{2} = 1.125.0 \text{ kg.}$$

$$m = pd = 1.125 \times .5 = 562.5 \text{ kg.mt.}$$

$$\text{SI } b = 0.3 \text{ m.}$$

tenemos:

$$B^2 + .3B = 0.09 = \frac{6 \times 562.5}{1.322.200} = 1.022$$

$$B^2 + .3B = 1.11 = 0$$

$$B = \frac{-3 \pm \sqrt{10.09 + 4.44}}{2} = \frac{-3 \pm \sqrt{14.53}}{2} = \frac{-3 \pm 3.81}{2}$$

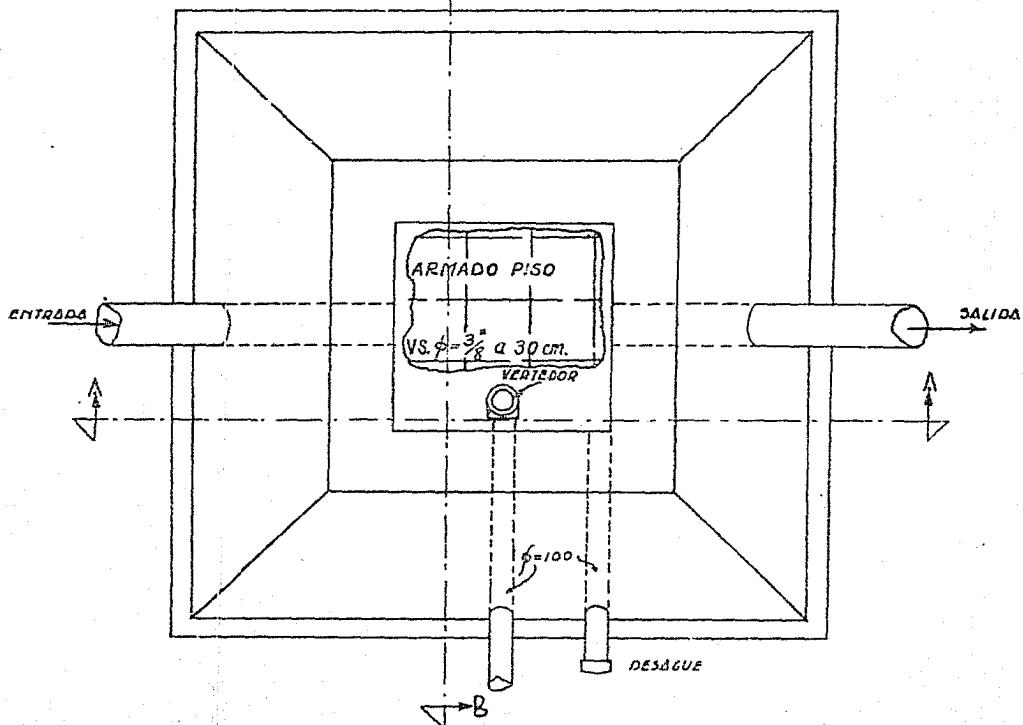
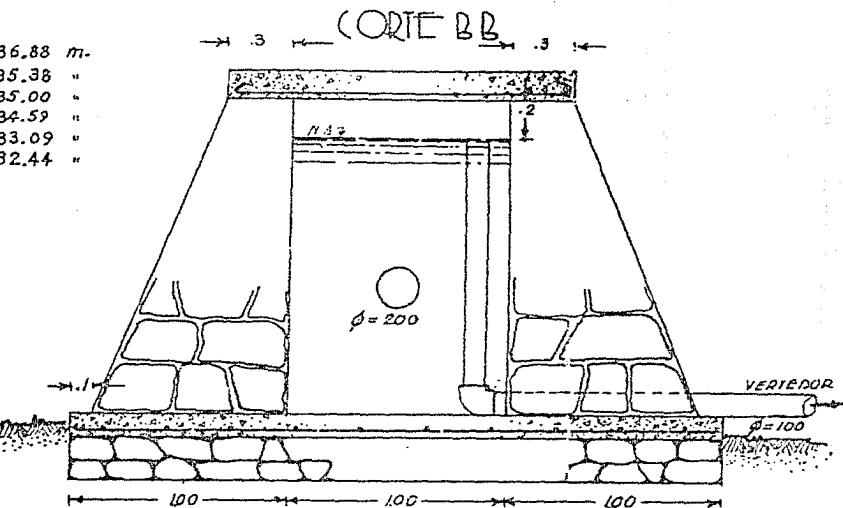
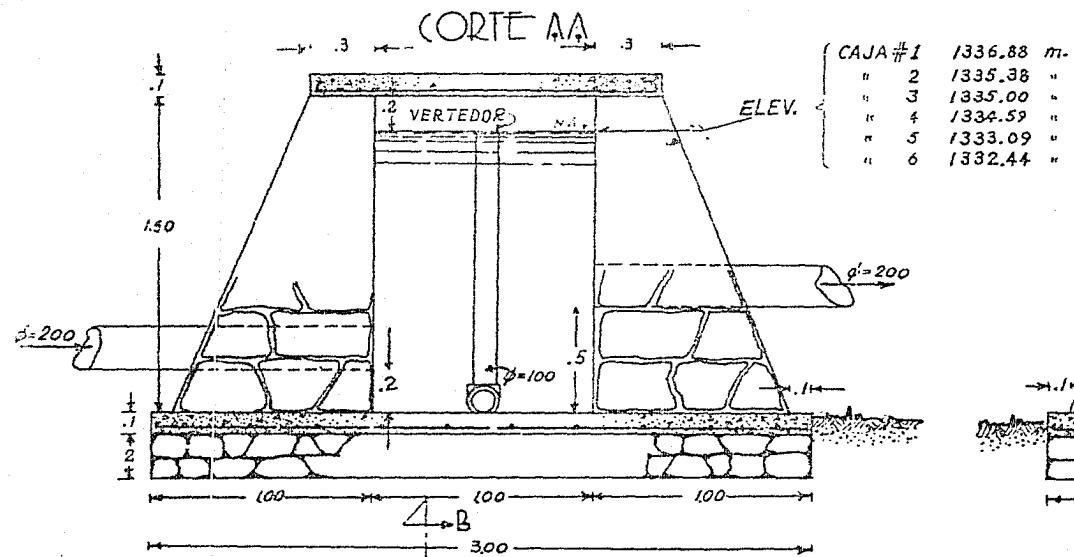
$$B = \frac{1.81}{2} = .91 \quad \therefore B = 0.90 \text{ m.}$$

Tas losas del techo y piso llevarán refuerzo por temperatura (0.003 Ac).

La tapa de la caja será de concreto y llevará un contramarco para soportar una tapa de fierro de 0.50 x 0.50 mt.

El contramarco será de 1.50 m. de largo por 0.55 de ancho, que soportará la tapa de fierro y la losa de concreto.

El vertedor de desagües será un tubo de fierro de 4".



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NAC DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
**CHILIDANKING GUERRERO**  
CAJA TIPO  
PARA LA LINEA DE CONDUCCION  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARIEL MORALES ROMERO  
MEXICO 1945 PLAMON®

## TRATAMIENTO.

### PROCESO DE FILTRACION.

El fenómeno de filtración puede ser descrito, como el proceso, por medio del cual se separan del agua las impurezas suspendidas que contiene el agua a través de los poros de una substancia o material, que puede ser arena.

La acción mecánica de detención de los cuerpos que lleva el agua en los intersticios del material granular es la de menor importancia, pues los vacíos siempre son mayores que el diámetro de las suspensiones. No es el filtrado, por tanto, un efecto de cernido o cribado. La separación que se persigue y obtiene obedece a otros factores y procesos no muy conocidos todavía.

Sobre los granos de arena toman asiento cierta clase de bacterias aeróbicas, las cuales extraen del agua que pasa por los vacíos de la arena las materias que necesitan para su vida, efectuando en esta forma un papel purificador. Las bacterias se desarrollan formando colonias que intensifican tal acción, lo cual se reconoce en la película gelatinosa que recubre los granos del filtro.

Se verifican otros fenómenos de atracción en-

ture el material filtrante y las partículas que lleva el agua, se expone que asimismo una distribución de cargas eléctricas contrarias en virtud de lo cual las citadas partículas se adhieren a los granos del filtro. Asimismo, se verifican cambios químicos diversos que en conjunto con los anteriores van clarificando y purificando el agua que recorre en filamentos el filtro y que se recolecta en el fondo ya filtrada, ésto es, desprovista de la mayor parte de su escrobo sólido, líquido y bacteriano.

Cuando la capa gelatinosa que viene a ser el verdadero medio filtrante crece demasiado, obtura los va-  
cios, el agua pasa con dificultad o no pasa y el proceso purificador disminuye en eficiencia hasta no verificarlo.

Hay tres tipos de filtros: lentos, rápidos y de presión.

En el caso de los lentos, el agua pasa con re-  
lativa corta velocidad a través de arena fina, dejando en  
la superficie y entre los granos de la superficie, una  
capa gelatinosa. La remoción de impurezas se efectúa al  
pasar el agua a través de la arena, hay pequeña descompo-  
sición bacterial pero de pocas consecuencias en el proceso  
de purificación. Cuando aumenta la gelatina, (espesor)  
crece la resistencia al paso del agua y hay que lavar el  
filtro.

Los filtros de presión tienen el inconvenien-  
te de no poder ser inspeccionados sin quitar la cubierta  
y casi desarmarlos.

En general consisten en un recipiente de fierro cerrado, que contiene una capa de medio filtrante granular puesta sobre el colector del sistema. El agua que va a ser filtrada entra a presión por arriba del recipiente, filtrándose hacia abajo a través de la cama del filtro y es sacada por los colectores que están en la base. Periodicamente se invierte el sentido de escorrimiento para lavar el filtro, pues así se desprende la materia detenida que se acumula sobre la cama del filtro.

## PLANTAS.

Frecuentemente una combinación de procesos o tipos de plantas se requieren para tratar, del mejor modo, un agua para abastecimiento, distinguiéndose principalmente dos tipos de plantas: las de filtros lentos y las de filtros rápidos.

Hablaré de sus principales características para poder elegir el tipo que conviene el caso particular que me ocupa.

### FILTROS LENTOS.

Las plantas de filtros lentos han sido y son usadas con buenos resultados, se adaptan para purificar aguas de bajo color permanente, turbiedad y contenido bacterial. Se basan principalmente en el colado del

agua cruda a través de los poros de la cama de arena.

Su velocidad de filtración es baja, aproximadamente cuatro metros cúbicos por metro cuadrado por día. No hay tratamiento químico previo, se pierde poca carga, su operación es fácil, su período de limpieza es grande comparado con el de los filtros rápidos, pues puede ser en promedio de un mes llegando hasta un año, según las características de las aguas. Tienen una gran capacidad para la remoción de bacterias siendo hasta de un 98 a 99%. No requieren un grado alto de atención técnica y tienen un bajo costo de operación y mantenimiento.

En su forma más simple una planta de filtros lentos consta: de uno o más filtros comunitarios cubiertos (en climas fríos) en los cuales corre el agua suavemente a través de la cama de arena, abajo de la cual hay un sistema de drenes para recogerla. La instalación se completa con un recipiente para el agua filtrada, comunitario cubierto, bombas y tuberías para abastecer de agua a población el poblado, y aparatos para la limpieza del filtro.

En algunos casos recientes, la arena sucia es lavada en los filtros por medio de un lavador portátil, pero en las primeras plantas era raspada la arena de la superficie aproximadamente de una pulgada a dos pulgadas y sacada de las camas a un local control lavador con agua a presión y un sistema de tubos para llevar la arena ya limpia otra vez al filtro.

Los filtros deben tener una ventilación e iluminación necesaria durante el tiempo del lavado. Para

escribir que rápidamente se tropie los filtros cuando aumente la turbiedad del agua, se usan prefiltros que son rápidos debido a que la arena es muy gruesa.

Estos prefiltros están en serie siendo el primero de material grueso, disminuyendo el diámetro de la arena gradualmente hasta el último prefiltrado. El número y graduación de los prefiltros depende de la calidad del agua por tratar.

En los filtros lentos la arena que debe ser de buena calidad (gruesa) que no se desintegre con el agua, se pone como se encuentra en la naturaleza, excepto que esté sucia y necesite ser lavada.

No hay en la práctica una especificación concreta sobre la profundidad de la capa de arena, pues varía de 0,60 metros a 1,0 metros y más. El tamaño efectivo de la arena en general es de 0,25 m.m. a 0,35 m.m.

### FILTROS RÁPIDOS.

Las plantas de filtros rápidos mecánicos o americanos ocupan una área menor de filtración debido a que su velocidad a través de la capa del filtro es grande ( $117 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ ).

La alta velocidad de filtración es permitida debido al uso de substancias químicas coagulantes que se aplican antes de la filtración, esto hace que este tipo de filtro sea más flexible en su operación, obteniéndose un agua con cualidades más uniformes.

La purificación resulta de la flocculación pro-

ducida artificialmente mediante substancias químicas, que forma una capa gelatinosa, la formación de este material coagulado permite el uso de arena gruesa la cual actúa como soporte, a la vez que la arena gruesa evita mayores pérdidas de carga con las altas velocidades de filtración empleadas.

En general, una planta de filtros rápidos requiere medios adecuados para el manejo y dosificación de los coagulantes que se aplican al agua a una determinada velocidad (en solución o sólido); para la difusión del coagulante a través del agua; un tanque de coagulación en el cual se forman los coágulos uniéndose en grandes masas, un tanque de sedimentación en el cual se permite el esentamiento del precipitado. Un filtro rápido a través del cual el agua decantada pasa para remover los restos del precipitado, efectuar la mejora en la calidad sanitaria del agua y obtener la mayor purificación. Un recipiente del agua filtrada y medios para lavar el filtro, que consisten generalmente en bombas o tanques elevados.

La operación de filtros a alta velocidad requiere una limpieza frecuente (dos o tres veces al día), lo que implica una pérdida de agua, considerable en nuestro caso, ya que es escasa la que se dispone para abastecer a Chilpancingo, además personal técnico y en general una mayor atención.

La reacción del coagulante con las sales alcalinas que se encuentran en el agua o que se agregan al mismo tiempo que el coagulante, forman precipitados gelatino-

los cuales se deshieren con relativa rapidez, permitiendo el asentamiento de las materiales en suspensión del agua. El coagulante más usado es el sulfato de aluminio.

### ANALISIS.

Permitiendo en cuarta las características de las plantas de tratamiento de filtros rápidos y lentos y el análisis de las aguas que es el siguiente:

### ANALISIS QUÍMICO.

(Resultados en p.p.m.)

"Ocotepco" Reglamento del D.S.P.

Nitrógeno amoniaco (en mg. x lit)	0.060	0.50
Nitrógeno proteico en N. %	0.050	0.10
Nitrógeno de los nitrat., en N.%	0.000	0.00
Nitrógeno de los Nitrat., en N.%	0.000	5.00
Oxígeno consumido en medio ácido	2.100	3.00
Alcalinidad total en CO <sub>3</sub>	250.000	250.00
Cloruros en Cl .....	6.50	40.00
Sólidos totales .....	300.00	500.00
Sólidos disueltos .....	270.00	
Sólidos en suspensión .....	20.00	5.00
Dureza permanente en Ca CO <sub>3</sub> ..	32.50	150.00
Dureza total en Ca CO <sub>3</sub> .....	130.00	300.00
Concentración del ión N en (NH) ..	8.0	6.8 - 7.5
Color O .....	0	
Clor. O .....	0	
Sólidos en suspensión .....		tiene.

## PROYECTO.

Se proyectará una planta de filtros lentos. La planta de filtros lentos nos garantiza una eliminación de bacterias en alto grado, pues aunque no se tiene el análisis bacteriológico es de suponer que estas aguas contienen bacterias que son perjudiciales a la salud.

La planta en cuestión será lo más económico posible, ya que hay escasez de capital, pues de otro modo se considerarían otras fuentes de abastecimiento y tal vez se proyectaría una planta de filtros rápidos.

Constituirán la planta, un tanque de sedimentación, el filtro y se dejará espacio suficiente y adecuado para instalar un aparato clorinador para el caso que fuese necesario; esta necesidad se desprenderá del análisis que se haga de las aguas filtradas una vez que esté trabajando la planta (que estará maduro el filtro).

Al proyectar tanto el tanque sedimentador como el filtro, se hará mención de sus características y de las especificaciones que se tuvieron en cuenta para proyectarlo.

## TANQUE SEDIMENTADOR.

El objeto del tanque sedimentador es evitar que lleguen al filtro partículas que lo obturaran rápidamente y que fácilmente pueden asentarse debido a la densidad y a la poca velocidad que lleva el agua en el tanque.

El asentamiento depende del tamaño y peso de las partículas en suspensión, incluye la temperatura del agua, a mayor temperatura, mayor es el asentamiento.

La turbiedad por sedimentación simple (no incluye el uso de coagulantes) se reduce en un 60 a 70% incluyendo disminución de algunas bacterias y 80% en condiciones muy favorables.

Hay dos tipos de tanques de sedimentación: los de funcionamiento continuo y los de funcionamiento discontinuo, en estos últimos el agua permanece en reposo determinado tiempo para que se asienten las partículas, después de lo cual se extrae el agua por la parte inferior.

Este tipo de tanque tiene los inconvenientes, que el asentamiento comienza hasta que está lleno el tanque, lo que nos obliga a dar mayor tiempo de retención. Pérdida de carga debido a que la extracción se hace por abajo pero tiene la ventaja de que el agua quede absolutamente quieta.

Los tanques de funcionamiento continuo son actualmente más usados. En estos tanques tiene el agua una velocidad pequeña que permite el asentamiento de las partículas que lleva en suspensión el agua. Hay poca pérdida de carga.

Hay varias teorías sobre sedimentación, las cuales no pueden aplicarse estrictamente a los casos prácticos debido entre otras circunstancias a la diversidad de sólidos en suspensión que llevan las aguas en las diferentes épocas del año.

Sin embargo, se consideran junto con los re-

- 53 -

sultados que se han observado en la práctica para normalizar el criterio.

### TIEMPO DE RETENCION.

Es el tiempo más conveniente para permitir que una partícula caiga desde la superficie del agua hasta el fondo del tanque antes de salir del mismo.

Hazen hizo estudios sobre sedimentación, calculando las velocidades de asentamiento que llamó "valor hidráulico" de diferentes diámetros de partículas.

La aplicación de estos valores ha demostrado que dichos valores debieron ser multiplicados por un coeficiente de seguridad que varía entre 1.5 a 3.0

### TABLA DE HAZEN.

Experiencias realizadas a 10°C (50°F)

Clase de material	Diam. partícula (en m.m.)	Valor hidráulico. (Vel. de asentam.en m.m./seg.)
-------------------	------------------------------	--

Arena gruesa .....	1.0	100.0
	0.2	21.0
Arena fina .....	0.10	6.0
	0.06	3.3
	0.04	2.1
	0.02	0.6
Limo, barro .....	0.01	0.15
Arcilla gruesa .....	0.001	0.0015
Arcilla fina .....	0.0001	0.000015

Lo mejor sería hacer experiencias de asentamiento

to con las aguas que se van a tratar; para ésto se necesita una muestra de agua tomada en diferentes épocas del año, y estudiar los resultados obtenidos; pero en vista de no poder hacerlo, tomaré los datos de la Tabla de Nasen con un coeficiente de seguridad de 5.0.

#### ESPECIFICACIONES.

La velocidad del agua debe ser inferior a 5.0 m.c./seg. (3 ft/min.) y hasta 0.5 m.c./seg. (1/10 ft/min.) y (1/200 ft/min.) 0.05 mts./seg.

La profundidad varía desde: 2.00 mts. hasta 6.00 mts. habiendo tanques cuyas profundidades generalmente varían de 3.00 a 5.00 mts.

La relación del largo al ancho varía de 2.00 a 1.00 y a veces se aumenta con buenos resultados, teniendo relaciones de 4: 1 y 8: 1.

#### CALCULO DEL TANQUE.

Para el cálculo del tanque considero:

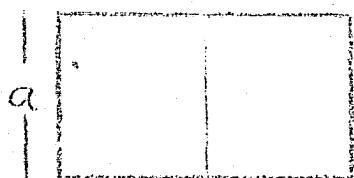
$$q = 10 \text{ l.p.s.}$$

y una profundidad de 3.00 mts.

Esta profundidad se tomó atendiendo a las especificaciones citadas y a que si el clima de Chilpancingo no es caliente, si hay días calurosos y este calor produciría en la materia orgánica, acentuada, descomposición que originaría malos olores en el agua.

El tanque será de dos cámaras:

Aplicando la fórmula que nos da el perímetro económico para dos compartimentos:



Tenemos:

$$a = 0.818 \sqrt{S}$$

$$l = 1.225 \sqrt{S}$$

Procuraremos el acentamiento de partículas de 0.01 con un valor hidráulico de 0.15 y tomamos un coeficiente de seguridad de 5.0

$$\text{Tiempo de retención: } T = \frac{5 \times 3.000}{0.15} = 100.000 \text{ seg.}$$

$$T = 100.000 \text{ seg.}$$

Volumen del tanque:

$$V = 100.000 \times 10 = 3000.000 \text{ lts.} = 1.000 \text{ m.c.}$$

Área de la base (interior, libre de murcos) del tanque:

$$A = \frac{1.000}{3} = 333.3 \text{ m}^2$$

Aplicando la fórmula que nos da el perímetro económico para dos compartimentos, tenemos:

$$a = 0.818 \sqrt{S}$$

$$l = 1.225 \sqrt{S}$$

$$\sqrt{S} = \sqrt{333.3} \approx 18.25$$

$$a = 0.818 \times 18.25 = 14.9 \text{ mt.} \approx 15.0 \text{ mt.}$$

$$l = 1.225 \times 18.25 = 22.4 \text{ mts.} \approx 22.5 \text{ mts.}$$

Check de la velocidad del agua dentro del tanque:

Sección en dos compartimentos:

$$3.00 \times 22.5 = 67.5 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.1 \cdot p \cdot e, \text{ (gasto total} = 10 \text{ l.p.a.)}$$

$$Q = AV \therefore V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01}{67.5} = 0.000142 \text{ m/sec.}$$

$\therefore$  estamos dentro de las especificaciones.

### CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS MUROS:

Muros exteriores.

Dando un borde libre de 0.20 mts.

Tenemos:

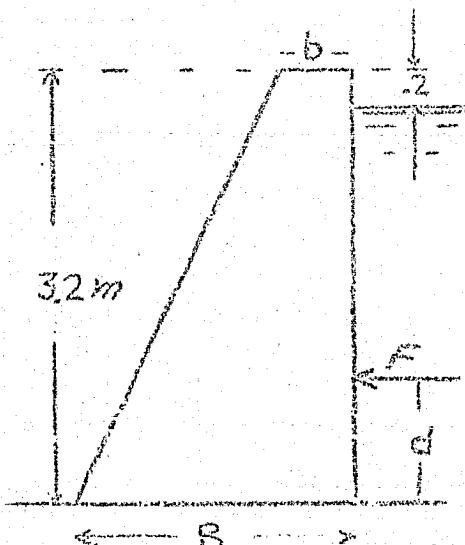
$$h = 3.20 \text{ mts.}$$

peso vol. mamposterías igual a:

$$2200 \text{ k/m}^3 = \pi$$

$$b = 0.30 \text{ mts.}$$

$$B = ?$$



$$\text{Párrafo: } B^2 + 2B - h^2 = 6 \text{ m} \\ \text{ah } \pi$$

en la que:

$$M = P \cdot d$$

a = Long. MURO

w = peso vol. mamposterías.

h = altura del agua y del muro

Sustituyendo:

$$B^2 + 0.3B - 0.3^2 = \frac{6w}{3.2 \times 2200}$$

$$F = \frac{w h^2}{2} = \frac{1000 \times 3.2^2}{2} = 5110 \text{ kg.}$$

$$M = F \cdot d = 5110 \times 1.07 = 5490 \text{ kg.m.}$$

$$B^2 + 0.3B - 0.3^2 = \frac{6 \times 5490}{3.2 \times 2200} = 4.67$$

$$B^2 + 0.3B - 0.09 = 4.67 = 0$$

$$B = \frac{-0.3 \pm \sqrt{0.09 + 19.04}}{2} = \frac{-0.3 \pm \sqrt{19.13}}{2} = \frac{-0.3 \pm 4.37}{2}$$

$$B = 2.03 \text{ mt.}$$

Cálculo de muro central:

Fórmula:

$$B^2 (1 + 1.5 k) + Bb (-K + 1) - K \left( \frac{b^2}{2} + 2h^2 \right) = 0.$$

en la que:

B = base mayor de la sección del muro.

b = base inferior de la sección del muro.

$$K = \frac{w}{H}$$

w = peso del agua en kg/m<sup>3</sup>

$\gamma$  = peso de manpostería kg/m<sup>3</sup>

$h$  = altura del agua y del muro.

### DATOS:

$$b = 0.3 \text{ m.}$$

$$h = 3.2 \text{ m.}$$

$$\gamma = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$\alpha = 0.455$$

Reemplazando:

$$B^2(1 + 1.5 \times 0.455) + 0.3B(-0.455 + 1.0) - 0.455\left(\frac{B^2}{2} + 2 \cdot 32^2\right) = 0$$

$$1.681 B^2 + .163B - 9.2 = 0.$$

$$B = \frac{-0.163 / 0.0265}{62.0} = \frac{-0.163 / 6203}{2.56} = \frac{-0.16317.89}{2.56}$$

$$B = \frac{7.72}{3.36} = 2.30 \text{ m.}$$

La sección en cada compartimiento será de:

$$A = 15.0 \times 12.25 \text{ m. (interior)}$$

Como por especificaciones la relación del largo al ancho debe ser 2:1 por lo menos, obtendremos mejores resultados con una relación mayor; dividiremos cada compartimiento en tres canales con paredes de tabique en la dirección

de la dimensión mayor, para tener así canales de 15.0x3.75 mt. o sea una relación de 4:1 aproximadamente, que ya está dentro de las especificaciones.

El objeto que los canales sean angostos es que no se formen corrientes en sectores diversos al normal de escurrimiento, por cambios de temperatura.

Tanto la entrada como la salida del tanque, se hará por vertedores con objeto de distribuir mejor el agua en todo el ancho del compartimento.

A la entrada se pondrá una pantalla difusora para uniformizar la velocidad del agua en toda la sección. Esta pantalla por especificaciones tendrá perforaciones que permitan una velocidad de (040 ft/seg. a 0.8 ft/seg.) 12 cm/seg. a 24 cm/seg. y estará colocada, por especificaciones a 1.50 mt. de la cañerola de llegada.

Si tenemos en las perforaciones una velocidad de 12 cm/seg. tendremos una área perforada, en la pantalla de cada compartimento:

$$Q = Av \quad A = \frac{Q}{v} = \frac{0.005}{0.012} = 0.417 \text{ m}^2$$

Si hacemos perforaciones de 1" tendremos:

$$\text{Nº de perforaciones} ; = \frac{0.417}{0.0051} = 81.9$$

Para la pantalla de cada canal tendremos: (Son 3 canales en cada compartimento)  $\frac{81.9}{3} = 27.3$  perforaciones.

Las dimensiones de la pantalla son:

$$2.70 \times 3.75 \text{ mt.} = 10.10 \text{ m}^2.$$

•. cada pañuella tendrá:

$$14 \times 20 \text{ agujeros} = 273$$

Dicha que seguirá una línea horizontal estará a cada 18,8 cm. centro a centro y según una vertical a cada 17 cm. c. a. c. para dejar en el fondo 0.30 m sin agujeros, cuyas velocidades aunque pequeñas removerán los sedimentos.

### CÁLCULO DESNIVEL ENTRE LA CANAleta DE LLEGADA Y LA DE SALIDA.

Consideraremos como vertedor de cresta afilada y sin velocidad de llegada, ya que es muy chica.

Datos:  $Q = 5 \text{ l.p.s.}$

$$L = 12 \text{ m.}$$

### FÓRMULA:

Aplicamos la de Francis, sin velocidad de llegada y sin contracciones:

$$Q = 1.838 H^{3/2}$$

Sustituyendo:

$$0.005 = 1.838 \times 12.05 H^{3/2} = 22.1 H^{3/2}$$

$$\therefore H^{3/2} = \frac{0.005}{22.1} = 0.000227$$

H es muy chica, así es que daremos un desnivel de 1 cm.

Entonces si la carga en el vertedor de salida es de  $H = 0.006 \text{ mt.}$  bastará y será suficiente un desnivel

de 1 cm. es decir, la cresta del vertedor de salida estará 1 cm. abajo de la cresta del vertedor de llegada.

El tanque no llevará techo por no ser indispensable, y en cambio es un chorro en el costado.

La pendiente del fondo será de 2 % suficiente para facilitar el lavado del tanque y para que los operarios no se resbalen al efectuar la limpieza.

Para mayores detalles, ver el plano correspondiente.

#### FILTRU LENTU:

El proyecto del filtro se basará atendiendo a las especificaciones y a las necesidades propias del caso, que se estudia.

Los filtros estarán en dos cámaras, que trabajarán al mismo tiempo normalmente, con el fin de no interrumpir totalmente el servicio, cuando se limpie uno de ellos, o se haga cualquier reparación.

Estos filtros trabajarán en circunstancias normales con la carga mínima para que cuando uno de ellos esté fuera de servicio por cualquier circunstancia, el otro trabaje con la carga máxima, permitida según especificaciones y sea menos sensible la carencia de agua.

Para proyectar las distintas partes del filtro, primero debemos conceer la clase de arena que se va a emplear, ya que ésta es la parte principal y la que nos obliga otras dimensiones.

La mayoría de los tratados recomiendan una are-

una con tamaño efectivo de 0.35 m.m. y un coeficiente de uniformidad de 1.75, especificando además que la altura del colchón de arena sobre la arena varía entre 0.9 mt. y 1.50 mt., que el espesor de la capa de arena varía de 0.9 m. a 1.50 mt., que el espesor del colchón de grava, que impide entre las arenas e los drenes, varía de 0.15 a 0.30 m. y que la velocidad de filtración en filtros con las características ya citadas varía de 2.8 a 5.6 m/día.

Sobreestimándose que con estas especificaciones se han observado, en la práctica, buenos resultados.

Para nuestro caso tendremos:

Colchón mínimo del arena: 1.14 m.

Tamaño efectivo de la arena: 0.35 m.m.

Coeficiente de uniformidad: 1.75

Espesor de la capa de arena: 1.20 mt.

Espesor de la capa de grava: 0.30 mt.

Velocidad de filtración: 3 m/día.

#### CARGA.

Con estos datos aplicamos la fórmula de Hazen para calcular la carga necesaria para tener esta velocidad.

FÓRMULA:

$$V = C d^2 \frac{h}{l} (0.7 + 0.03t)$$

en la que:

V = velocidad de filtración en m/día.

C = Coeficiente que varía de 1.000 a 400, en arena limpia y sucia, respectivamente.

$h = \text{Presión}$

$d = \text{diámetro efectivo de los granos en m.m.}$

$t = \text{Temperatura contrifiltrado.}$

$l = \text{Repesor del lecho filtrante.}$

En el caso de que no queremos:

$$V = 3 \text{ m/día}$$

$G = 400$  (Suponiendo el caso más desfavorable)

$$d = 0.00035 \text{ mt.}$$

$$h = ?$$

$$t = 10^\circ\text{C}$$

$$l = 1.20 \text{ mts.}$$

Sustituyendo:

$$3 = 400 \times 0.35^2 \times \frac{h}{1.20} (0.7 + 0.03 \times 18)$$

$$= 400 \times \frac{0.1225}{1.20} (0.7 + 0.54) = \frac{49.1}{1.20} \times 1.24$$

$$3 = 50.7^h \quad \therefore h = \frac{3}{50.7} = 0.0592 \approx 0.06$$

$$h = 0.06 \text{ mt.}$$

Ahora veremos cual es la carga para la velocidad máxima de filtración; que es de 5.6 m/día.

$$h = 0.117 \pm 0.12 \text{ mt.}$$

por tanto, como la cota del vertedero de desfogues en la cámara colectora es fija y para tener la velocidad máxima de filtración permitida por especificaciones, el colección máxi-

de agua será el colchón normal más la capa necesaria para tener la mencionada velocidad máxima. Por tanto, se pondrá en ventaja que no permita que el desnivel entre la superficie libre del agua dentro del filtro y la de la superficie libre de la cámara colectora sea mayor de 12 cm.

### CÁLCULO DEL ÁREA DE FILTRACIÓN.

Datos:

$$G = 20 \text{ l.p.s.}$$

$$V = \text{Vol. diario} = 86\,400 \times 10 = 864 \text{ m}^3$$

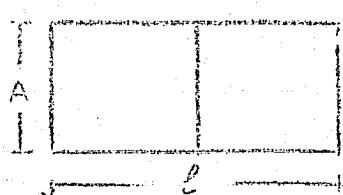
Velocidad de filtración:

$$3 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{día.}$$

o: como los filtros trabajarán todo el día:

$$\text{Área filtración} = \frac{864}{3} = 288 \text{ m}^2$$

El área total estará dividida en dos partes, es decir, se tendrán dos cámaras de filtración, cuyas dimensiones económicas, para la planta, están dadas por las fórmulas siguientes:



$$A = 0,318 / 8$$

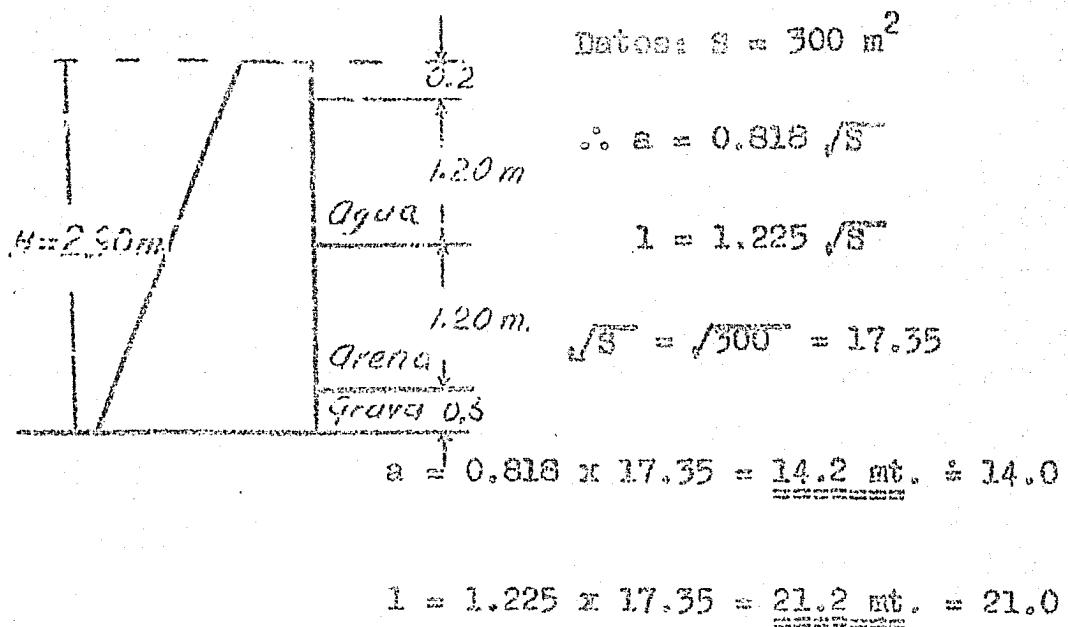
$$l = 1,225 / 8$$

ya que la altura esté fijada por los espesores de las capas de grava, arena, agua y el libre bordo, que ya se fijaron atendiendo a especificaciones y razones expuestas.

Altura de los muros:

$$H = 2.90 \text{ mt.}$$

### Cálculo de las Dimensiones:

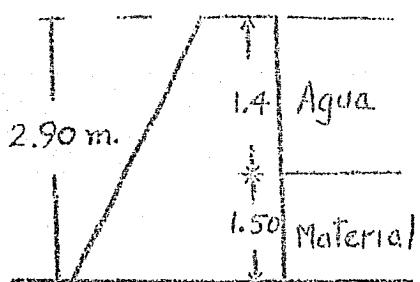


### CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS MUROS:

#### Muros exteriores:

Los muros están sujetos al empuje del agua y al del material filtrante; para calcular los muros se considera que el agua puede llegar hasta la corona del muro, por cualquier obstrucción del vertedor de desagüe. También se considera el empuje del material filtrante considerándole una densidad de 2.5 (con respecto al agua) y un 40% de vacíos. Se supone, por no tener el dato y quedar del lado de la seguridad, que el ángulo de reposo del material filtrante dentro del agua es de  $0^\circ$ . Se considera

ra como un solo material la arena y la grava.



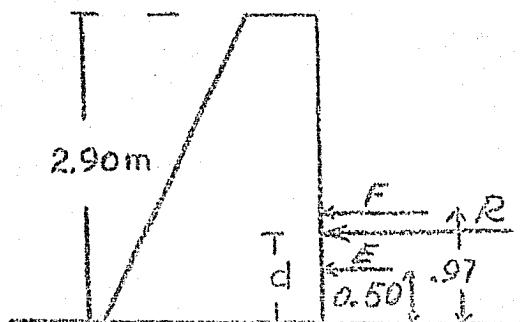
Calcularemos los empujes del agua y del material para conocer la resultante y su línea de acción.

$R$  = empuje del agua.

$E$  = empuje del material.

$$R = \frac{wh^2}{2} = \frac{1.000 \times 2.9^2}{2} = 500 \times 8.4 = 4.200 \text{ kg.}$$

$$R = 4.200 \text{ kg.}$$



FORMULA:

$$E = \frac{AT^2}{2} \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

en la que:

$A$  = Peso volumétrico del material sumergido.

$T$  = Espesor de la capa del material.

$\varphi$  = Ángulo de reposo del material.

En nuestro caso:

Densidad del material = 2.5 (respecto al agua).

Por el principio de Arquímedes, sabemos que dentro del agua la densidad será de 1.5 y como se considera un 40% de vacíos tenemos que el peso volumétrico dentro del agua (del material filtrante) es:

$$p_{vol.} = 1.5 \times 600 = 900 \text{ k/m}^3$$

$$\therefore A = 900 \text{ k/m}^3$$

$$T = 1.50 \text{ m.}$$

$$\rho = 0^\circ$$

entonces:

$$E = \frac{AT^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen}}{1 + \operatorname{sen}} = \frac{900 \times 1.5^2}{2} = 1.010 \text{ kg.}$$

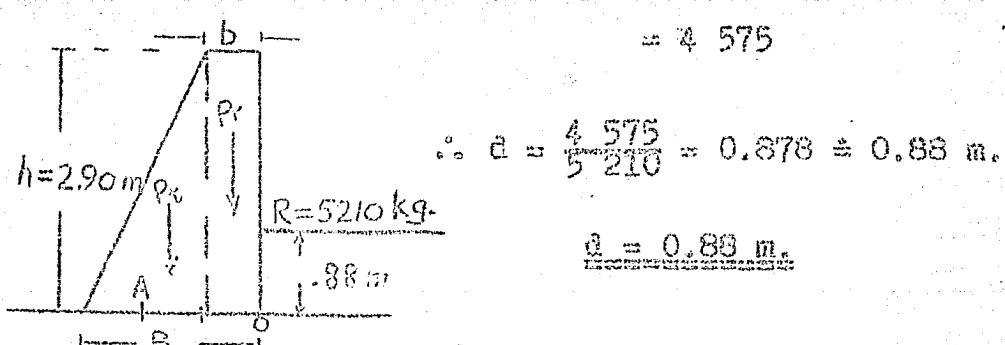
F está aplicada a 0.97 m. de la base y E a 0.5 m.

Para calcular la distancia a la que está aplicada la resultante tomamos momentos, con respecto a 0.

$$R = F + E = 4.200 + 1.010 = 5.210 \text{ kg.}$$

$$MOR = MOF + MOC$$

$$5.210 d = 4.200 \times 0.97 + 1.010 \times 0.5 = 4070 + 505 = \\ = 4.575$$



Si:

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$h = 2.9 \text{ m.}$$

La resultante del peso del muro y del empuje total, deberá pasar por el límite del tercio central de la base mayor de la sección, por tanto, si el peso volu-

métrico de la mampostería se considere de  $2\ 200 \text{ kg/m}^3$   
tenemos:

$$\text{Peso total} = P. \quad \Delta = \text{peso volumétrico de mampostería}.$$

$$\text{Peso rectáng.} = P_F. \quad P = P_p + P_t$$

$$\text{Peso triáng.} = P_t \quad P_p = 2.9 \times 0.3 \times 2\ 200 = 1\ 910 \text{ kg.}$$

$$P_t = \left(\frac{B - b}{2}\right) h A = \left(\frac{B - 0.3}{2}\right) 2.9 \times 2\ 200 =$$

$$= \frac{B - 0.3}{2} \cdot 6\ 390 = 3\ 195 B - 958 =$$

$$P_t = 3\ 195 B - 958.$$

Tomando momentos con respecto a A tenemos:

$$MaS = 0 = MaP_t + MaP_y - MaR = 0$$

$$MaP_t = (3\ 195B - 958) \frac{3 - 2B}{3} = (3195B - 958) \frac{B - 0.6}{3}$$
$$= 1\ 065 B^2 - 319.3B - 639.0B + 191.6 =$$

$$MaP_y = \frac{1\ 065 B^2}{3} - 958.3B + 191.6 =$$

$$MaP_y = 1\ 910 \times \left(\frac{2B}{3} - \frac{B}{2}\right) = 1.275B - 286.0 =$$

$$MaR = 5\ 210 \times 0.88 = 4\ 600 \text{ kg.m.}$$

$$0 = 1\ 065B^2 - 958.3B + 191.6 + 1.275B - 286.0 - 4.600 = 0$$

$$0 = 1\ 065B^2 + 536.7 B - 4\ 694.4 = 0$$

$$B^2 + 0.297B - 4.4 = 0$$

$$\therefore B = \frac{-297 \pm \sqrt{297^2 + 17.6}}{2}$$

$$\therefore \frac{-297 \pm \sqrt{1088 + 17.6}}{2} = \frac{-297 \pm \sqrt{1105.6}}{2}$$

$$B = \frac{-297 \pm 4.2}{2}$$

$$B = 1.95 \text{ m.}$$

$$P = \left( \frac{0.3 + 1.95}{2} \right) 2.9 \pi 2.200 = 7.180$$

$$P = 7.180 \text{ kg.}$$

$$R = 5.210 \text{ kg.}$$

#### MURO EXTERIOR DEL FILTRO.

Segundo procedimiento: Cálculo de los muros del filtro considerando la capa de agua como sobrecarga del material filtrante.

Empuje del material sin sobrecarga:

$\varphi$  = ángulo de reposo del material.

$\gamma = 1.900 \text{ k/m}^3$  (peso del material)

$$H = \frac{h^2 t}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

DATOS:

$$\varphi = 0^\circ$$

$$t = 1\ 900 \text{ k/m}^3 \quad \therefore H = \frac{1.5^2}{2} \times 1\ 900 = 2\ 140 \text{ kg.}$$

$$h = 1.5 \text{ m.} \quad H = 2\ 140 \text{ kg.}$$

Para la sobrecarga:

$t$  = peso vol. terraplén (material filtrante)

$p$  = peso vol. sobrecarga (en nuestro caso es agua)

$$h' = \frac{p}{t} =$$

$$h' = \frac{p}{t} = \frac{1\ 000}{1\ 900} = 0.527$$

$$H' = hh't \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= 1.5 \times 0.52 \times 1\ 900 \tan^2 45^\circ \text{ puesto}$$

$$\text{que } \varphi = 0^\circ$$

$$= 1.5 \times 0.52 \times 1\ 900 = 1\ 482 \text{ kg.}$$

$$H' = 1\ 482 \text{ kg.}$$

$$\text{Resultante } R = H + H'$$

Cálculo de  $R$  y su línea de acción:

$$R^2 = H \frac{h}{3} + H' \frac{h}{2}$$
$$R = \sqrt{\frac{1\ 482}{3} + \frac{2\ 140}{2}} = \sqrt{3\ 622} \text{ kg.}$$
$$\frac{h}{3} = 0.50 \quad \frac{h}{2} = 0.75$$

$$3\ 622 d = 2\ 140 \times 0.5 + 3\ 462 \times 0.75$$

$$= 1\ 070 + 1\ 115 = 2\ 185$$

$$\therefore d = \frac{2\ 185}{3\ 622} = 0.60 \text{ mt.}$$

En resumen:

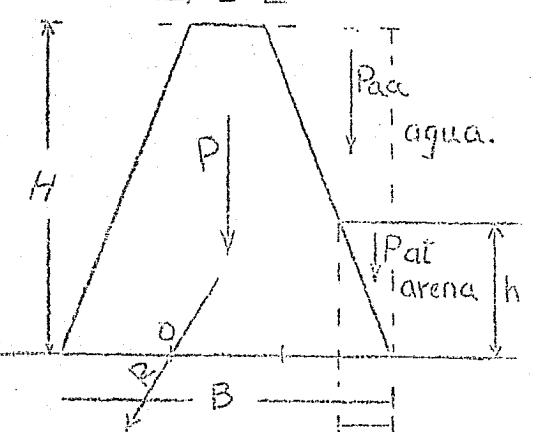
$R = 3622 \text{ kg.}$  ∵ Como estos resultados son menores  
 $d = 0.6 \text{ m.}$  que los obtenidos con el primer pro-  
cedimiento, se deja la R calculada.

### CALCULO DE LA SECCION DEL MURO CENTRAL.

Haciendo las mismas consideraciones que para el caso de los muros exteriores.

Empuje del agua:

$$F = \frac{whs}{2}$$



$$P = \left( \frac{B+b}{2} \right) H d$$

$d$  = peso vol. mampostería.

$w$  = peso vol. arena dentro del agua.

$h$  = peso del agua.

$H$  = alt. del agua.

$h$  = espesor del colchón de arena.

$E$  = Empuje agua.

$F$  = Empuje tierras.

$\varphi$  = ángulo de reposo del material dentro del agua

$$2 \alpha = 90^\circ - \varphi$$

$$E = \frac{wh^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}; = \frac{wh^2}{2} \tan^2 \alpha$$

Para que la resultante pase por el punto O, límite del tercio central, el momento de la resultante R debe ser igual a cero.

Por tanto, tomamos momentos con respecto a O de todas las fuerzas que actuan en el muro y los igualamos a cero.

Tomando momentos tenemos:

$$M_{OR} = 0 = MoP + MoP_{aa} + MoP_{at} - MoF - MoE$$

$$\therefore \left( \frac{B+b}{2} \right) Mo \frac{d}{6} + \left( \frac{B-b}{2} \right) \frac{wh}{2} \left( \frac{B+b}{2} \right) + \frac{\pi h^2}{4H} (B-b) \left( \frac{2B}{3} - \left( \frac{B-b}{2H} \right) h \right) -$$

$$= \frac{\pi h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{wh^2}{2} \tan^2 \alpha \frac{h}{3} = 0$$

$$\frac{B^2 H d}{12} + \frac{BbH d}{12} + \frac{wh}{2} \left( \frac{B^2}{4} - \frac{Bb}{4} + \frac{Bb}{12} - \frac{b^2}{12} \right) + \left( \frac{\pi h^2 B}{4H} - \frac{\pi h^2 b}{4H} \right) .$$

$$\left( \frac{2B}{3} - \left( \frac{Bh - bh}{6H} \right) \right) - \frac{wh^3}{6} - \frac{wh^3}{6} \tan^2 \alpha \approx 0$$

$$\frac{B^2 H d}{12} + \frac{BbH d}{12} + \frac{wh}{2} \left( \frac{B^2}{4} - \frac{Bb}{6} - \frac{b^2}{12} \right) + \frac{\pi h^2 B^2}{12H} - \frac{\pi h^2 B(Bh - bh)}{24H}$$

$$- \frac{\pi h^2 b B}{6H} + \frac{\pi h^2 b(Bh - bh)}{24H} - \frac{wh^5}{6} - \frac{wh^3}{5} = 0$$

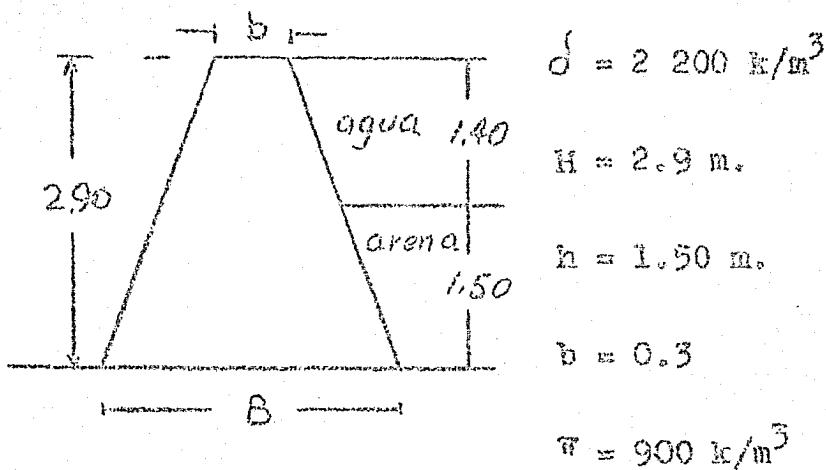
$$\frac{hd}{2} (B^2 + Bh) + \frac{wh}{24} (3B^2 - 2Bb - b^2) + \frac{\pi h^2}{12H} (B^2 - 2Bb) +$$

$$+ \frac{\pi h^3}{24H} (2Bb - b^2 - B^2) - \frac{\pi}{6} (H^2 - h^2) = 0$$

$$\frac{\pi d}{12} (B^2 + BB) + \frac{\pi H}{24} (3B^2 - 2BB - b^2) + \frac{\pi h^2}{12H} (B^2 - 2BB) =$$

$$= -\frac{\pi h^3}{24H} (B - b)^2 - \frac{\pi}{3} (H^3 - h^3) = 0$$

S1:



$$\frac{2.9 \times 2200 (B^2 + BB)}{12} + \frac{100 \times 2.9 (3B^2 - 6B - 0.09)}{24} + \frac{900 \times 1.5^2}{12 \times 2.9} (B^2 - 6B) -$$

$$- \frac{900 \times 1.5^3}{24 \times 2.9} (B - 0.3)^2 - \frac{1000}{6} (2.9^3 - 1.5^3) = 0$$

$$531(B^2 + BB) + 127(3B^2 - 6B - 0.09) + 58.1(B^2 - 6B) - 15.0(B - 0.3)^2 -$$

$$- 167(24.1 - 3.39) = 0$$

$$531B^2 - 159.3B + 381B^2 - 76.2B - 11.42 + 58.1B^2 - 34.56B -$$

$$- 15(B^2 - 6B + 0.09) - 167(24.1 - 3.39) =$$

$$912B^2 + 59.36B^2 \approx 76.2B = 159.36 = 54.865$$

$$970.13^2 - 270.36B - 15B^2 + 9.0B = 1.35 = 3450 = 11.42 = 0$$

$$955B^2 - 270.36B + 2.7 = 3462.77 = 0$$

$$955B^2 - 270.36B - 3460.0 = 0.$$

$$B^2 - 0.283B - 3.62 = 0$$

$$B = \frac{+ .283 \pm \sqrt{0.08 + 14.5}}{2}, \quad 0.283 \pm \frac{\sqrt{14.58}}{2}$$

$$= \frac{+ 0.283 \pm 3.82}{2}$$

COMPROBACION GRAFICA:  $B = \frac{4.1}{2} = 2.05; \quad B \approx 2.00$

Si  $H = 2.9$

$$P = \left(\frac{B+b}{2}\right) h d = 2.9 \times 2200 =$$

$$P = 7350 \text{ kg.}$$

$$F = \frac{Wl^2}{2}$$

$$S^2 = 2.9^2 + .85^2 \approx .4 \approx .72$$

$$S^2 = 9.12; \quad S = 3.02$$

$$P = \frac{1000 \times 2.9 \times 3.02}{2}$$

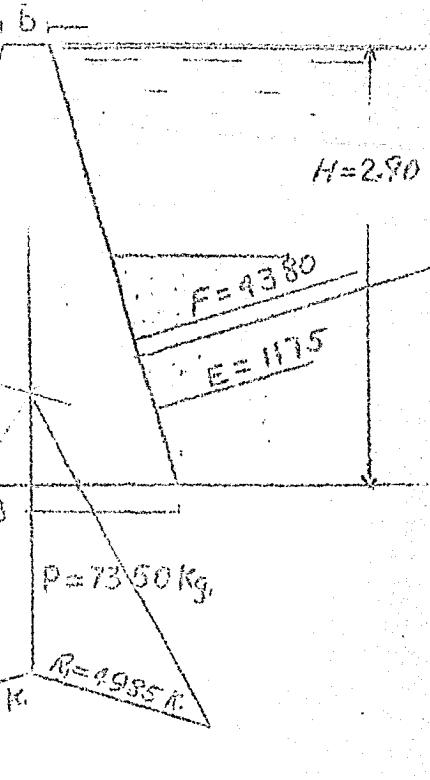
$$P = 4380 \text{ kg.}$$

$$E = \frac{\pi h s^2}{2} = \frac{900 \times 1.5 \times 1.56}{2}$$

$$E = 1175 \text{ kg.}$$

$$\text{Si } H = 2.7$$

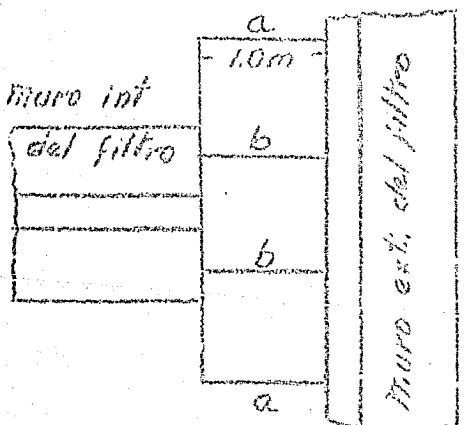
$$P = \frac{1000 \times 2.7 \times 2.61}{2} = 3810 \text{ kg.}$$



ESC.: Líneas; 1:50  
Fuerzas; 1cm = 2 Ton.

### CALCULO DE LOS MUROS DE CONCRETO PARA LAS CAMARAS COLECTORAS:

(Se calculan sólo por agua, ya que ésta llega a la caja colectora antes de que se llene el filtro y por consiguiente contrarresta el empuje).



#### Cálculo de la losa a

Trabajará como cantiliver empotrada en el muro exterior con carga uniformemente repartida en su longitud, carga que varía con la profundidad.

PLANTA.

Cargas:

$$P = wA$$

$$\text{si } h = 2.9 \quad p = 1\ 000 \times 2.9 = 2\ 900 \text{ k/m.}$$

(Se considera  $h = 2.9$  para el caso más desfavorable, que el agua subiera hasta la corona del muro.)

$$M = \frac{2\ 900 \times 1^2}{2} = 1\ 450 \text{ kg.m.} = 145\ 000 \text{ kg.cm.}$$

$$\text{si } f_g = 50 \text{ k/c}^2 \quad k = 0.3846$$

$$n = 15 \quad j = 0.8718$$

$$f_g = 1\ 200 \text{ kg/c}^2 \quad p = 0.008$$

$$K = 8.3826$$

$$M = Kbd^2 \dots \text{ Si } b = 100 \text{ cm.}$$

$$145\ 000 = 8.38 \times 100 \times d^2 ; d^2 = \frac{145\ 000}{838} = 173$$

$$d = 13.2 \text{ cm.} \quad D = 18 \text{ cm. (recubrimiento 5 cm.)}$$

$$A_s = 13.2 \times 100 \times 0.008 = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \phi = 3/8" \text{ N° de vs.} = 15. \text{ por mt. } @ 6.8 \text{ cm. } \textcircled{C}$$

Esfuerzo cortante:

$$R = V = 2\ 900 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{bja} = \frac{2\ 900}{100 \times 87.1 \times 13.2} = \frac{2\ 900}{97.1 \times 13.2} = 2.5$$

$$= 2.5 \text{ k/c}^2$$

como  $v = 0.02 f_c^{\frac{1}{2}} = 2.5 \text{ k/c}^2$  está bien.

$$v = 2.62 \text{ k/c}^2$$

$$f_c^{\frac{1}{2}} = 125 \text{ k/c}^2$$

$$u = 0.05 f_c^{\frac{1}{2}}$$

$$3/8'' = .95 \text{ cm.}$$

$$l = \frac{f_s \phi}{2u} = \frac{1200 \times .95}{2 \times 6.25} = 91.5 \text{ cm.}$$

El empotramiento de la losa dentro del muro será de 0.50 metro.

Para una profundidad de 1.9 m. :

tenemos:  $P = wh = 1000 \times 1.9 = 1900 \text{ kg.}$

$$M = \frac{1900 \times 1}{2} = 950 \text{ kg.m.} = 95000 \text{ kgm.}$$

$$\text{Si } M_s = A_s f_y j d \therefore A_s = \frac{M_s}{f_y j d} = \frac{95000}{1200 \times 0.87 \times 15.2} = \frac{95000}{15780} = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.89 \text{ cm}^2 \text{ vs. de } 3/8'' = 20 \text{ vs}^2/\text{m. } @ 10 \text{ cm. } \textcircled{2}$$

Longitud de anclaje: es también de 0.5m. porque el acero está igualmente fatigado.

Para 0.9 m. de profundidad:

$$P = wh = 1000 \times .9 = 900 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{900 \times 1}{2} = 450 \text{ kg.m.} = 45000 \text{ kgcm.}$$

Si  $d = 13.2 \text{ cm.}$  y  $M_s = 45\ 000 \text{ kg.cm.}$

como  $M_s = A_s f_s J d$

Tenemos:  $A_s = \frac{M_s}{f_s J d}$  sustituyendo:

resulta  $A_s = \frac{45\ 000}{I\ 200 \times 0.87 \times 13.2} = \frac{45\ 000}{13\ 780} = 3.28 \text{ cm}^2$

Nº de vs. de  $\phi = 3/8^\circ \dots \frac{3.28}{0.71} = 4.6$  o sea que se

pondrán vs. de  $3/8^\circ$  a cada  $22 \text{ cm. c. a. c.}$

### Cálculo de la viga:

Tomando los momentos como se ve en la figura (ver especificaciones)

$M_2$	$M_4$	$M_3$	$M_1$
$M$	$M_y$	$M_z$	$M$

tenemos:

para una profundidad de  $2.9 \text{ mts.}$

$$W = wh = 1\ 000 \times 2.9 = 2\ 900 \text{ kg/m.}$$

$$wl^2 = 2\ 900 \times 1.^2 = 2\ 900$$

$$\therefore M = \frac{wl^2}{24} = \frac{2\ 900}{24} = + 121 \text{ kg.m.} = + 12\ 100 \text{ kg/cm.}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{10} = \frac{2\ 900}{10} = 290 = + 29\ 000 \text{ kg.cm.}$$

$$M_3 = \frac{wl^2}{10} = + 29\ 000 \text{ kg. cm.}$$

$$M_4 = \frac{wl^2}{12} = \frac{2\ 900}{12} = + 24\ 200 \text{ kg.cm.}$$

Proporcionamos la sección con:

$$M = 290,000 \text{ kg.cm.}$$

Si:

$$f_c = 50 \text{ k/cm}^2 \quad K = 0.3846$$

$$n = 15 \quad J = 0.8718$$

$$f_s = 1,200 \text{ k/cm}^2 \quad P = 0.008$$

$$X = 8.3826$$

$$M = Kbd^2$$

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

Tenemos:

$$29000 = 8.38 \times 100 d^2$$

$$d^2 = \frac{29000}{838} = 34.5$$

$d = 6 \text{ cm.} \therefore b = 16 \text{ cm. (rec. } 5 \text{ cm.) en cada lado}$

$$As = pbd \therefore As = 0.008 \times 6 \times 100 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Nº de vs. de  $3/8"$  por metro de ancho de losa.

$$Nvs = \frac{4.8}{14.5} = 7 \text{ vs. a } 14.5 \text{ cm. c. a. c.}$$

La losa estará doblemente armada para resistir tanto el momento negativo como el positivo, que son iguales.

Esfuerzo cortante:  $T = V + \frac{M_d - M_i}{l} =$

$$R = V = \frac{2900}{2} = 1450 \text{ kg}; v = \frac{V}{bJd} = \frac{1450}{100 \times .87 \times 6} = \frac{1450}{521}$$

v = 2.79 Como esta losa está doblemente armada podemos tomar  $3\% f_c^{\frac{1}{2}}$  ∴ la losa resiste sin armadura especial.

$$v = .03 \times 125 = 3.75 \text{ k/cm}^2$$

#### Cálculo de los vertedores en la cámara colectora:

Datos:

$$Q = 51, \text{ p.s.}$$

Fórmula de Francis :

$$L = 60 \text{ cm.}$$

$$Q = 1.838 L H^{3/2}$$

$$0.005 = 1.83 \times 0.6 \times H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = \frac{0.005}{1.83 \times 0.6} = 0.005$$

$$H = 0.03 \text{ mt.}$$

∴ La cresta del vertedor que será hecho con fierro ángulo de 2" estará a  $(6 + 2 + 3 = 11)$  11 cm. abajo del nivel normal del agua del filtro (0, a 17 cm. abajo del nivel máximo del agua).

Pérdida de carga a través del filtro = 6.0 cm.

" " " dren = 2.00 "

Carga del vertedor para dar 51, p.s. = 3.0 "

NOTA: Los datos obtenidos por el cálculo serán ciertos siempre que se verifiquen las condiciones supuestas, del diámetro efectivo de la arena y coeficiente de uniformidad. Antes de construirse debe tenerse la seguridad de obtener la arena y materiales especificados.

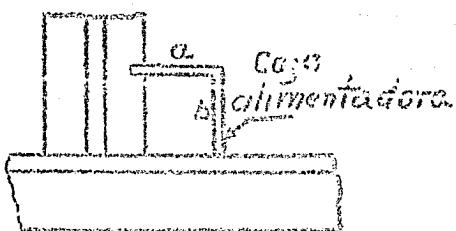
Caja Alimentadora:

2850 k/m.

1.0 m. ——————

(en el fondo)

(a medida que aumenta el cloro disminuye la carga.)



Como el caso más desfavorable es cuando la arena está mojada, considero el ángulo de talud igual a 0 (cero) ya si bien esto no es cierto, está del lado de la seguridad y no muy alejado de la realidad.

Peso volumétrico de la arena (con 40% de vacío) = 1 500 k/m<sup>3</sup>.

Como el 40% de vacíos está lleno de agua en el caso más desfavorable, tenemos que el "peso volumétrico" del material es 1 900 k/m<sup>3</sup>.

∴ La presión a 1.5 m. de profundidad es:

$$p = wk = 1 900 \times 1.5 = 2 850 \text{ kg/m}^2$$

Como esta losa tendrá ciertos empotramientos en sus extremos, por especificaciones tenemos:

$$\Delta \frac{\pi l^2 / 8}{\Delta} \therefore M = \frac{\pi l^2}{8} = \frac{2350 \times l^2}{8} = 356 \text{ kg.m.} = 35600 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{(+)} \text{ máx.} = 35600 \text{ kg.cm.}$$

$$\frac{\pi l^2}{24} = \frac{\pi l^2}{24}$$

$$M_{(-)} = \frac{\pi l^2}{24} = \frac{2850 \times l^2}{24} = 119 \text{ kg.m.} = 11900 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{(-)} = 11900 \text{ kg.cm.}$$

Como el claro es chico primero vemos que fatiga pue de soportar el acero, por adherencia.

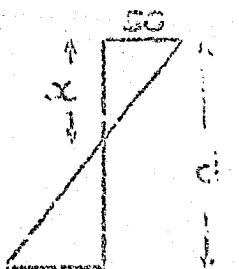
$$\text{Longitud de anclaje} = l. \quad \text{si } \phi = 3/8" = 0.95 \text{ cm.}$$

$$\text{Fatiga del acero} = f_s / u = 0.05 f_c^1 = 6.25 \text{ k/c}^2$$

$$\text{Diámetro de la varilla} = \phi$$

$$\text{Coeficiente de adherencia} = /u$$

$$l = f_s \frac{\phi}{u} \quad \therefore f_s = \frac{l u}{\phi} = \frac{100 \times 6.25}{0.95} = 560$$



$$f_s = 660 \text{ k/c}^2$$

$$\text{si } N = 15$$

$$f_c = 50 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{560}{15} = 44$$

$$f_s = 660 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{44 + 50}{d} = \frac{50}{X}, \quad \frac{94}{50} \frac{d}{X} = 1.88 \quad \therefore$$

$$X = 0.53 d.$$

$$\text{compresión total} = C = f_c \frac{\pi}{4} b^2 = \frac{50 \times 0.550 d}{2} = 100 = 1325 \text{ d.}$$

$$\text{brazo del par} = Jd = d - \frac{D}{2} = d - \frac{53d}{3} = d - 0.18d = 0.82d = 0.826$$

$$\text{Tensión total} = T = Asf_s$$

$$Mc = Cjd = 1325d \cdot 0.82d = 1090 d^2$$

$$Ms = Asf_s jd = 660 \times 0.82d \therefore As = 540d \text{ As}$$

$$\text{si } Mc = 1090 \text{ d.}^2$$

$$\text{y como } M = 35600 \text{ kg.cm.}$$

tenemos:

$$d^2 = \frac{35600}{1090} = 33 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 5.75 \pm 6 \text{ cm.} \quad \therefore Jd = 4.9 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{M}{f_s Jd} = \frac{35600}{660 \times 4.9} = 11. \text{ cm.}$$

$$\text{Si } \phi = 3/8" \text{ As.} = .71 \text{ cm.}^2 \therefore \text{Nº de vs. de } 3/8" = 15.5$$

Sea vs. de  $3/8"$  a  $7 \text{ cm.}$  C. a C.

Para el momento negativo:

$$M = Asf_s jd$$

$$M(-) = 11900 \text{ kg.cm.} \cdot 11900 = As \cdot 660 \times 6 \times .87 = 3450 \text{ As}$$

$$\therefore As = \frac{3450}{11900} = 2.9 \text{ cm.}^2$$

M<sub>2</sub> de re. de 3/8" = 4 ó sea vs. de 3/8" a 25 cm. G. a G.

Esfuerzo cortante:

$$R = V = \frac{2850}{2} = 1425 \text{ kg.}$$

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{1425}{100 \times 37 \times 6} = 2.73 \text{ k/cm}^2$$

Como se van a doblar barras en los extremos para resistir los momentos negativos, la pieza puede resistir el 3% de  $f_c^2$  que es:

$$V = 0.03 \times 125 = 3.75 \text{ k/cm}^2$$

Cálculo de la pieza b.

Recibe la reacción de g y trabaja como cantiliver bajo la acción del empuje del material filtrante.

$$\begin{aligned} M &= \frac{W_2}{2} \times 142500 \text{ Kg cm: Si } f_c = 50 \text{ k/cm}^2 & K &= 0.384 \\ && f_s = 1200 \text{ k/cm}^2 & J &= 0.871 \\ && n = 15 & P &= 0.008 \\ && & K &= 8.382 \end{aligned}$$

$$M = Kbd^2 = 142500 \approx 8.38 \cdot 100 \cdot d^2 \quad \text{d = 13 cm.}$$

$$D = 16 \text{ cm}$$

$$As = Pbd = 0.008 \cdot 13 \cdot 100 = 10.4 \text{ cm}^2$$

o sea, vs. de  $\mu = 3/8"$  a circa 6 b cm c.a.c.

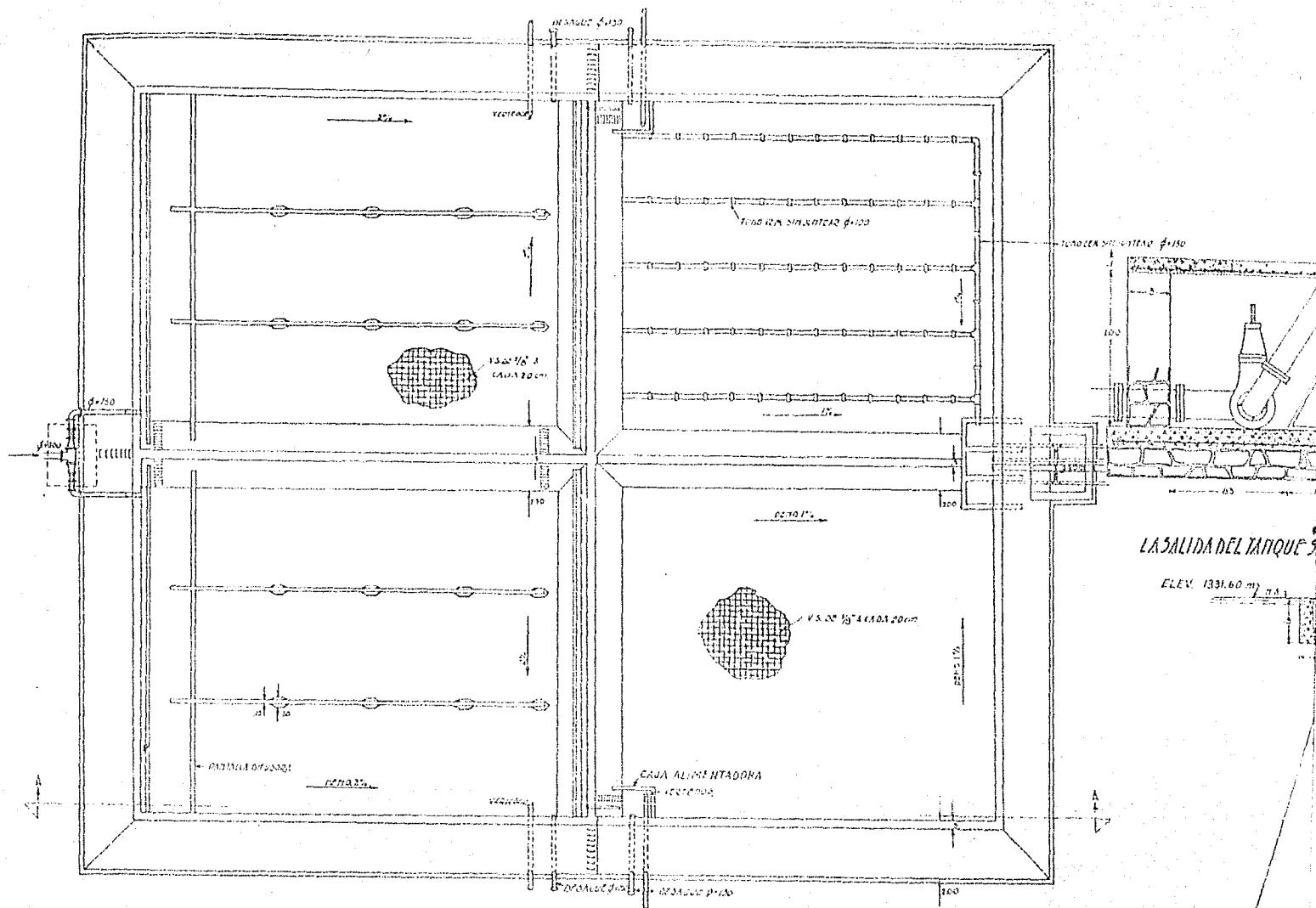
$$\text{Esfuerzo cortante: } T = \frac{V}{bd} = \frac{285}{100 \cdot 87 \cdot 13} = 2.6 \text{ kgs/cm}$$

" " está bien.

$$\text{Adherencia: } 1 \text{ s } \frac{f_s \mu}{2 u} = \frac{1200}{2 \cdot 0.25} = 91.6 \text{ cm, } \text{esta bien}$$

## PLANTA DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES Y FILTROS

LA LLEGA.



CHOLEST

TANQUE SEDIMENTADOR

ELEV. 1331.60 m. >

ALTO LENO

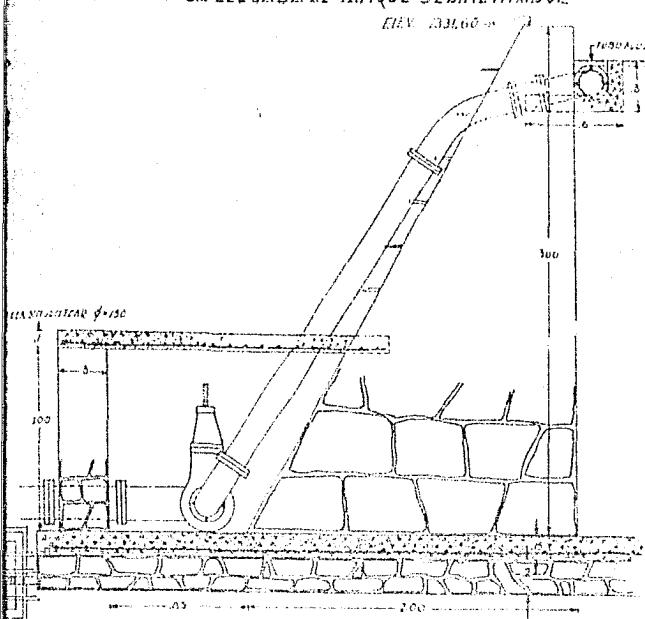
CEM 1331.20

This aerial photograph shows a coastal scene. On the left is a sandy beach with some low-lying vegetation. The ocean is visible to the right. A small, simple structure is located on the beach, with the word "AGUA" written above its entrance. The terrain appears to be a mix of sand and low-lying plants.

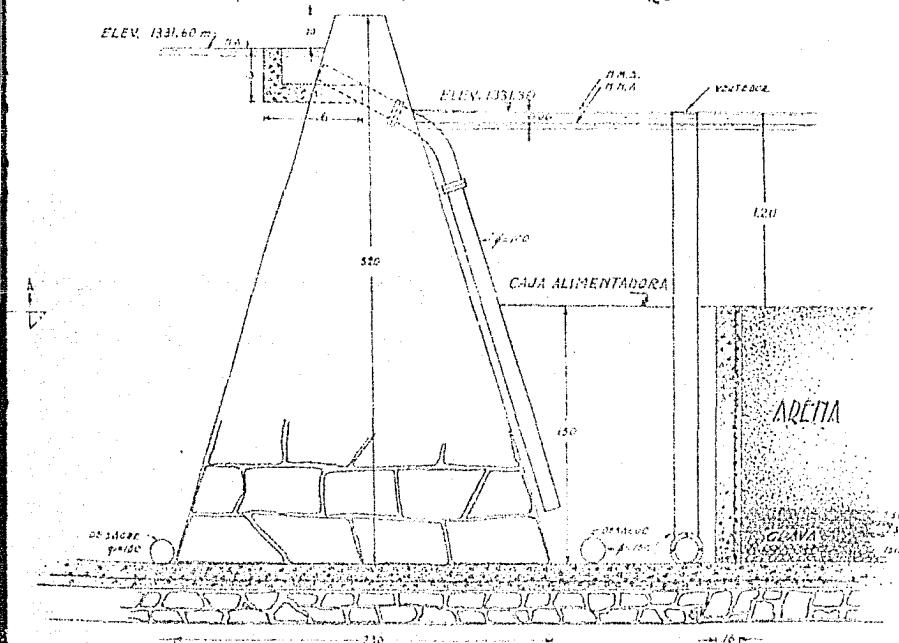
## ESCALA GRÁFICA

# DETALLES DE:

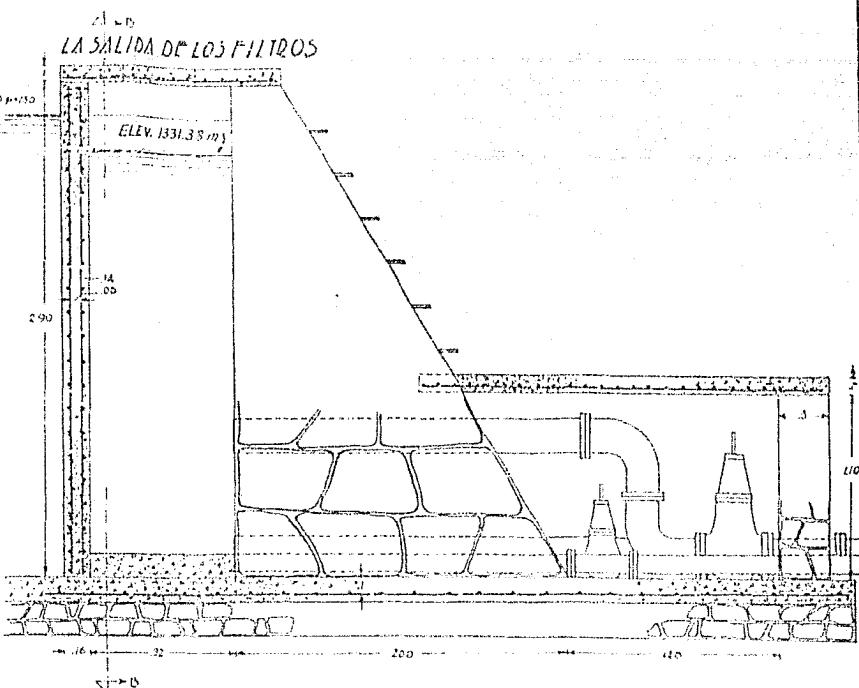
LA LLEGADA AL TANQUE SEDIMENTADOR



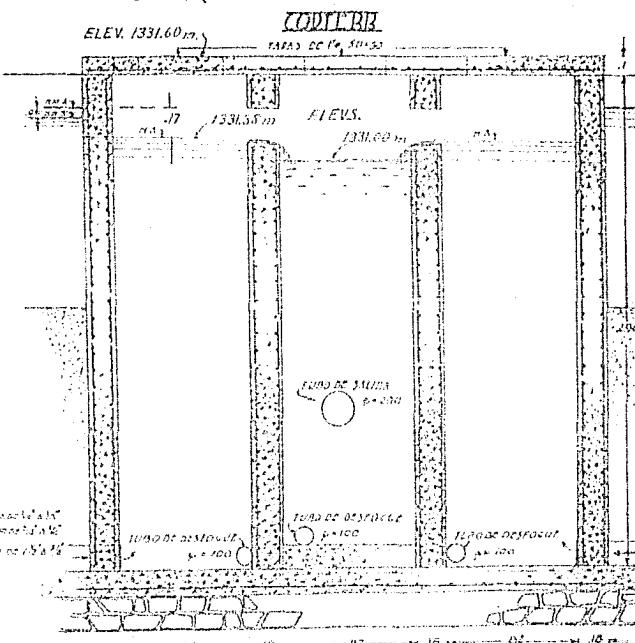
LA SALIDA DEL TANQUE SEDIMENTADOR Y ALIMENTACION DEL FILTRO



LA SALIDA DE LOS FILTROS



LAS CAJAS COLECTORAS DE LOS FILTROS



ESTAQUILLA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NAC DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
CHILPANCINGO GUERRERO  
PLANTA DE TRATAMIENTO  
TESIS PROFESIONAL  
ARIEL MORALES ROMERO  
MEXICO 1943 PLANO N° 0

## VI

TANQUE DE REGULARIZACION.

El tanque de regularización, que está construído, se hace necesario porque el régimen de demanda es diferente al régimen de la línea de conducción.

El tanque tiene una capacidad de 150 m<sup>3</sup> y está situado en el cerro de la Cruz, teniendo una cota de plantilla de: 1 328.00 m.

Para ver si la capacidad de este tanque es suficiente, la calcularemos atendiendo al régimen de demandas, correspondiente a la variación horaria del día de consumo medio, tomando en cuenta la dotación máxima que tendrá la población, tanto la surtida con tomas con la surtida con hidrantes.

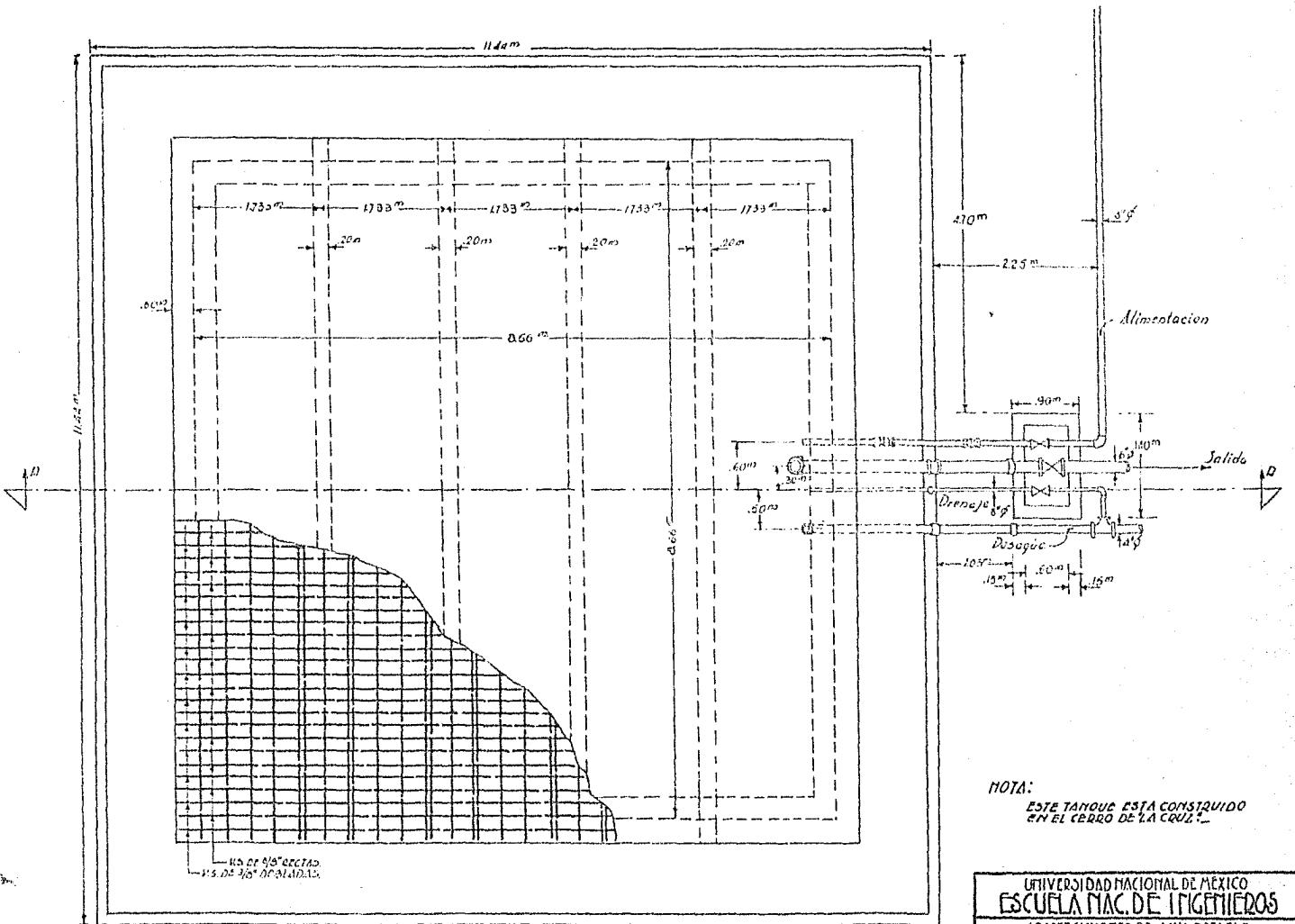
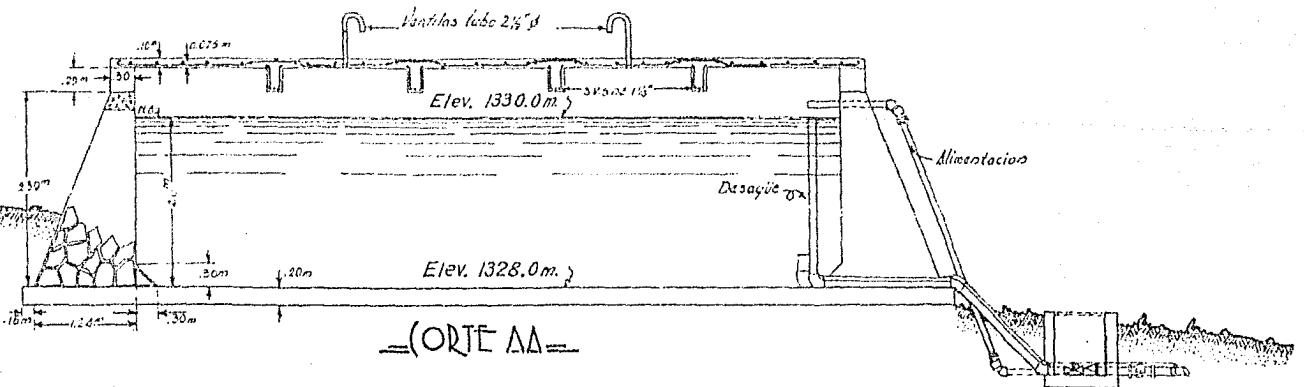
Se toma el régimen de demanda que corresponde a las poblaciones que como Chilpancingo tienen un clima templado, población no mayor de 10 000 habitantes.

Habs. surtidos con toma .... 2 171 con 170 l.p.h.d.

Habs. surtidos con hidr.... 6 571 con 75 l.p.h.d.

$$\text{Demanda media horaria (tomas)} = \frac{369}{27} = 13.37 \text{ m}^3/\text{hora (100\%)}$$

$$\text{Demanda media horaria (hidr.)} = \frac{492.8}{27} = 18.23 \text{ m}^3/\text{hora(100\%)}$$



PLANTA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MÉXICO  
ESCUELA NAC. DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
CHILPANCINGO GUERRERO  
TANQUE REGULADOR DE 150 m<sup>3</sup>  
TESIS PROFESIONAL  
ARTEL MORALES ROMBAO  
MÉXICO D.F. 1945 [BLANCO]

Las dotaciones para habitante surtido con toma de 170 litros por habitante y por día, y de 75 litros por habitante y por día para los surtidos con hidrante, se obtuvieron fijando primero la dotación de 75 l.p.h.d. y después viendo que dotación podía darse a los surtidos con toma, resultando la ya apuntada de 170 l.p.h.d. la cual es también aceptable, por lo que tomando en cuenta estas dotaciones y regímenes de demanda correspondientes se calculó el volumen del tanque y los gastos de la red, de distribución.

El volumen del tanque se calculó como muestra la siguiente tabla, en que se tienen los regímenes de demandas en ſ horas y los consumos en metros cúbicos por hora, obteniendo que:

$$\text{volumen del tanque} = V = 135.8 + 69.99 = 205.08 \text{ m}^3.$$

**CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE CON LAS DOTACIONES**

**MAXIMAS DE 170 y 75 l. POR HABITANTE POR DIA.**

Horas	Tomas	Consumo % tomas	Hidran.	Consumo % hidran.	Consumo Total	Q. de lie gada.	Dife.	Acre.
0-1	45	6.93	0	0.0	6.93	36.0	29.07	29.07
1-2	45	6.93	0	0.0	6.93	36.0	29.07	58.14
2-3	45	6.93	00	0.0	6.93	36.0	29.07	87.23
3-4	45	6.93	0	0.0	6.93	36.0	29.07	116.28
4-5	45	6.93	50	10.27	17.20	36.0	18.80	135.08
5-6	60	9.24	150	30.80	40.04	36.0	- 4.04	131.04
6-7	90	13.86	200	41.07	54.93	36.0	- 18.93	112.11
7-8	135	20.79	200	41.07	61.86	36.0	- 25.86	86.25
8-9	150	23.10	150	30.80	53.90	36.0	- 17.90	68.35
9-10	150	23.10	150	30.80	53.90	36.0	- 17.90	50.45
10-11	150	23.10	100	20.53	43.63	36.0	- 7.63	42.82
11-12	140	21.56	100	20.53	42.09	36.0	- 6.09	36.73
12-13	120	20.48	100	20.53	41.03	36.0	- 5.03	31.70
13-14	140	21.56	100	20.53	42.09	36.0	- 6.09	25.61
14-15	140	21.56	150	30.80	52.36	36.0	- 15.36	9.25
15-16	130	20.02	200	42.07	61.09	36.0	- 25.09	- 15.84
16-17	150	20.02	200	41.07	61.09	36.0	- 25.09	- 40.93
17-18	120	19.45	150	30.80	49.25	36.0	- 13.25	- 54.18
18-19	100	15.37	130	26.27	41.64	36.0	- 5.64	- 59.82
19-20	100	15.37	150	30.80	46.17	36.0	- 10.17	- 69.99
20-21	90	13.87	100	20.53	34.40	36.0	1.60	- 68.39
21-22	90	13.87	20	4.10	17.97	36.0	18.03	- 50.36
22-23	80	12.30	0	0.00	12.30	36.0	23.70	- 26.66
23-24	60	9.23	0	0.00	9.23	36.0	26.77	00.00
				863.89				

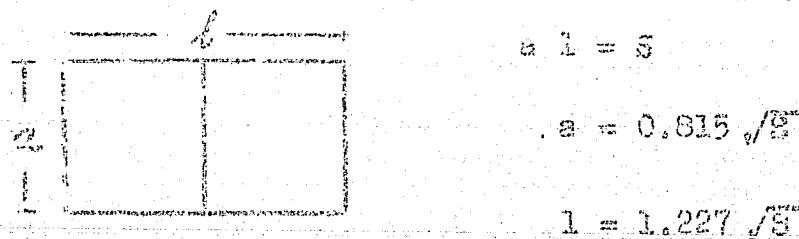
Como la capacidad del tanque construido es de  $150 \text{ m}^3$  y se necesita una capacidad de  $205 \text{ m}^3$ , los  $55 \text{ m}^3$  faltantes se almacenarán en un tanque que se construirá en la esquina de las calles de Cuauhtémoc y Liceaga, para que al mismo tiempo que almacene, sirva para romper presión, pues como las tuberías principales serán de asbesto cemento y éstas se construyen para trabajar a 50 m. de carga, no podrían soportar la carga que tendrían sin este tanque ya que el desnivel máximo es 75.12 m. (entre el tanque ya construido, de  $150 \text{ m}^3$  y el punto más bajo de la red).

Para que los dos tanques tengan funciones de regularización, este último llevará válvulas que cierran automáticamente, con flotadores, para que una vez lleno, el agua se almacene en el tanque ya construido.

#### Proyecto del tanque de $55 \text{ m}^3$ .

Será de dos cámaras para poder limpiar o reparar una, sin interrumpir el servicio.

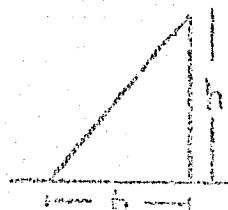
Perímetro económico para dos compartimentos de sección rectangular:



para obtener las dimensiones económicas del tanque consideramos que tanto los muros exteriores como el centro son de sección triangular, para facilidad en el

cálculo, aunque en realidad serán de sección trapezoidal; pero esto no nos aleja mucho del tanque más económico.

### Sección muro exterior:



$w = \text{peso específico del agua}$

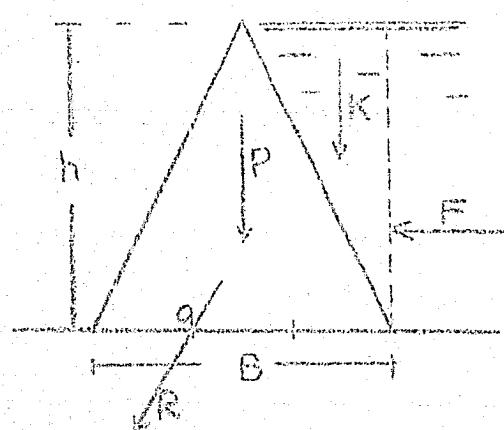
$$b = h \sqrt{\frac{w}{w_1}} \quad w_1 = \text{"volumen manpostería."}$$

en nuestro caso si  $w = 1.000 \text{ kg/m}^3$

$$w = 2.200 \text{ kg/m}^3 \therefore \sqrt{\frac{1.000}{2.200}} = .672$$

Base del muro exterior  $\therefore b = .672 h$

### Muro interior:



Condición: La resultante de todas las fuerzas debe pesar el límite del tercio medio; (punto 0)

$$R = \frac{P + F}{2} w$$

$$F = \frac{w h^2}{2}$$

$$P = \frac{B h}{2} w$$

tomando momentos con respecto a 0 tenemos:

$$M_O P + M_O K = M_O F$$

$$M_O P = \frac{P h}{2} \cdot \frac{5}{6}$$

$$M_O K = \frac{P h}{4} \cdot \frac{5}{2}$$

$$M_F = \frac{w}{2} \frac{h^2}{3}$$

$$\frac{B^2 h w}{12} + \frac{B^2 h w}{8} - \frac{w h^3}{6} = \frac{B^2 h w}{12} + \frac{B^2 h w}{8} - \frac{w h^3}{6} \approx 0$$

Dividiendo entre  $w$ :

$$\frac{B^2 h w}{12w} + \frac{B^2 h}{8} - \frac{h^3}{6} = 0; \frac{B^2 h}{12} \left( \frac{w}{w} + 1.5 \right) - \frac{h^3}{6} = 0$$

$$\text{Si } \frac{w}{w} + 1.5 = Q$$

$$\frac{Q}{12} B^2 h = \frac{h^3}{6}; B^2 = \frac{2 h^2}{Q h} = \frac{2}{Q} h^2$$

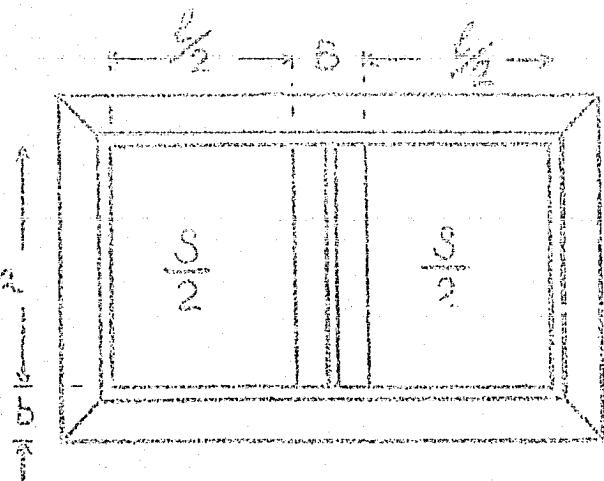
$$B = h \sqrt{\frac{2}{Q}}$$

Si en nuestro caso  $w = 2200 \text{ k/m}^3$  y  $w = 1000 \text{ k/m}^3$

$$Q = \frac{2200}{1000} + 1.5 = 2.2 + 1.5 = 3.7$$

$$\sqrt{\frac{2}{3.7}} = \sqrt{0.54} = 0.735$$

$$\therefore B = 0.735 h$$



Costo del piso:

$$P = (a + 2b)(l + B + 2b) \cdot c_1$$

en que  $c_1$  es, espesor del piso y  $c_1$  costo por  $\text{m}^3$  de piso.

Poniendo  $P$  en función de  $h$  (altura tanque) tenemos que:

$$a = 0.815 \sqrt{h}$$

$$S = \frac{V}{h}$$

$$l = 1.227 \sqrt{h}$$

$$b = 0.672 h$$

$$B = 0.735 h$$

$c_1$  = constante

$c_2$  = constante

$$P = (0.814 \sqrt{\frac{V}{h}} + 1.344 h)(1.227 \sqrt{\frac{V}{h}} + 0.735 h + 1.344 h) \cdot c_1$$

$$P = (\frac{V}{h} + 0.6 \sqrt{h} + 1.095 \sqrt{Vh} + 1.64 \sqrt{Vh} + 0.985 h^2 + 1.8 h^2) \cdot c_2$$

el costo total del tanque es igual

a la suma de los costos: del piso, del techo y de los muros (no se consideran aplanados).

Longitud del muro intermedio =  $a$

$$P = \left( \frac{V}{h} + 3.335 \sqrt{Vh} + 2.785 h^2 \right) \cdot C_1$$

Costo muros:

$$M = \left[ (1 + B + b) 2 + (a+b) 2 \right] \frac{0.672 h \cdot h}{2} C_2 + a \left( \frac{0.735 h^2}{2} \right) C_2$$

$C_2$  = costo de  $m^3$  de mampostería.

poniendo todo en función de  $h$  tenemos:

$$M = \left[ (1.227 \sqrt{\frac{V}{h}} + 0.735 h + 0.672 h) 2 + (0.815 \sqrt{\frac{V}{h}} +$$

$$+ 0.672 h) 2 \right] 0.336 h^2 C_2 + 0.815 \sqrt{\frac{V}{h}} 0.367 h^2 C_2$$

$$= \left( (2.454 + \sqrt{\frac{V}{h}} + 1.470 h + 1.344 h) + (1.630 \sqrt{\frac{V}{h}} + 1.344 h) \right)$$

$$0.336 h^2 C_2 + 0.299 \sqrt{\frac{V}{h}} h^2 C_2$$

$$M = (4.08 \sqrt{\frac{V}{h}} + 4.158 h) 0.336 h^2 C_2 + 0.299 \sqrt{\frac{V}{h}} h^2 C_2$$

$$M = C_2 1.37 \sqrt{vh} + 1.4 h^3 C_2 + 0.299 \sqrt{vh} h^2 C_2$$

$$M = 1.669 \sqrt{vh} C_2 + 1.4 h^3 C_2$$

Costo techo:

$C_1$  = espesor medio de la losa.

$$T = (1 + B) a C_1 C_3$$

$C_3$  = costo por  $m^3$  de losa.

Poniendo todo en función de  $h$  queda:

$$P = (1.227 \sqrt{\frac{V}{h}} + 0.735 h) 0.815 \sqrt{\frac{V}{h}} e_1 e_3$$
$$= (\frac{V}{h} + 0.6 \sqrt{Vh}) e_1 e_3$$

Para tener el costo total sumamos los valores de  $P$ ,  $M$  y  $T$ .

En nuestro caso:

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$e_1 = 0.15 \text{ m. .... (espesor medio supuesto)}$$

$$c_1 = 100.00 \text{ $/m}^3$$

$$c_2 = 40.00 \text{ $/m}^3$$

$$c_3 = 155.00 \text{ $/m}^3 \quad e_1 \times e_3 = 23.25$$

$$C = (\frac{V}{h} + 3.35 \sqrt{Vh} + 2.785 h^2) e c_1 + 1.669 \sqrt{Vh} c_2 +$$
$$+ 1.4 h^3 c_3 + (\frac{V}{h} + 0.6 \sqrt{Vh}) e_1 e_3$$

Poniendo los valores de espesores y costos tenemos:

$$C = 20 \frac{V}{h} + 66.7 \sqrt{Vh} + 55.7 h^2 + 66.60 \sqrt{Vh} + 56.0 h^3 +$$

$$+ 23.25 \frac{V}{h} + 13.9 \sqrt{Vh}$$

$$C = 43.25 \frac{V}{h} + 147.2 \sqrt{Vh} + 56.0 h^3 + 55.7 h^2$$

Sustituyendo a V por su valor:  $V = 55 \text{ m}^3$

tenemos:

$$C = 2380 h^{-1} + 1090 \sqrt{h} + 56.0 h^3 + 55.7 h^2$$

Derivando con respecto a h, e igualando a cero:

$$\frac{dC}{dh} = -2380 h^{-2} + \frac{1090}{2} h^{-1/2} + 3 \times 56.0 h^2 + 2 \times 55.7 h =$$

$$= -2380 h^{-2} + 545 h^{-1/2} + 168.0 h^2 + 111.4 h =$$

Para ver si es máximo o mínimo hacemos la 2<sup>a</sup> derivada y vemos el signo:

$$\frac{d^2C}{dh^2} = 2 \times 2380 h^{-3} - \frac{545}{2} h^{3/2} + 2 \times 168.0 h + 111.4$$

es (+) positivo entonces la primera derivada igualada a cero nos da el valor mínimo de C.

Resolviendo por tanteos la ecuación:

$$\frac{-2380}{h^2} + \frac{545}{4^{1/2}} + 168.0 h^2 + 111.4 h = 0$$

Tenemos: Si  $h = 1.00$

$$-2380 + 545 + 168.0 + 111.4 = 3.755.6 \neq 0$$

Si  $h = 1.50$

$$\frac{1}{h^2} = 0.445$$

$$\frac{1}{h^2} = 0.817$$

$$h^2 = 2.25$$

entonces:

$$h = 1.50$$

$$= 1060 + 445 + 375 + 171 = -69$$

$$= 69 \neq 0$$

Si  $h = 1.60$

$$\frac{1}{h^2} = 0.39$$

$$\frac{1}{h^2} = 0.79; - 930 + 430 + 428 + 178 = + 106$$

$$h^2 = 2.55$$

$$h = 1.60$$

Dejamos  $h = 1.55$

$H = 1.80 \text{ m.}$  (para dejar una cámara de aire)

Cálculo de la sección trapezoidal de los muros exteriores del tanque:

Datos:

$$h = 1.8 \text{ m.}$$

$\gamma = 2.200 \text{ k/m}^3$  ... peso volumétrico de las mampostas

Fórmula:

$$\frac{B^2 + bB + b^2}{h^2} = \frac{6 \text{ m}}{\gamma h l}$$

$$b = 0.3$$

$$P = \frac{w h^2}{2} = \frac{1000 \times 1.8^2}{2} = 1620 \text{ kg.}$$

$$m = P \cdot d$$

$$\epsilon = 1.00$$

$$w = 2.200 \text{ k/m}^3 \quad d = \frac{h}{3} = 0.6$$

$$m = P \cdot \epsilon = 1620 \times 0.6 = 972.0 \text{ kg.m.}$$

$$B^2 + 0.3B - 0.09 = \frac{6 \times 972.0}{1.620 \cdot 200} = 1.47$$

$$B^2 + 0.3B - 1.56 = 0$$

$$B = \frac{0.03 \pm \sqrt{0.09 + 5.24}}{2} = \frac{0.3 \pm \sqrt{6.33}}{2} = 0.3 \pm 2.52 \text{ m}$$

$$B = \frac{2.22}{2} = 1.11 \text{ m.} \quad B = 1.10 \text{ m.}$$

Cálculo de la sección trapezoidal del muro intermedio del tanque que:

Datos:

$$h = 1.8 \text{ m.}$$

$$w = 2.200 \text{ k/m}^3$$

$$b = 0.3 \text{ m.}$$

$$k = \frac{w}{w} = \frac{1.000}{2.200} = 0.455$$

Fórmula:

$$B^2 (1 + 1.5 k) + B \cdot b (1 - k) - k \left( \frac{b^2}{2} + 2 h^2 \right) = 0$$

Sustituyendo:

$$B^2 (1 + 0.681) + 0.3B (1 - .455) - 0.455 \left(\frac{0.09}{2}\right) +$$

$$+ 2 \times 3.24 = 0.$$

$$1.681 B^2 + 0.163 B - 2.97 = 0.$$

$$B = \frac{-0.163 \pm \sqrt{0.0265 + 20.0}}{2 \cdot 1.681} = \frac{-0.163 \pm \sqrt{20.0265}}{3.36} = \frac{-0.163 \pm 4.47}{3.36}$$

$$B = \frac{4.31}{3.36} \approx 1.26; \quad B = 1.30 \text{ m.}$$

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES INTERIORES DEL TANQUE:

Datos:

$$\text{Vol.} = 55 \text{ m}^3$$

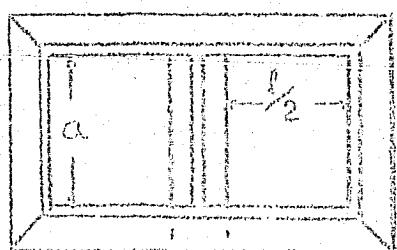
$$h = 1.55 \text{ m.}, \quad S = \frac{55}{1.55} = 35.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Como: } a = 0.815 \sqrt{S} \quad \dots \quad a = 0.815 \times 5.95 = 4.85 \text{ m.}$$

$$a = 4.85 \text{ m.}$$

$$l = 1.227 \sqrt{S} \quad \dots \quad l = 1.227 \times 5.95 = 7.30 \text{ m}$$

$$l = 7.30 \text{ m.}$$



$$a = 4.85 \text{ m.}$$

$$l = 7.30 \text{ m.}$$

$$B = 1.30 \text{ m.}$$

$$b = 1.10 \text{ m.}$$

Piso.

197

La losa del piso irá armada para resistir esfuerzos por temperatura.

As = 0.003 A sección por especificación.

Si  $d = 15 \text{ cm.}$ , considerando 1.0 m. de ancho

$$As = 15 \times 100 \times .003 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/8'' \dots \text{Nº vs.} = 6.4$$

$$\therefore \approx \text{vs. de } 3/8'' \quad 15 \text{ cm.}$$

La losa quedará armada arriba y abajo con vs. de  $3/8''$  a 30 cm. c. a c.

#### TECHO.

La losa se calculará con carga uniformemente repartida como perimetral. (tendremos una losa para cada compartimiento).

#### CARGAS.

Suponiendo un espesor de 12 cm. y un peso volumétrico de  $2500 \text{ k/m}^3$  tenemos una carga muerta P igual a:

$$\text{Carga muerta} = P = 300 \text{ k/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = F = 200 \text{ k/m}^2$$

$$\text{Carga total} = w = 500 \text{ k/m}^2$$

#### Relación de claroscuro

$$x = \frac{I_2}{I_1} = \frac{(8 + 0.3)}{(1 + 8 + 0.35)} = \frac{8.35}{9.35} = 0.89$$

Carga en el claro menor ... 0.66 w = 330 k/m<sup>2</sup>

Carga en el claro mayor ... 0.36 w = 170 k/m<sup>2</sup>

$$+ \frac{w l^2}{8}$$

A A Calcularos los momentos flexio-

$$\approx \frac{w l^2}{24}$$

nentes tomando las especificacio-  
nes del Instituto Americano de  
Concreto.

Datos: w = 330 k/m<sup>2</sup>

$$l = 4.35 \text{ m.}$$

$$M_{\max} (+) = \frac{330 \times 4.35^2}{8} = 780.0 \text{ kg.m.}$$

$$M_{\max} (+) = 78000 \text{ kg.cm.}$$

$$\text{Si } f_c = 50 \quad k = 0.3846$$

$$n = 15 \quad j = 0.8716$$

$$f_s = 1.200 \quad p = 0.0080$$

$$k = 8.3826$$

$$M = k b d^2 \therefore \text{ Si } b = 100 \text{ cm.}$$

$$M = 8.38 \times 100 \text{ cm}^2 = 78000$$

$$\theta^2 = \frac{78000}{838} = 93$$

$$d = 9.6 \text{ cm.}$$

$$B = 12 \text{ cm.}$$

ARMADO.

$$As = p b d = 0.008 \pi 100 \times 9.6 = 7.7 \text{ cm}^2$$

Si  $\phi = 3/8"$  ... tenemos 11 vs de  $3/8"$  por metro de ancho o sea vs a cada 9 cm. C. a. O.

En los cuartos extremos se pondrán a cada 18 cm. C. a. C.

Esfuerzo cortante:

$$R = v = \frac{4.35 \times 330}{2} = 720 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{R}{bd} = \frac{720}{100 \times 0.87 \times 9.6} = 0.86 \text{ k/cm}^2$$

... está bien.

Acero en el segundo sistema:

$$M = \frac{\omega_1^2}{8} = \frac{170 \times 5.15^2}{8} = 562 \text{ kg.m.}$$

$$M = 56.200 \text{ kg.cm.}$$

$$d^2 = d - \phi = 9.6 - 0.95 = 8.65 \text{ cm.}$$

$$As_2 = \frac{M}{fs fd} = \frac{56.200}{1200 \times .871 \times 8.65} = 6.23 \text{ cm}^2$$

entonces: si  $\phi = 3/8"$  tenemos 9 vs por metro o sea vs a cada 11 cm. C. a. O. en los cuartos extremos se pondrán

100

a cada 22 cm. C. a C.

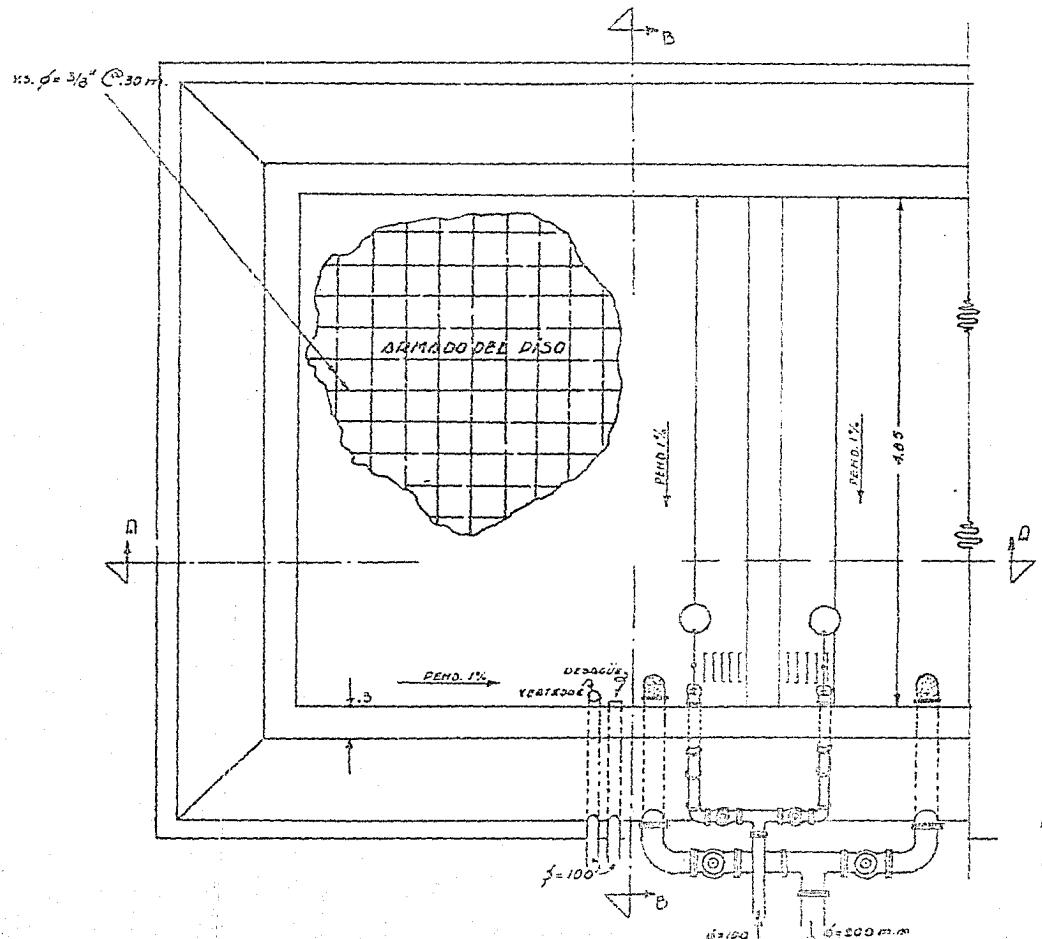
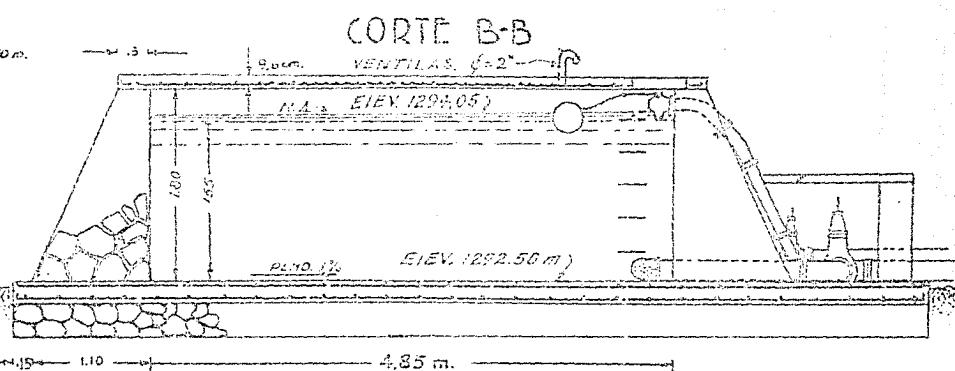
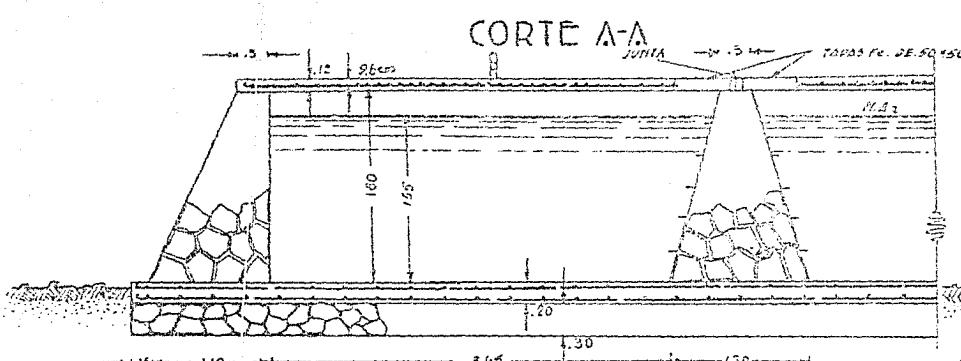
$$I = \frac{I_B \phi}{u} = \frac{1200 \times 0.95}{6.25}; \quad u = 5\phi f_c^2 = 6.25 \text{ k/c}^2$$

$$3/8" = .95 \text{ cm.}$$

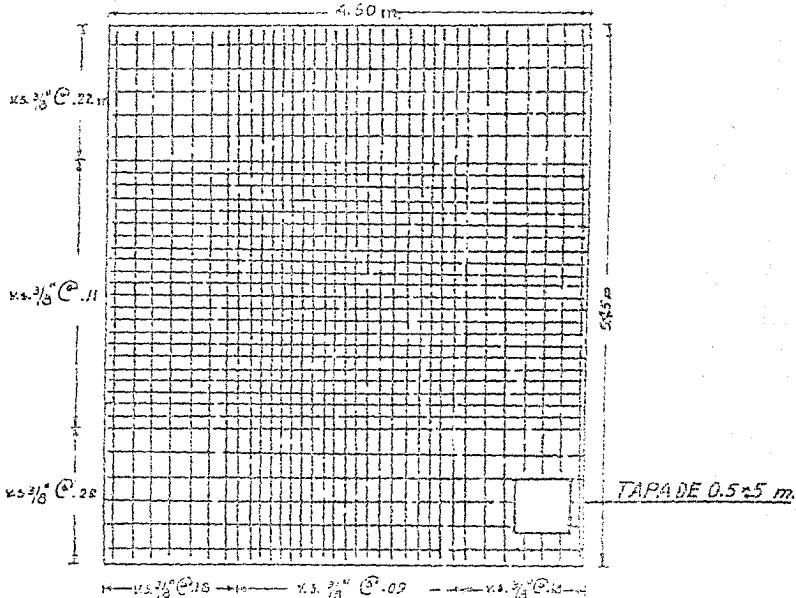
$$l = 1.82 \text{ m.}$$

$$l = \frac{I_B \phi}{4 u} = \frac{1200 \times 0.95}{4 \times 6.25} = 0.455 \text{ m.}$$

$$l^{\frac{1}{2}} = 0.455 \text{ m.}$$



## DETALLE DEL ADORNADO DE LA LOSA DEL TECHO



ESC. GRAFICA

2. metros

NOTA:  
ESTE TANQUE SERVIRÁ TAMBÍEN  
PAR ROMPER PRESIÓN.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MÉXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

# ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

**CHILDREN'S** 

TANQUE REGULADOR DE 55 m<sup>3</sup>

## TESIS PROFESIONAL

ARIEL ROPALE S ROMERO  
MEXICO 1943 FEB 21 1968

## VII

### DISTRIBUCIÓN.

#### RED DE DISTRIBUCIÓN.

El objeto de la red es distribuir el agua en los puntos, o centros de consumo, debiendo entregarle en cantidad y presión suficientes. La cantidad como ya se dijo, se fija de acuerdo con las necesidades de la población y con la cantidad disponible en las fuentes abastecedoras. La presión debe ser suficiente para dar servicio eficiente a cualquier hora.

Aunque ningún sistema de distribución es igual a otro, pueden clasificarse atendiendo a su colocación o arreglo, en la siguiente forma:

1. De circunvalación.
2. Reticulado.
3. Ramificado.

El 1º consiste en grandes tubos alimentador que rodean grupos de manzanas a las cuales se da servicio mediante tubos conectados a los circuitos principales en cada terminal o crucero.

Este tipo de buen servicio porque permite llegar a cada terminal o crucero con una presión relativamente al-

ta debido a que la pérdida de carga es pequeña.

El sistema 2º puede ser parecido al primero en su colocación; no hay circuitos principales y los tubos usualmente disminuyen en diámetro inversamente proporcional a la distancia de la fuente alimentadora. Por lo tanto pueden tenerse presiones muy bajas en las partes más lejanas.

El sistema 3º consiste en un tubo principal que va disminuyendo gradualmente su diámetro, a medida que se aleja de la fuente alimentadora con bifurcaciones de tubos alimentadores más pequeños que salen de aquél. Este tipo es el menos recomendable, se encuentra en viejos sistemas donde el crecimiento de la ciudad ha sido en una sola dirección.

En nuestro caso, la Ciudad de Chilpancingo, tiene un gran desnivel como puede verse en el plano topográfico de la ciudad, lo que nos inclinaría a proyectar un sistema del tipo reticulado para aprovechar el desnivel del terreno y así tener diámetros pequeños; pero teniendo en cuenta que puede llegar a necesitarse en caso de incendio gastos y presiones mayores (esto se obtendrá con una maniobra de válvulas). Proyectaremos la red del tipo de circunvalación, procurando pasar las tuberías principales por la zona comercial y por donde se encuentran los principales edificios, ya que esto no implica aumento importante en el costo de la red. Se proyectará la red sin considerar tomas para incendio ya que en realidad el tipo de cons-

trucción no lo amerita, pues la mayoría de las casas son de un piso. (95% aproximadamente)

Como se dijo al principio, el gasto de las fuentes alimentadoras y las posibilidades económicas de la población nos obligan a dividirla en zonas, una que estará surtida con tomas y la otra con hidrantes cuyas dotaciones están apuntadas al calcular el volumen del tanque de regularización.

La zona surtida con tomas está limitada por las siguientes calles: Galeana, Ilceaga, Reyón, Justo Sierra, Alvarez, Ruiz de Alarcón, Morelos y Juárez. El resto de la población está surtida por hidrantes cuya situación está marcada en el plano de la red.

El cálculo de la red se hará primero por el método de los Ingenieros Durán y Gano que da los diámetros económicos de la tubería, y después por el de Cross de acuerdo con los datos del censo de 1940, levantado por la Oficina de Obras Públicas del Estado, con instrucciones de la Oficina de Aguas Potables, que nos proporcione el número de habitantes por calle, lo que nos permite fijar el gasto en cada tramo.

El gasto total, máximo maximorum, se muestra en la tabla de cálculos, el cual fué obtenido al ir acumulando los gastos de cada tramo, desde las terminales de los tubos hasta el tanque. Este gasto máximo maximorum se obtiene también la siguiente forma:

Gasto medio horario (tomas) =  $369/24 = 15.37 \text{ m}^3/\text{hora}$ .

Gasto medio horario (hidr.) =  $\frac{492}{24} = 20.53 \text{ m}^3/\text{hora}$ .

Gasto instantáneo medio =  $\frac{492}{5600} = 4.26 \text{ l.p.s. (tomas)}$

Gasto instantáneo medio =  $\frac{20.53}{5600} = 5.72 \text{ l.p.s. (hidrantes)}$

Considerando que en el mes más caluroso el gasto es 20% mayor que el medio mensual y que en el día de máximo consumo, en ese mes, es 50% mayor para tomas, y para hidrantes 100% tenemos que:

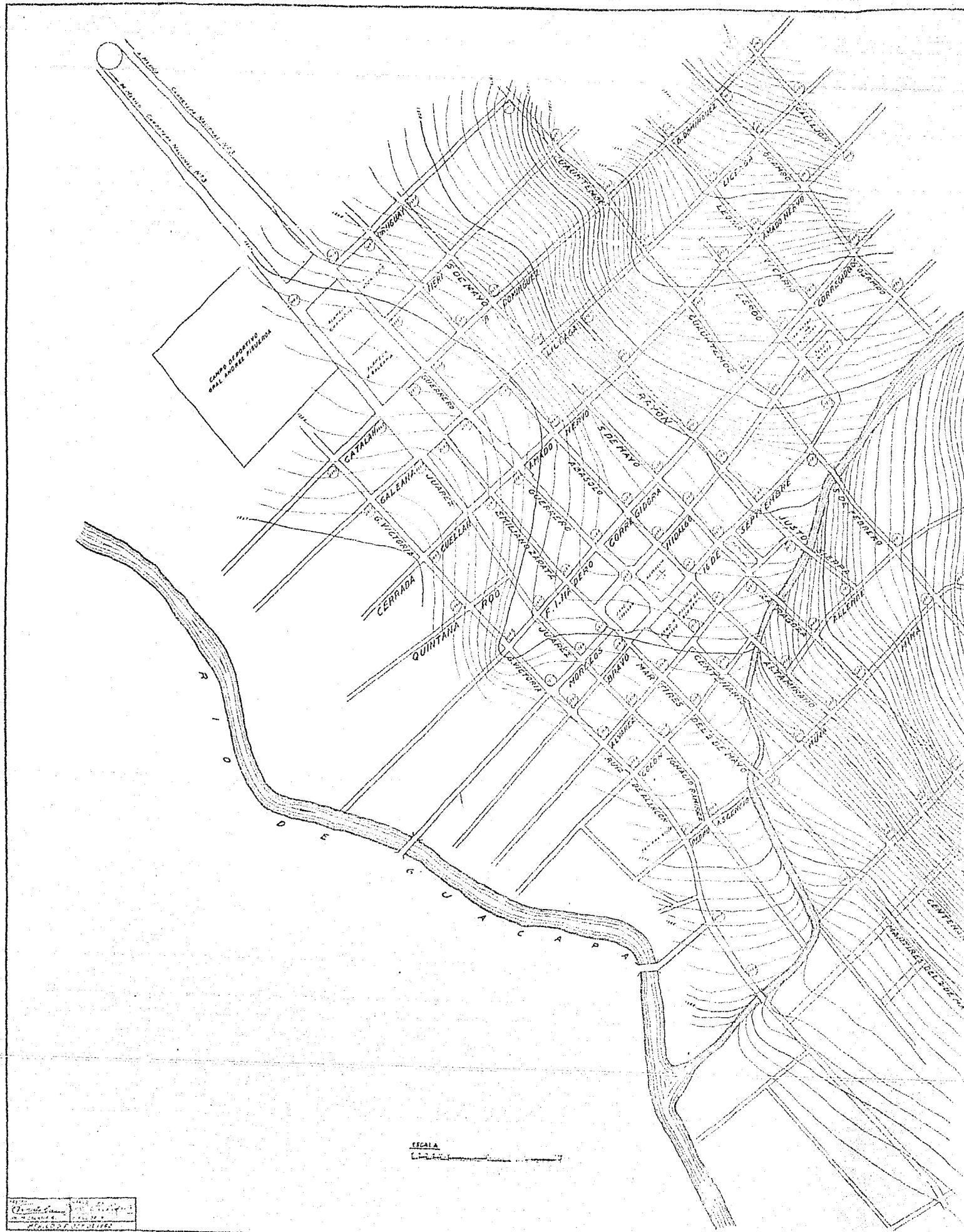
$$4.25 \times 1.2 \times 1.5 = 7.56$$

$$5.72 \times 1.2 \times 2.0 = 13.73$$

$$\underline{\underline{20.44 \text{ l.p.s.}}}$$

El gasto máximo maximum, obtenido por el otro procedimiento es: 20.42 l.p.s.

Además de las consideraciones ya expuestas, se tendrá en cuenta que las tuberías principales serán de asbestos-cemento por escases y ser de alto precio las de fierro. Como el desnivel entre el tanque regulador (construido) y el punto más bajo de las tuberías principales es de 75,12 m. y las tuberías de asbestos-cemento están hechas para trabajar a 50 m. de carga se aprovechará el tanque de 55 m<sup>3</sup> que hace falta para la regularización como caja ruptora de presión y se construirá en la esquina de las calles de Cuauhtémoc y Liceaga con cota de 1292,41 teniendo así, entre este punto y el más bajo de las tuberías principales un desnivel de (1292,41 - 1253,88) 38,53 m.





*CHILPANCINGO, GRO.*

CALCULO DE LOS TUBOS PRINCIPALES DE LA RED DE DISTRIBUCION POR EL METODO DE LOS SRES. INGS. N. DURAN Y GAMA.  
(TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO)

PUINT. CRUCE.	DIST. TRAMO	GASTO EN L.P.S.	$\alpha$	$(\Sigma Q)^{12}$	PERDIDA H.ECONO.	DIÁM. COMERC.	PERDIDA H.EFFECT.	COTAS. PIEZ.	TERR.	CARGA DISP.
					TUBO I					
TAU 550 <sup>m</sup>	148.0	20.42	40.1		11.40	100 mm	11.40			
2	72.0	20.42	19.5		5.51	100 "	5.50			
5	88.0	18.53	23.2		6.51	100 "	5.60			
10	121.0	18.53	32.0		9.05	100 "	8.00			
TAU 550 <sup>m</sup>				114.8	290.0					
					TUBO II					
TIN 550 <sup>m</sup>	125.0	3.96	19.5		7.60	60 mm	5.40			
29	70.0	3.96	11.2		4.37	60 "	3.00			
39	57.0	2.46	7.7		3.00	60 "	1.00			
52	65.0	2.26	8.6		3.35	60 "	1.00			
65	45.0	0.81	4.0		1.56	60 "	0.11			
76	40.0	0.65	3.48		1.36	60 "	0.07			
87				54.48	121.0					
					TUBO III					
TIN 550 <sup>m</sup>	84.0	14.22	20.5		1.72	150 mm	0.45			
22	123.0	14.22	30.1		2.52	150 "	0.70			
23				50.6	110.0					
					TUBO IV					
23	106.0	8.14	21.3							
31				21.3	33.0					
					TUBO V					
31	69.0	4.36	11.4		3.53	60 mm	3.53			
41	60.0	3.75	9.4		2.92	60 "	2.60			
54	60.0	3.18	9.0		2.80	60 "	1.80			
68	60.0	2.43	8.2		2.54	60 "	1.10			
78	58.0	1.94	7.5		2.26	60 "	0.66			
90				45.3	94.0					
					TUBO VI					
31	56.0	3.36	8.5		1.75	60 mm	1.75			
32	63.0	3.08	9.3		1.91	60 "	1.75			
33	2.93	8.3			1.71	60 "	1.52			
34	57.0	10.1			2.08	60 "	1.75			
44	60.0	2.03	7.8		1.60	60 "	0.80			
57	56.0	1.27	6.0		1.23	60 "	0.30			
71	60.0	1.21	6.5		1.34	60 "	0.31			
81	59.0	1.09	6.1		1.25	60 "	0.24			
93	56.0	0.93	5.5		1.13	60 "	0.18			
104				68.1	152.0					
					TUBO VII					
23	46.0	5.72	8.3		1.24	75 mm	1.20			
24	78.0	5.37	13.7		2.04	75 "	2.00			
25	176.0	5.14	30.5		4.55	75 "	4.15			
26	81.0	4.87	13.8		2.06	75	1.75			
27	150.0	4.33	22.5		3.32	75	2.75			
46	55.0	3.16	8.2		1.22	75	0.55			
60	59.0	3.16	8.8		1.31	60	1.70			
73	65.0	1.96	8.3		1.24	60	0.75			
83				114.1	290.0					

COMBINACION	$\Sigma Q$	$(\Sigma Q)^{1/2}$	A	PERDIDAS DE CARGA.
VI	68.1	158.0		Cota Pres. en Tanque de 150 m... 1328.0 m
V	45.3	94.0		" " Final. (tanque de 55 m <sup>3</sup> ) 1295.41 +
		252.0	A = 101.	Pérdida de Carga Total..... 32.59 -
A <sub>1</sub>	101.0	250.0		TUBO I
III	21.3	38.0		
VII	114.1	290.0		
		578.0	A <sub>2</sub> = 201.	$\begin{cases} 40.1 = 11.40 \\ 32.59 = 5.51 \\ 114.8 = 23.2 = 6.51 \\ 32.0 = 9.05 \end{cases} \quad 32.47$
A <sub>1</sub>	201.0			
III	50.6			
	251.6			
II	54.5			Cota Pres. en Tanque de 55 m <sup>3</sup> .... 1292.50 m
I	114.8			" " Final ..... 1271.27 -
				Pérdida de Cargas Total..... 21.23 -

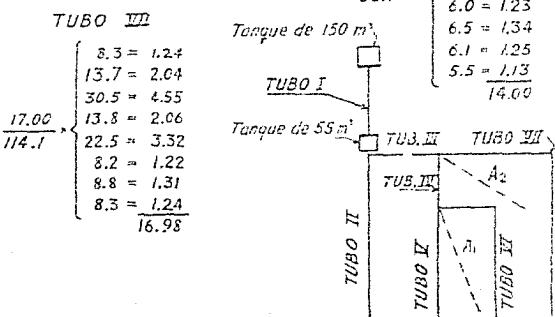
$$\frac{21.23}{54.5} \times \left\{ \begin{array}{l} 19.5 = 7.60 \\ 11.2 = 4.37 \\ 7.7 = 3.00 \\ 8.6 = 3.35 \\ 4.0 = 1.56 \\ 3.5 = 1.36 \\ 21.24 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} TUBO \text{ III} \\ \hline \frac{21.23}{251.6} = \left\{ \begin{array}{l} 20.5 \approx 1.72 \\ 30.1 \approx 2.52 \\ 201.0 = 17.00 \\ \hline 21.24 \end{array} \right. \\ \\ TUBO \text{ IV} \\ \hline \frac{17.00}{122.3} = \left\{ \begin{array}{l} 21.3 \approx 2.96 \\ 101.0 = 14.04 \\ \hline 17.00 \end{array} \right. \end{array}$$

$$TUBO \text{ V}$$

$4.04$ $5.30$	$\left\{ \begin{array}{l} 11.4 = 3.54 \\ 9.4 = 2.92 \\ 9.0 = 2.80 \\ 8.2 = 2.54 \\ 7.3 = \underline{\underline{2.26}} \end{array} \right.$
------------------	--

$$\begin{array}{c}
 \text{TUBO III} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 8.5 = 1.75 \\
 9.5 = 1.91 \\
 8.3 = 1.71 \\
 10.1 = 2.08 \\
 14.04 = 1.66 \\
 6.8 = 1.23 \\
 6.0 = 1.34 \\
 6.1 = 1.25 \\
 5.5 = 1.13 \\
 \hline
 14.00
 \end{array} \right. \\
 \text{TUBO I} \\
 \text{Torque de } 150 \text{ m}^{\circ}
 \end{array}$$



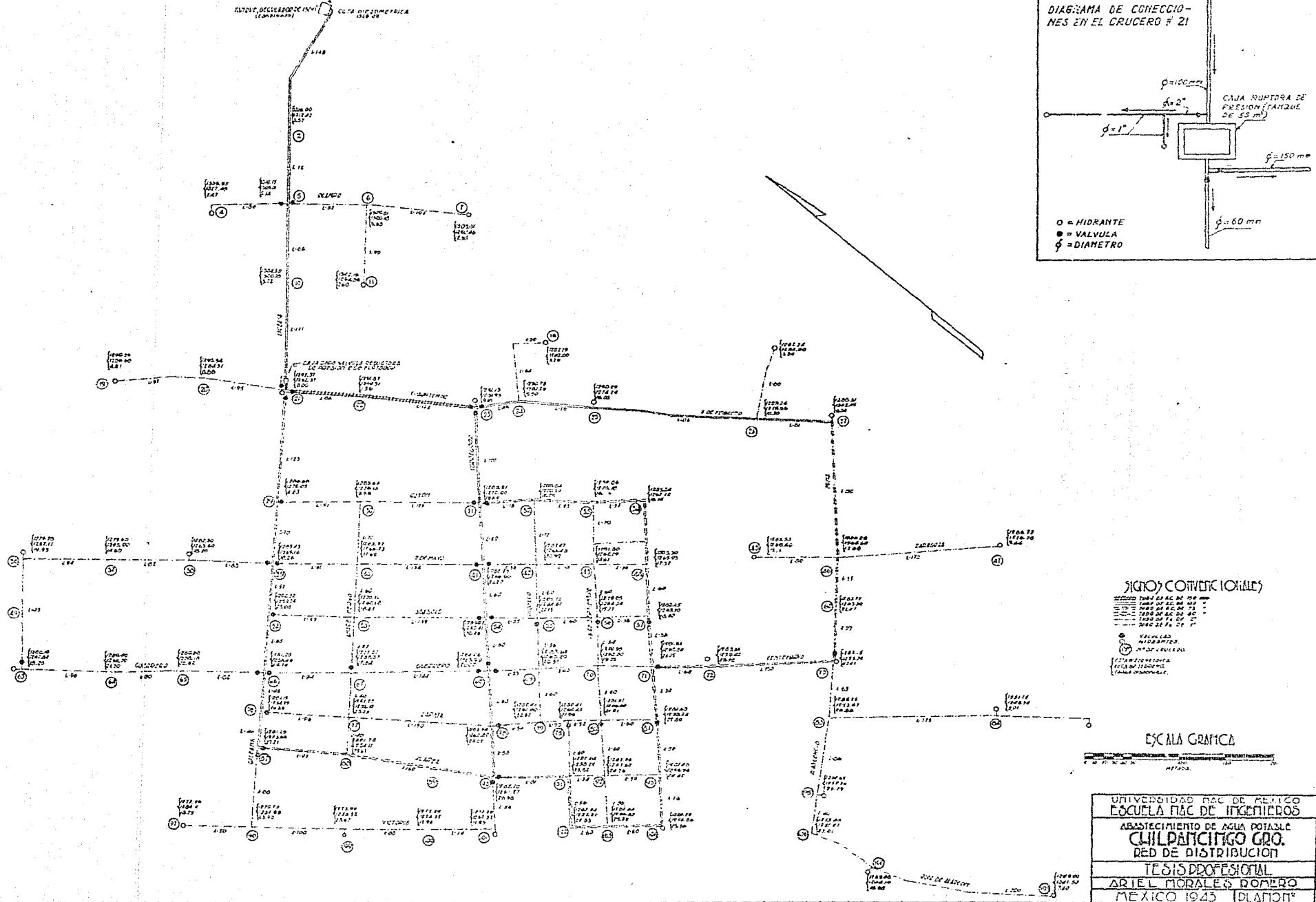
*CROQUIS.*

Calculó: Ariel Morales Romero.

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE CHIQUINCINGO DAD. POR EL MESTRO DE CROPS

Censo	Número de cuen- tos	Longitud trans. en Decada-	Dígi- to	Especie	X	Q <sup>1-5</sup>	K q. 055	q	10000 h	Σ x	C O T A S .		Carpa Disponible
											Plano-tríce	Terraneo.	
	21	8.4	150	364.8	9.40	355.58	14.00	5603.64			1292.37	1292.41	
	22	12.3	150	544.0	9.40	518.40	14.00	7371.66			1291.87	1291.91	1.56
	23	10.6	100	320.0	6.10	1952.00	8.09	16182.00			1281.13	1281.19	9.16
	31	6.9	75	249.0	3.40	6586.60	4.36	12955.57			1289.51	1289.66	19.46
	41	6.9	60	2100.0	8.90	6351.00	3.75	23161.26			1288.26	1288.36	21.27
	68	6.0	60	2100.0	2.80	5691.00	3.18	13106.92			1285.87	1285.91	20.46
	69	6.0	60	2100.0	1.10	4599.00	2.03	11175.57			1284.06	1284.09	20.07
	78	5.8	60	2115.0	1.40	3607.00	1.94	7385.56			1287.94	1288.07	20.07
	92	16.0	60	2115.0	0.26	5135.00	0.53	4261.58			1288.20	1288.27	20.93
I	84	16.0	60	2130.0	0.26	5135.00	0.53	105911.60			1281.78	1281.81	27.67
	85	9.7	60	3540.0	0.73	834.20	0.16	146.55			1281.06	1281.11	26.97
	87	4.0	60	1400.0	0.69	1607.40	0.65	654.81			1281.09	1281.15	27.21
	76	4.3	60	1570.0	0.84	1518.80	0.31	1065.23			1281.15	1281.29	26.66
	52	6.5	60	2370.0	2.00	4740.00	2.75	20665.60			1281.75	1281.86	24.79
	39	5.7	60	2050.0	2.20	4576.00	2.16	11296.56			1282.32	1282.34	23.08
	79	7.0	60	2550.0	3.20	8100.00	3.56	35233.10			1283.45	1283.49	18.26
	21	12.5	60	4500.0	3.00	18466.00	3.76	56571.72			1286.65	1287.05	11.63
										E 7080.63	1289.37	1289.41	
										c 0.057			
	31	5.6	75	668.0	2.50	1326.80	3.51	6761.66			1289.51	1289.66	19.46
	32	6.3	60	2350.0	2.70	610.00	3.23	20056.30			1288.84	1288.99	18.74
	33	5.7	60	2550.0	2.50	5000.00	3.08	16916.00			1288.54	1288.57	16.56
	34	7.1	60	2150.00	2.50	4475.00	3.00	19485.00			1285.24	1285.32	18.14
	44	6.0	60	2150.0	2.60	4350.00	2.18	9584.40			1283.30	1283.33	17.37
	57	5.6	60	2640.0	1.40	1856.00	1.40	4055.52			1287.35	1287.39	16.69
	71	6.0	60	2190.0	1.70	7228.00	1.21	3242.50			1281.95	1282.03	21.15
	81	5.9	60	2160.0	1.60	2160.00	1.00	2354.40			1281.63	1281.74	22.69
	93	5.6	60	2050.0	0.98	1917.00	0.93	1783.37			1281.40	1281.48	24.92
	104	5.6	60	2040.0	0.16	326.80	0.12	39.15			1281.22	1281.26	25.36
II	103	3.9	60	1800.0	0.035	51.20	0.02	0.10			1282.04	1282.05	26.39
	102	5.5	60	2540.0	0.674	162.10	0.05	7.85			1282.04	1282.11	24.83
	91	5.1	60	2950.0	0.19	562.40	0.14	76.73			1282.04	1282.09	23.82
	78	5.6	60	2100.0	1.40	3516.00	1.94	7403.04			1282.05	1282.07	24.76
	69	6.0	60	2340.0	2.10	4699.00	2.43	11175.57			1282.76	1282.87	19.92
	54	6.0	60	2190.0	2.10	5734.00	3.18	18106.92			1283.91	1283.99	19.92
	41	6.0	60	2190.0	3.10	6789.00	3.72	1265.72			1285.41	1285.47	20.31
	31	6.9	75	542.0	3.40	4643.00	4.36	12570.75			1285.77	1285.80	21.36
										E 2482.5	1285.91	1285.96	20.46
										c 0.079			
	23	4.6	100	140.0	5.30	610.60	5.57	3801.04			1291.13	1291.19	9.18
	24	7.4	100	240.0	4.60	960.00	5.22	5011.70			1290.79	1291.29	9.50
	25	11.6	100	560.0	3.70	2105.00	5.99	10581.94			1290.29	1291.29	16.09
	26	6.1	100	250.0	3.70	905.00	4.72	8366.00			1289.74	1289.96	10.28
	46	15.0	75	1400.0	3.30	6074.00	4.18	29350.96			1285.81	1286.45	6.36
	56	5.6	60	2010.0	2.10	3005.00	3.01	15105.95			1286.28	1286.60	17.63
	73	5.9	60	2190.0	2.50	5297.00	3.01	16844.97			1286.77	1286.80	21.47
	72	13.3	60	4650.0	0.20	970.00	0.16	155.00			1283.19	1284.74	27.41
III											1283.14	1289.42	23.72
	72	6.0	60	2190.0	0.18	394.70	0.15	59.10			1282.45	1282.48	23.03
	71	5.6	60	2045.0	1.40	256.10	1.42	466.20			1282.46	1282.50	21.66
	57	6.0	60	2190.0	1.80	616.00	2.16	9070.98			1282.50	1283.70	15.80
	74	7.1	60	2590.0	2.50	6475.00	3.00	19405.00			1283.40	1283.93	17.47
	33	5.7	60	2050.0	2.50	5200.00	3.08	16016.00			1285.34	1287.12	18.20
	32	6.3	60	2300.0	2.60	5940.00	3.23	19315.80			1286.94	1287.18	16.76
	31	5.6	75	650.0	2.50	2221.00	3.51	7023.51			1285.87	1287.09	15.28
	23	10.0	100	368.0	6.10	2876.00	6.29	15568.62			1286.61	1287.57	12.06
										E 6092.41	1291.33	1291.95	9.18
										c 0.074			

Calculo: ARIEL MORALES R.



Los cálculos de la red se muestran en las tablas correspondientes y fueron hechos de acuerdo con lo siguiente:

Como se ve en el cálculo de las tuberías principales por el método de los señores Ingenieros Durán y Gama, hay una pequeña diferencia con el sistema seguido en el ejemplo que trae la Revista de Ingeniería y Arquitectura correspondiente a los meses de julio y agosto de 1941, en que viene ampliamente expuesto el citado método. La diferencia consiste en que: en lugar de elevar cada una de las  $\alpha$  de cada tramo de los ramales de tubería que se van a combinar a la potencia 1.2, como viene en el ejemplo de la citada revista de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos, elevé la suma de las  $\alpha$ , de los tramos de cada uno de los ramales que se combinan para calcular la  $A$  del tubo virtual, a la ya citada potencia de 1.2; de este modo obtuve diámetros más chicos que los calculados, siguiendo los pasos del ejemplo que trae la mencionada Revista.

Esta diferencia se basa en la interpretación de las fórmulas obtenidas por los ya citados Ingenieros Durán y Gama, para el cálculo de "Tuberías Económicas en los Sistemas de Distribución de Agua por Gravedad", que se encuentra explicado en la tantas veces citada Revista y que a continuación se expresan:

"Discutiendo un buen número de casos prácticos, el Ingeniero José Gama llegó a establecer que en México, el costo inicial de una tubería puede expresarse la mayor

parte de las veces, con aproximación suficiente, por la fórmula empírica:

$$C_t = \alpha + \beta d + \gamma d^2$$

en que  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son constantes para cada caso particular, considerando una línea de tubería formada por tramos de longitudes  $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ , por lo que circulan respectivamente los gastos  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  y cuyos diámetros son  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$  y si en esta línea llamamos  $P_0$  a la presión inicial (conocida) y  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  (conocida) las presiones en cada extremo de tramo de tubería:

$$\begin{array}{cccccc} P_0 & P_1 & P_2 & P_3 & P_{n-1} & P_n \\ l_1 Q_1 d_1 & l_2 Q_2 d_2 & l_3 Q_3 d_3 & & & l_n Q_n d_n \end{array}$$

tenemos que (admitiendo que el costo queda representado con suficiente aproximación por la ecuación):

$$C = \alpha + \beta d$$

"pues  $\gamma d^2$  sólo tiene influencia práctica en diámetros menores de 100 mm") el costo de la tubería es:

$$C = l_1 (\alpha + \beta d_1) + l_2 (\alpha + \beta d_2) + \dots + l_n (\alpha + \beta d_n)$$

Diferenciando con relación a  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_{n-1}$  tenemos:

$$\frac{dC}{dp_1} = l_1 \beta \frac{d d_1}{dp_1} + l_2 \beta \frac{d d_2}{dp_1} = 0$$

$$-\frac{dC}{dp_2} = l_2 \frac{d d_2}{dp_2} + l_3 \beta \frac{d d_2}{dp_2} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{dC}{dp_{n-1}} = l_{n-1} \beta \frac{d d_{n-1}}{dp_{n-1}} + l_n \beta \frac{d d_n}{dp_{n-1}} = 0$$

Por otro lado tenemos que la pérdida de carga por fricción en una tubería puede expresarse así:

$$h = \frac{k l q^2}{d^5}$$

$$\therefore d^5 = k l q^2 h^{-1}$$

$$d = k l^{1/5} q^{2/5} h^{-1/5}$$

pero la pérdida de carga  $h$  no es más que la diferencia de presiones en los extremos del tramo de tubería considerado:

$$\therefore d = k l^{1/5} q^{2/5} (P - P^1)^{-1/5}$$

diferenciando con relación a  $P$  y  $P^1$  tenemos:

$$\frac{d d}{d P} = 1/5 k l^{1/5} q^{2/5} (P - P^1)^{-6/5}$$

$$\frac{d d}{d P^1} = -1/5 k l^{1/5} q^{2/5} (P - P^1)^{-6/5}$$

Sustituyendo estos valores en (1) y haciendo operaciones queda:

$$\frac{l_1 Q_1^{1/3}}{P_0 - P_1} = \frac{l_2 Q_2^{1/3}}{P_1 - P_2} = \frac{l_3 Q_3^{1/3}}{P_2 - P_3} = \dots = \frac{l_n Q_n^{1/3}}{P_{n-1} - P_n}$$

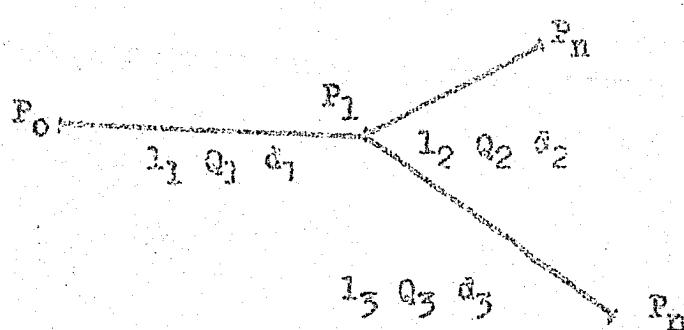
O sea que: haciendo  $l Q^{1/3} = a$  tenemos:

$$\frac{a_1}{P_0 - P_1} = \frac{a_2}{P_1 - P_2} = \frac{a_3}{P_2 - P_3} = \dots = \frac{a_n}{P_{n-1} - P_n} = \frac{\sum a}{P_0 - P_n}$$

es decir:

$$\frac{a}{P_0 - P_1} = \frac{\sum a}{P_0 - P_n} \quad \dots \quad (2)$$

Pero esto es para una linea de tubería. Cuando hay una bifurcación tenemos:



En los extremos se tiene la misma cota piezométrica  $P_n$ . El costo total de la tubería será:

$$C_t = l_1 (\alpha + f d_1) + l_2 (\alpha + \beta d_2) + l_3 (\alpha + \beta d_3)$$

Diferenciando con relación a  $P_1$  sustituyendo

por los diámetros sus valores en función de la longitud, gasto y pérdida de carga como se hizo en el caso de la línea única, igualando a cero y simplificando se tiene:

$$\frac{1}{5} k_B Q_1^{2/5} l_1^{6/5} (P_0 - P_1)^{-6/5} - \frac{1}{5} k_B Q_2^{2/5} l_2^{6/5} (P_1 - P_n)^{-6/5} = 0$$

$$- \frac{1}{5} k_B Q_3^{2/5} l_3^{6/5} (P_1 - P_n)^{-6/5} = 0$$

$$\frac{Q_1^{2/5} l_1^{6/5}}{(P_0 - P_n)^{6/5}} = \frac{Q_2^{2/5} l_2^{6/5} + Q_3^{2/5} l_3^{6/5}}{(P_1 - P_n)^{6/5}}$$

Elevando todo a la potencia  $5/6$  y haciendo

$$1 q^{2/3} = a \quad \text{quedó:}$$

$$\frac{a_1}{P_0 - P_1} = \frac{(a_2^{6/5} + a_3^{6/5})^{5/6}}{P_1 - P_n} = \frac{(\sum a^{6/5})^{5/6}}{P_1 - P_n} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{y haciendo } (\sum a^{6/5})^{5/6} = A$$

resulta:

$$\frac{a_1}{P_1 - P_n} = \frac{A}{P_0 - P_1}$$

Se puede pues sustituir idealmente el sistema formado por las dos ramas de la bifurcación, por un tubo virtual único, cuya  $a = A = (\sum a^{6/5})^{5/6}$  con lo que se tiene el caso de la línea única.

En la forma anterior viene expuesto el méto-

do de los señores Ingenieros Durán y Gama, en la Revista mencionada.

Ahora, en el caso de la bifurcación se consideran dos ramales que constan de un solo tramo, cosa que es raro suceda en la realidad, pero esto está bien considerado basándose en la ecuación (2), que nos permite considerar un solo tramo ya que equivale a considerar todos los tramos de cada uno de los dos ramales (desde el punto de cota piezométrica  $P_1$  hasta el de cota piezométrica  $P_n$ ).

En la ecuación (3) vemos, tomando en cuenta lo anterior, que  $a_2$  y  $a_3$  no son sino la suma de las  $a$  de todos los tramos del ramal considerado, lo que quiere decir que es ésta la suma que debe elevarse a  $6/5$  o sea 1.2 y no cada una de las  $a$  de los tramos de que constan los dos ramales que se van a combinar.

Para el cálculo de los circuitos principales, por el método de Cross, seguí los pasos explicados en el artículo "Análisis Simplificado del Escurrimiento en Sistemas de Distribución de Agua" por el Ingeniero Nicolás Durán, que viene en la Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de México, correspondiente al mes de octubre de 1937. En este artículo viene una tabla que da valores de  $K$  para diferentes valores de diámetro y de la constante  $C$ , empleando la fórmula de Williams y Hazen, pues  $K$  es lo siguiente:

Partiendo de la fórmula de Williams y Hazen

para calcular el gasto  $Q$  que dice:

$$Q = 0.279 C \frac{d^{2.63} h^{0.54}}{l^{0.54}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

en que  $Q$  es el gasto en metros cúbicos por segundo,  $d$ , el diámetro del tubo;  $l$ , su longitud,  $h$ , la pérdida de carga, todo esto en metros y  $C$ , un coeficiente que depende del grado de rugosidad del tubo.

Si de (1) despejamos a  $h$  y para tener el gasto en litros por segundo hacemos  $Q = \frac{q}{1000}$  tenemos:

$$h = \frac{1}{(279 C)^{1.35}} \frac{q^{1.65}}{d^{4.87}}$$

en que podemos hacer:

$$K = \frac{1}{(279 C)^{1.35}} \frac{q^{1.65}}{d^{4.87}} \text{ y nos queda:}$$

$$h = K q^{1.65}$$

Como se ve,  $K$  se puede tabular para valores de  $d$  y  $C$ ; y para un valor fácil de  $l$ , lo que hace que el cálculo sea más rápido dando suficiente aproximación.

El Ing. Durán tabuló a  $K$  para valores de

$$l = 10 \text{ m.}$$

y para los más usuales de  $C$  y  $d$ , y dice él: "a fin de no tener que manejar muchas decimales conviene multiplicar los resultados por 10 000"; por esto es que aparece en

las tablas de cálculo 10.000 h.

Además el Maestro Durán da una tabla para calcular las potencias 1.85.

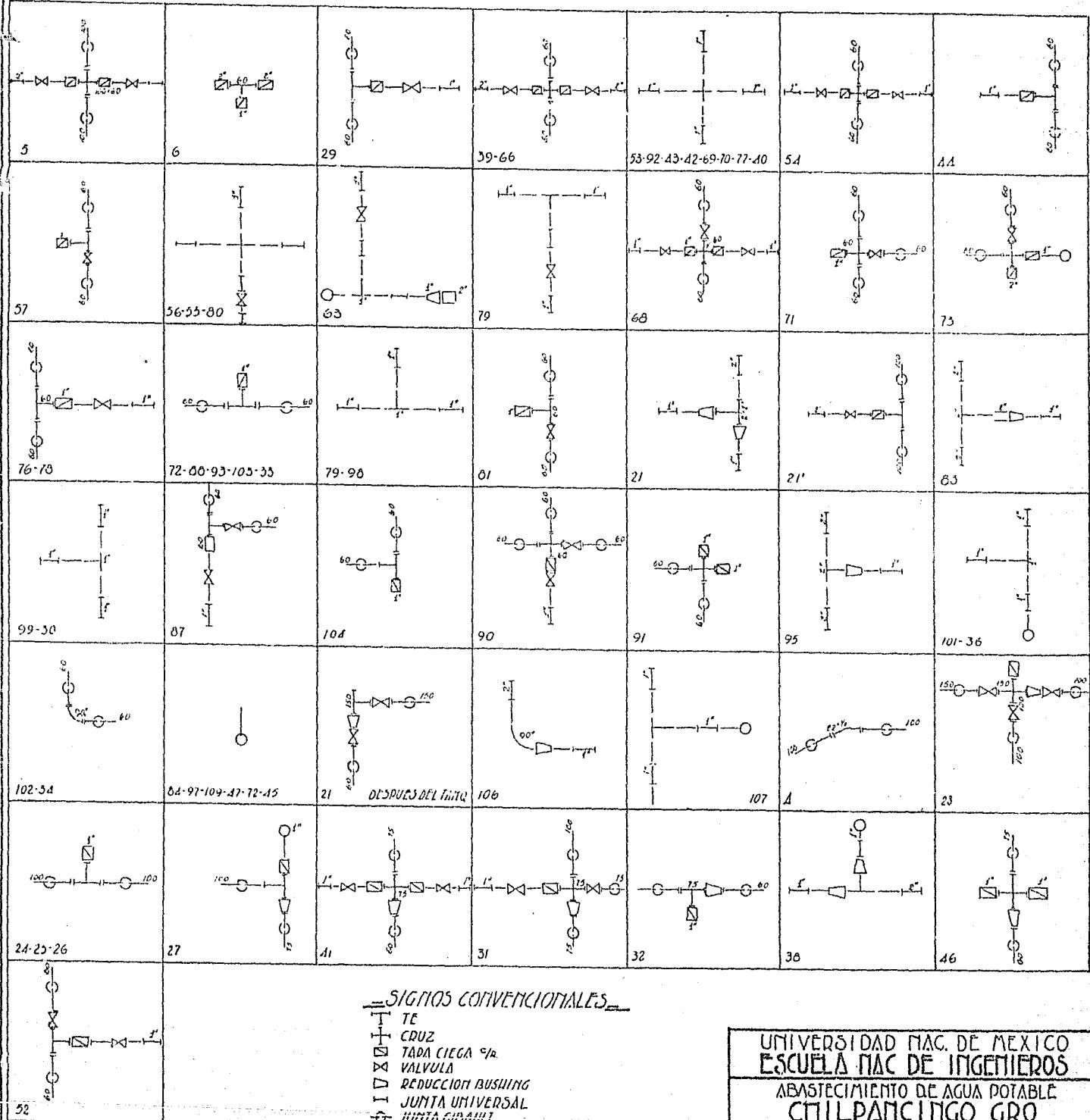
La corrección que se debe aplicar a los escurrimientos supuestos, se calcula por la fórmula:

$$C = \frac{E}{n \sum Kq^{1.85}}$$

En nuestro caso  $n = 1.85$

En la red de Chilpancingo, según muestran las tablas de cálculo, no se hizo corrección, sino se modificaron algunos diámetros calculados por el método de las "Tuberías Económicas" con lo que se obtuvo una aproximación suficiente.

Con objeto de poder efectuar reparaciones en la red sin interrumpir el servicio totalmente en la población, se colocaron válvulas que se muestran en el plano de la red que permiten aislar nubes. Estas válvulas estarán protegidas por cañas cuyas dimensiones se calcularon de acuerdo con el tamaño de las piezas especiales que se tienen en cada cruce y que se detallan en el plano respectivo.



### SIGLOS CONVENCIONALES

- TE —
- CRUZ
- TAPA CIEGA 9/4
- VALVULA
- REDUCCION BUSHING
- JUNTA UNIVERSAL
- JUNTA GIBAULT
- CODO
- EXTREMIDAD
- COPE

Nota: El crucero 21 se construirá  
después del tanque regulador de  
55 m<sup>3</sup> que servirá para bajar la  
presión.

UNIVERSIDAD NAC. DE MEXICO  
ESCUELA NAC DE INGENIEROS

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

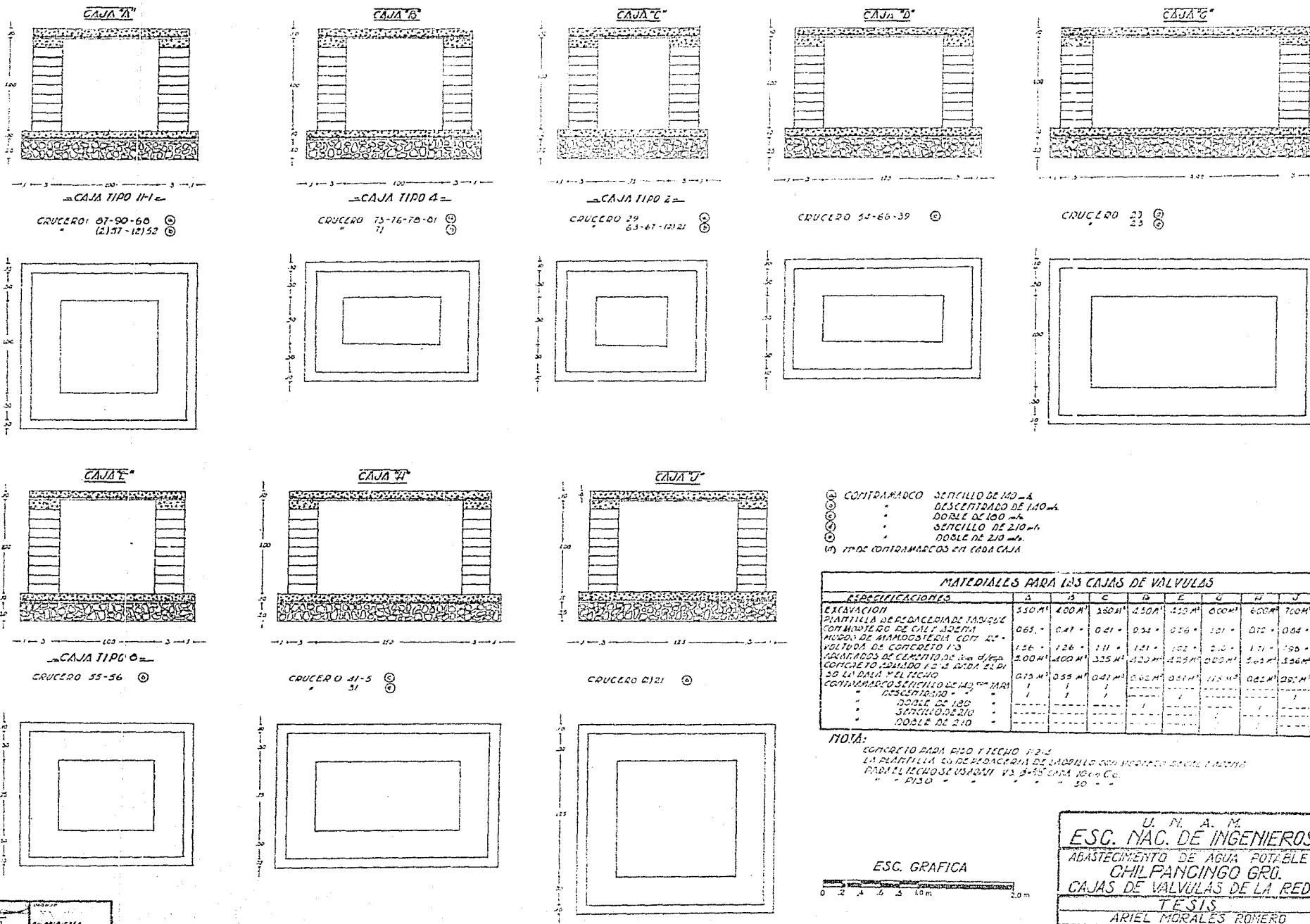
CHILPANCINGO GRO  
CUCUREROS DE LA RED

TESIS PROFESIONAL

ARIEL MORALES ROMERO

MEXICO 1943

PLANO N°



E) CONTRAMARCO SENCILLO DE 100-4  
DESCRIBIDO DE 100-4  
DORLE DE 100-4  
SENCILLO DE 210-4  
DOBLE DE 210-4  
(V) ITDE CONTRAMARCOS EN CADA CAJA.

**NOTA:**  
CONCRETO PARA PISO Y TECHO P-2-5  
LA PLATILLAS SE DEBEN CORTAR DE LAJETAS CON HERRAMIENTAS DEDICADAS A ESTE FIN  
PARA EL TECNOLOGICO USAR UNA SIERRA NEGRA CO.  
PISO " 30 " TECHO " 30 "

ESC. GRAFICA

0 .2 .4 .6 .8 1 km 2 km

U. N. A. M.  
ESC. NAC. DE INGENIEROS  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
CHILPANCINGO GRU.  
CAJAS DE VALVULAS DE LA RED  
TESIS  
ARIEL MORALES ROMERO  
PLANO NÚM. 1 MEXICO, D.F. 1943.

## P R E S U P U E S T O

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	Nº de unid.	Precio unid.	T I M P O T E unid. PARCIAL	TOTAL
--------------------------	----------------	-----------------	--------------------------------	-------

C A B T A C I O N .

-Excavación en roca, con cuña y marro	40.0	m <sup>3</sup>	5.00	200.00
Mampostería de piedra con mortero de cemento.....	56.0	m <sup>3</sup>	40.00	2240.00
Concreto armado 1:2:4 para el puente de andobras.....	0.22	m <sup>3</sup>	155.00	34.10
Compuerta de madera y su instalación.....	1	pza	90.00	90.00
Aplanado de cemento de 2 cms. de espesor, en el paramento aguas arriba	8.0	m <sup>2</sup>	2.00	16.00
				2580.10

R E M A D E C O N D U C C I O N D E L A T O M A A LD E S A R M A D O R .

Excavación de caja de 0.75x1.0 m.	100	m.	0.60	60.00
Plantilla de tierra apisonada de 10 cm. de espesor.....	60	m <sup>2</sup>	0.10	6.00
Tubería de asbesto-cemento 150 mm. 10 cms.	110	m.	12.85	1413.50
Anillos de hule de 150 mm.....	35	pza.	1.60	56.00
Plomo para las juntas.....	65	kg.	0.67	44.55
Acarreo, colección, alineamiento y prueba de tuber. de 150 mm.....	110	m.	0.50	55.00
Extremidad de 150 mm.....	1	pza.	25.57	25.57
Pichancha C/Br. de 150 mm.....	1	"	70.00	70.00
Junta Gibault de 150 mm.....	1	"	10.09	10.09
Tapado de caja de 0.75x1.0 mt.....	100	mt.	0.30	30.00
Tornillo para brida de 5/8"x3%". . . . .	4	pza.	0.55	2.20
				1772.91

D E S A R M A D O R .

Excavación	10	m <sup>3</sup>	0.80	8.00
Plantilla de mampostería con mortero de cal y arena.....	4.60	m <sup>3</sup>	20.00	92.00
Mampostería de piedra con mortero de cemento.....	17.10	m <sup>3</sup>	40.00	684.00
Concreto armado 1:2:4.....	2.50	m <sup>2</sup>	155.00	387.50
Aplanados de cemento 2 cm. espesor	25.40	m	2.00	50.80

P I E Z A S E S P E C I A L E S :

T e f.f. C/Br. de 150x150 mm.....	1	pza.	51.24	51.24
Codos f.f. C/Br. de 90°x150mm.....	2	"	33.29	66.58
Codos f.f. C/Br. de 45°x200 mm.....	2	"	45.45	90.90
Extremidades de 200 mm.....	2	"	37.53	75.06
Extremidades de 150 mm.....	1	"	25.27	25.27
Reducciones de 250x150mm.....	2	"	45.09	90.18
Carretes de 150 mm.....	2	"	33.29	66.58

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	Unid.	Precio unità	IMPORTE unidad	IMPORTE PARCIAL TOTAL
De la hoja núm. 113:			1688.11	4352.91

Niples de A.N. de 6"x1.75 m. C/R. en dos extremos	2	pza.	83.00	166.00
Niples de A.N. de 6"x1.10 m. C/R. en dos extremos	1	"	66.00	132.00
Contrabridas de 200 mm.	2	"	17.33	34.66
Contrabridas de 150 mm.	4	"	15.80	55.20
Niples fig. de 4"x1.30 m.C/R. en un extremo	4	"	40.00	160.00
Codos de fig. con rosca, 90°x4"	2	"	15.00	30.00
Tubo de A.N. de 4"	10	m.	24.00	240.00
Empaques de plomo de 150 mm.	11	pza.	2.68	29.48
Empaques de plomo de 200 mm.	4	"	3.19	12.76
Empaques de plomo de 250 mm.	2	"	4.51	8.62
Tapones cauchucha de 4"	2	"	5.00	10.00
Tornillos de 3/4"x4"	76	"	0.70	53.20
Junta Gibault de 150 mm.	1	"	10.09	10.09
Junta Gibault de 200 mm.	1	"	19.78	19.78
				2649.70

#### LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Excavación de corte de 0.75x1.0 m.	4775	m.	0.60	2865.00
Plantilla de tierra apisonada de 0.10 m. de espesor.	2870	m <sup>2</sup>	0.10	287.00
Tubería de asbesto-cemento de 200 mm. y 10 atm.	4185	m.	19.45	379.00
Tubería de A.N. de 6"	590	m.	41.00	2419.00
Anillos de hule de 200 mm.	1400	pza.	1.95	2730.00
Plomo para las juntas	3.22	Ton.	675.00	2173.50
Acarreo, coloc., miv., alineamiento y prueba de tubería de 200 mm.	4775	m.	0.50	2387.50
Juntas Gibault de 200 mm.	42	pza.	19.78	830.76
Extremidades f.i. de 200 mm.	24	"	37.53	900.72
Codos lisos de 45°x200 mm.	6	"	37.53	225.18
Válvulas 6/Br. de 160 mm.	10	"	159.62	1596.20
Tes G/Br. de 200x100 mm.	10	"	64.82	648.20
Empaques de plomo de 200 mm.	24	"	3.19	76.56
Empaques de plomo de 100 mm.	10	"	2.07	20.70
Tornillos para brida de 3/4"x4"	184	"	0.70	128.80
Tapado de corte de .75x1.0 m.	4750	m.	0.30	1425.00
Cajas tipo, en la línea de conducc.	6	unid.	649.70	3898.20
				125331.57

#### PLANTA DE TRATAMIENTO

Excavación	510	m <sup>3</sup>	0.80	408.00
Plantilla de pedacería de tabique con mortero de cal y arena.	204	m <sup>3</sup>	20.00	4080.00
Mampostería de piedra con mortero de cemento	660	m <sup>3</sup>	40.00	26400.00
Concreto armado 1:2:4 para la losa del piso y canales distribuidoras y colectoras	160	m <sup>3</sup>	100.00	16000.00
Concreto armado 1:2:4 para las ca- maras colectoras y alimentadoras.	4.20	m <sup>3</sup>	155.00	651.00
				47539.00 132334.18

A la hoja núm. 115:

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	Nº de unid.	Precio unidad	IMPORTE	
			PARCIAL	TOTAL
De la hoja número 114.			47539,00	132534,18
rona para el filtro (graduada).....	370	m <sup>3</sup>	40,00	14800,00
xava para el filtro (graduada).....	95	m <sup>3</sup>	15,00	1395,00
amostería con mortero de cemento pa- ra las cajas de válvulas.....	4,2	m <sup>3</sup>	40,00	168,00
concreto armado 1:2:4 para piso y te- cho de cajas de válvulas.....	1,6	m <sup>3</sup>	155,00	248,00
amostería de tabique de 26 cm. de espesor con mortero de cemento. (para pantalla difusora y canales en el tanque sedimentador).....	240	m <sup>2</sup>	11,10	2664,00
plomados de cemento de 2 cm. de es- pesor.....	1943	m <sup>2</sup>	2,00	3886,00
tubo de concreto para el dren de 100 mm.....	150	m.	1,20	180,00
los de concreto para el dren de 100 mm.....	8	pza.	1,40	11,20
Sodos de concreto para el dren de 100 mm.....	2	"	1,20	2,40
				70893,60

#### PIEZAS ESPECIALES.

Juntas Gibault de 200 mm.....	2	pza.	19,78	39,56
Extremidades de 200 mm.....	2	"	57,55	75,06
Extremidades de 100 mm.....	2	"	18,26	36,52
To C/Br. de 200x200 mm.....	1	"	93,06	93,06
To C/Br. de 100x100 mm.....	2	"	36,45	72,90
Reducción C/Br. de 200x150 mm.....	2	"	38,87	77,74
Válvulas de compuerta, C/Br. de 150 mm	2	"	239,28	478,56
Válvulas de compuerta, C/Br. de 100 mm	4	"	159,62	638,48
Válvulas de compuerta, C/Br. de 200 mm	1	"	406,92	406,92
Garretes de 150 mm.....	2	"	35,29	66,58
Garretes de 200 mm.....	1	"	45,45	45,45
Codos C/Br. de 90°x150 mm.....	4	"	33,29	133,16
Codos C/Br. de 45°x150 mm.....	2	"	33,29	66,58
Codos C/Br. de 45°x100 mm.....	2	"	24,46	48,92
Codos C/Br. de 90°x200 mm.....	2	"	45,45	90,90
Codos con rosca de 90°x6"	4	"	6,00	24,00
Contrabridas de 150 mm.....	4	"	13,30	55,20
Contrabridas de 100 mm.....	6	"	9,34	56,04
Tapón cauchucha de 6"	4	"	6,00	24,00
Niple de A.M. de 6"x2,10 m.C/R. dos extr.	2	"	96,50	193,00
Niple de A.M. de 4"x2,00 m.C/Ran un "	2	"	55,00	110,00
Niple de A.M. de 3"x2,10 m. " " "	1	"	97,00	97,00
" " " 4"x2,10 m. " " "	2	"	57,00	114,00
" " " 5"x4,00 m. " dos "	8	"	244,50	1956,00
" " " 5"x3,00 m. " un "	2	"	125,50	247,00
" " " 6"x2,70 m. " " "	2	"	110,20	220,40
Varilla de 3/4" para escalera (colec.)	100	m.	2,31	231,00
Tapas de Fe. de 0,52x0,52 m.....	5	pza.	66,69	334,45
Tubo asb-cem. de 150 mm. perforado .....	25	m.	15,00	375,00
Empaques de plomo de 200 mm.....	8	pza.	3,19	25,52
" " " 150 mm.....	14	"	2,68	37,52

OBRAS Y ESPECIFICACIONES	Nº de uid.	Precio pza.	IMPORTE		
			uid.	PRECIO PARCIAL	TOTAL
De la hoja número 115:					
Empaques de plomo de 100 mm.	10	2.07		20.70	
Tornillos para brida de 3/4" x 4"	132	" 0.70		92.40	
Tornillos para brida de 5/8" x 3 1/2"	40	" 0.55		22.00	6605.62
<u>TANQUE REGULADOR DE 55 M<sup>3</sup>.</u>					
Excavación .....	40	m <sup>3</sup>	0.80	32.00	
Plantilla de pedacería de tabique con mortero de cal y arena .....	12.2	m <sup>3</sup>	20.00	244.00	
Concreto armado, 1:2:4 para piso.	8.2	m <sup>3</sup>	100.00	820.00	
Concreto armado, 1:2:4 para techo	6.0	m <sup>3</sup>	155.00	930.00	
Mampostería de piedra con mortero de cemento.....	42.5	m <sup>3</sup>	40.00	1700.00	
Aplanados de cemento de 2 cm. espesor.....	162.0	m <sup>2</sup>	2.00	324.00	
Enladrillado en la losa del techo	51.0	m <sup>2</sup>	7.00	357.00	4407.00
<u>PIEZAS ESPECIALES.</u>					
Tapas de fierro de 0.52x0.52 m. ....	2	pza.	66.89	133.78	
Válvulas C/Br., de flotador de 4"	2	"	550.00	700.00	
Válvulas de compuerta C/Br. de 4"	2	"	159.62	319.24	
Válvulas de compuerta C/Br. de 8"	2	"	406.92	813.84	
Fichancha C/Br. de 8"	2	"	85.00	170.00	
Niples de A.N. de 8"x1.25 m. C/R. en dos extremos.....	2	"	72.50	145.00	
Niple de A.N. de 4"x12.0m. C/R.en un extremo.....	4	"	55.00	220.00	
Codos F.M. C/R. de 4"x90°.....	2	"	10.00	20.00	
Niple de A.N. de 4"x1.50 m.C/R.en un extremo.....	2	"	43.00	86.00	
Niple de A.N. de 4"x0.75 m.C/R.en dos extremos.....	2	"	25.00	50.00	
Codos C/Br. f.f. de 45°x100 mm....	4	"	21.34	85.36	
Codos C/Br. f.f. de 90°x100 mm....	4	"	21.34	85.36	
Codos C/Br. f.f. de 90°x200 mm....	4	"	37.53	150.12	
Tes de f.f. C/Br. de 100x100 mm....	1	"	30.76	30.76	
Tes de f.f. C/Br. de 200x200 mm....	1	"	64.82	64.82	
Extremidad de 200 mm.....	1	"	37.53	37.53	
Extremidad de 100 mm.....	1	"	16.44	16.44	
Ventilas de 2"	4	"	20.00	80.00	
Empaques de plomo de 100 mm.....	15	"	1.65	24.75	
Empaques de plomo de 200 mm.....	13	"	3.19	41.47	
Tornillos para brida de 3/4"x4"	78	"	0.70	54.60	
Tornillos para brida de 5/8"x3 1/2"	60	"	0.55	33.00	
Contrabridas de 200 mm.....	4	"	17.33	69.32	
Contrabridas de 100 mm.....	4	"	9.34	37.36	5468.75

A la hoja 117:

217709.15

## OBRA Y REPARACIONES

Nº de unid. Precio  
unid. unidad PARCIAL TOTAL

237709.15

De la hoja 116:

## DETALLE DE DISCRIPCION.

Excavación en calle empedrada de copa de 0.70 x 1.25 m.....	1650	m <sup>3</sup>	1.34	2211.00
Excavación en calle pavimentada con asfalto, de copa de 0.70x1.25m...	1080	m <sup>3</sup>	1.42	1535.60
Excavación en calle pavimentada con repavimentación de copa de 0.70x1.25 m.....	79	m <sup>3</sup>	1.60	126.40
Excavación en calle empedrada de copa de 0.80x0.5 m.....	1170	m <sup>3</sup>	1.38	1614.60
Excavación en calle asfaltada de copa de 0.80x0.5 m.....	1302	m <sup>3</sup>	1.50	1953.00
Excavación en calle con losas de concreto, de copa de 0.60x0.5 m...	73	m <sup>3</sup>	1.75	133.00
Tubería de asbestos-cemento de 10 atm. de 150 mm.....	219	m.	12.85	2814.15
Anillos de hule de 150 mm.....	73	pza.	1.60	116.80
Tubería de asbestos-cemento de 10 atm. de 100 mm.....	927	m.	9.50	8806.50
Anillos de hule de 100 mm.....	309	pza.	1.20	370.80
Tubería de asbestos-cemento de 10 atm. de 75 mm.....	285	m.	7.60	2166.00
Anillos de hule de 75 mm.....	95	pza.	0.80	76.00
Tubería de asbestos-cemento de 10 atm. de 60 mm.....	2000	m.	6.20	12400.00
Anillos de hule de 60 mm.....	667	pza.	0.60	400.20
Plomo para las juntas de la tubería de 150, 100, 75 y 60 mm.....	1.2	ton.	675.00	810.00
Tubería de 2" n. de 2"	895	m.	7.20	6444.00
Tubería de 2" n. de 2"	4740	m.	4.17	19765.00
				54170.25

## COLACION, RETALACION, ALINEAMIENTO Y PRUEBA DE:

Tubería de asbestos-cemento de 150 atm. " " " 100 mm.	219	m.	0.25	54.75
" " " 75 mm.	297	m.	0.20	185.40
" " " 60 mm.	285	m.	0.20	57.00
" " " 25"	2000	m.	0.20	400.00
" " " 2"	895	m.	0.10	89.50
Relleno y apisonado copa 0.7x1.25m " " " 0.5x0.80m	4740	m.	0.10	474.00
Reposición de empedrado " " asfalto " " losas de concreto...	5000	m <sup>2</sup>	0.40	2000.00
" " " 2254	2254	m <sup>2</sup>	0.40	901.60
" " " 3320	3320	m <sup>2</sup>	0.15	500.00
" " " 2172	2172	m <sup>2</sup>	15.00	3260.00
" " " 158	158	m <sup>2</sup>	22.50	3550.00
				40012.25
				319522.65

## OBRAS Y ESPECIFICACIONES

Nº de unid. Precio I.E.P.O.N.T.E  
unid. unidad PARCIAL TOTAL

319522.65

de la hoja 117:

## PIEZAS ESPECIALES.

bruceas de f.f.o/Bx. de	150x100 mm.	1	pza.	49.56	49.56
" " "	100x60 "	1	"	31.46	31.46
" " "	100x75 "	1	"	31.46	31.46
" " "	75x75 "	2	"	27.38	54.76
" " "	60x60 "	3	"	27.58	82.74
p " L.p. con/R.	1"x1"	13	"	1.29	16.77
Tee de f.f.o/Bx. de	150x150 "	1	"	51.24	51.24
" " "	100x100 "	3	"	51.88	155.40
" " "	75x60 "	1	"	22.93	22.93
" " "	60x60 "	35	"	22.93	345.95
m C/R de f.n.	" 2"x2"	4	"	3.07	12.28
" " "	1"x1"	8	"	0.90	7.20
Codos C/Bx. de f.f. de	22%x100%	1	"	21.34	21.34
" " "	rotos 90%x60 "	2	"	14.18	28.36
" " "	90%x2%	1	"	2.48	2.48
Extremidades de 150 mm.....		16	"	25.57	51.14
" " "	100 "	6	"	16.87	269.92
" " "	75 "	6	"	14.08	84.84
" " "	60 "	54	"	14.08	760.32
Juntas gibault de 150 mm.....		2	"	10.09	20.18
" " "	100 "	16	"	7.29	116.64
" " "	75 "	6	"	4.84	29.04
" " "	60 "	52	"	4.84	251.68
Papas ciegas con rosca 100x1".		8	"	8.63	69.04
" " "	75x1".	5	"	7.07	55.35
" " "	60x2".	6	"	7.07	42.42
" " "	60x1".	20	"	7.07	197.96
Válvulas de compuerta G/Bx. 350mm		2	"	221.75	443.50
" " "	100 "	2	"	147.84	295.68
" " "	75 "	1	"	110.88	110.88
" " "	60 "	9	"	92.40	831.60
" " "	O/R 2"	5	"	85.00	425.00
" " "	3"	22	"	11.95	264.00
Reducciones C/Bx. de	150x100 mm.	1	"	23.42	23.42
" " "	150x60 "	1	"	21.42	21.42
" " "	100x75 "	2	"	15.01	30.02
" " "	75x60 "	5	"	13.80	41.40
" " Bushing "	2"x1"	7	"	0.69	4.83
Empaques de plomo de 150 mm....		7	"	2.11	14.77
" " "	100 "	26	"	1.65	42.90
" " "	75 "	15	"	1.08	98.28
" " "	60 "	91	"	1.08	98.28
Tornillos para brida 5/8"x3/4" "		532	"	0.55	294.00
" " "	3/4"x3/4" "	42	"	0.70	29.40
Ripley de f.n. de 2"x0.1m.....		15	"	1.00	15.00
" " "	1"x0.1m.....	111	"	0.50	55.50
Juntas Universales de f.n. de 2"		10	"	3.89	38.90
" " "	" " " 1"	101	"	1.32	132.31
Coplos de f.n. de 2"		2	"	1.75	3.50

3232.51

325735.56

A la hoja 119:

## OBRAZ Y ESPECIFICACIONES

	No de unid.	Precio unitario	IMPORTE unidad	TOTAL
--	----------------	--------------------	-------------------	-------

de la hoja 118.

325735.56

## PIEZAS ESPECIALES PARA 25 BOMBAR-

TRES:

Godos de f.g. de 1" x 90°	50	pza.	0.87	43.50		
Niples de f.g. de 1" x 1.40 m.	25	"	8.40	210.00		
Niples de f.g. de 1" x 0.30 m.	25	"	2.20	55.00		
Copiles de 1" de f.g.	25	"	0.78	19.50		
Reducciones Bushing de f.g. 1" x ½"	25	"	0.25	6.25		
Muelas de nariz de ½"	25	"	2.50	62.50		396.75

## PIEZAS ESPECIALES PARA LAS CAJAS

DE VALVULAS.

Contramarco de 1.40 m. Sen. Desc.	10	"	48.10	481.00		
" " 1.40 " Sen.	10	"	48.10	481.00		
" " 2.10 "	1	"	87.01	87.01		
" " 1.80 " dobles	5	"	91.90	459.50		
" " 2.10 " "	2	"	102.57	205.14		
Papas fierro y contramarco 0.5 x 0.5 m	35	"	54.00	1890.00		3603.65

## PARA 25 HIDRANTES:

Plantilla de tabique con mortero de cal y arena	1.70	m <sup>2</sup>	20.00	34.00		
Concreto armado 1:2:4 para piso...	1.13	m <sup>2</sup>	155.00	175.15		
Monosterio de piedra con mortero de cemento.	4.80	m <sup>3</sup>	40.00	192.00		
Aplanado de cemento de 1 cm. esp.	40.0	m <sup>2</sup>	2.10	84.00		485.15

## CAJAS DE VALVULAS.

Cajas de valvulas "A"	3	pza.	210.40	1052.00		
" " " B "	5	"	179.60	898.00		
" " " C "	4	"	139.53	558.12		
" " " D "	3	"	178.87	536.61		
" " " E "	2	"	162.23	324.46		
" " " F "	1	"	313.65	313.65		
" " " G "	3	"	230.77	692.31		
" " " H "	3	"	268.53	268.53		
Armando de cruceros	64	"	9.00	576.00		

Transporte de tuberías y piezas es  
peciales, incluyendo maniobras  
México-Chilpancingo 180 Ton. 51.00 9180.00 14399.68

IMPREVISTOS 10% 34462.08

ADMINISTRACION 8% 30326.63

SUMA TOTAL: \$ 409409.50

El Preaupuesto anterior importa la cantidad  
de \$ 409.409.50 (CUATROCIENTOS NUEVE MIL CUATROCENTOS  
NUEVES PESOS. 50/100).

México, D. F., septiembre de 1943.

Ariel Morales Romero.