

V 11 218 36

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA

Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas

PROYECTO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO
PARA UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE.

T E S I S

DESCARTE
DESCARTE

que presenta el alumno

SALOMON GARCIA

para su examen profesional
de Ingeniero Civil

MEXICO

1936



Universidad Nacional
Autónoma de México

Biblioteca Central

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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.

DEDICATORIAS

A mis padres

A mis hermanos

A mis profesores

A mi querida Escuela

A mis compañeros

A mis amigos

GENERALIDADES

TEMA QUE DEBE DESARROLLAR EL PASANTE
DE INGENIERO CIVIL SALOMON GERSON COMO TESIS
DE SU EXAMEN PROFESIONAL

- - - - -

En el proyecto para la reconstrucción del sistema de abastecimiento de agua potable para la Ciudad de México se ha considerado la construcción de una Planta de Bombeo - en el km. 9.666 del Acueducto de Xochimilco, en un lugar conocido con el nombre de Xotepingo.

En dicha planta se bombearán en gasto que principiando con 3750 litros por segundo irá creciendo según las necesidades de la Ciudad; de esta Planta partirán dos líneas de conducción y distribución de 2.80 m. de diámetro cada una, que terminarán en la cámara de válvulas de la distribución en Condessa y de esta misma Planta en el futuro se tenderá una línea que, siguiendo el trazo de la Calzada de Tlalpan, vendrá a unirse cerca del Hospicio con el tubo de distribución del sur.

Con objeto de aumentar la capacidad de almacenamiento es necesario construir un grupo de tanques de almacenamiento en el Cerro de la Estrella.

El tema consistirá en lo siguiente:

1. - Proyectar un grupo de cuatro tanques con capacidad de 200 000 m³ aproximadamente, en el Cerro de la Estrella.
2. - Trazo de la línea de tuberías de la Planta de Xotepingo a dichos tanques.
3. - Descripción y funcionamiento de la cámara de válvulas -

de distribución para los mismo.

4. - Presentar un presupuesto aproximado de un tanque en el Cerro de la Estrella.

Al resolver dicho problema hay que tener en cuenta que todo el sistema será conectado con el actual.

México, D.F., 15 de nov. de 1935.

Ing. Ricardo Monges López

(Firma)

ESTUDIO DEL PROYECTO

El proyecto de construcción de 4 tanques con capacidad de 200,000 m³ en el Cerro de la Estrella, el trazo de la línea de tuberías de la planta de Xotepingo a dichos tanques, el estudio de la cámara de válvulas de distribución para los mismos, etc. Es necesario hacer un estudio del sistema de abastecimiento de agua potable actual y otro de la estación de bombas de Xotepingo. Dichos estudios se necesitan para conocer con qué presión sale el agua de la estación de bombeo y a qué cota (nivel) está la estación de bombas, porque todo eso influye en la altura a que deben estar los tanques. Por lo tanto comenzaremos con el estudio del abastecimiento de agua potable actual.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ACTUAL

PARA LA CIUDAD DE MÉXICO

En la Ciudad de México, en el año 1933, siendo Jefe del Departamento Central el Sr. Lic. Aarón Sáenz, se hicieron dos estudios, uno por el Inge. Fortunato Dozal y otro por los Ings. A. Villa Acosta y E. Barrera, relativos al acueducto "Xochimilco", de la Ciudad de México, en el tramo comprendido entre Candelaria (Coyoacán) y la Planta de Bombas de La Condesa.

Estos estudios tenían por objeto informar al C. Jefe del Departamento Central sobre el proyecto más conveniente para substituir el acueducto que existía entonces, por otro en el tramo Candelaria - Condesa.

CONDICIONES EN QUE SE ENCONTRABA. - El acueducto "Xochimilco", de concreto reforzado, se construyó hace 25 años y se encontraba en muy malas condiciones en el tramo 9,052 mts. comprendido entre Candelaria (Coyacacán) y la Planta de Bombas Condessa.

El terreno, de poca resistencia, había permitido considerables asentamientos, que el acueducto, por su construcción rígida, no pudo resistir sin fracturarse. Las aguas del acueducto se escapaban en volúmenes de consideración y en algunos lugares las aguas frías entraban exteriores, por su alto nivel, habían entrado en el acueducto produciendo la contaminación correspondiente.

Las obras de recimentación y reparación que se habían hecho con grandes costos, no habían dado resultados satisfactorios. Aparte de eso, el acueducto sobresale del terreno en la zona Candelaria - Condessa, siendo esta condición un gran inconveniente en la actualidad, pues dicha zona está ya edificada casi en su totalidad.

Las razones anteriores han influido para que se hagan diferentes estudios, con objeto de escoger el mejor tipo de abastecimiento de agua potable en la Ciudad de México.

El estudio ha sido dividido en las siguientes partes:

1).-qué caudal se requiera para el aprovisionamiento de la Ciudad.

a) El consumo actual en la Ciudad de México.

b) Predicción de la población de la Ciudad para 1965.

c) El consumo de la Ciudad en 1965.

2).-Fuentes de abastecimiento.

a) Serranía de Ajusco.

b) Serranía de las Cruces.

c) Serranía de Monte Alto.

3).-Cómo se repartirá el agua proveniente de las diversas fuentes de abastecimiento.

La primera parte, o mejor dicho el caudal que se requiere para el aprovisionamiento de la Ciudad de México.

Se ha visto que actualmente llegan por el acueducto de Xochimilco 250,000 m³ de agua diariamente, y si se fija la dotación por habitante en 200 litros. Este caudal debía abastecer a 1,250,000 habitantes, y, sin embargo, 776,000 consumen toda esa agua en sólo 12 horas. El consumo, con el servicio intermitente que se tiene en la actualidad, es de 322 litros diarios por habitante, y si fuera continuo, el consumo sería mucho mayor.

Se puede afirmar desde luego, que el consumo normal de la Ciudad de México excede de los 200 litros por habitante que generalmente se suponía y que el agua se desper-

dicia en grandes cantidades. La razón porque se tomaron 200 litros por segundo es la siguiente: de las diferentes gráficas de consumo que se tiene de las grandes ciudades de Europa, es menor de 300 litros y fluctúa alrededor de 200 litros. En la tabla siguiente se ve el consumo en diferentes ciudades europeas:

PAIS	CIUDAD	POBLACION	CONSUMO l/h/a
Alemania	Berlín	- - -	108 - 140
Australia	Brisbane Queensland	320,200	170
Canadá	Hamilton - " Ontario		522
E.U.A.	Provincia del Rio. de Cali- fornia		475
Francia	Ciudades y Villas	más de 60,000 15 - 60,000 menos de 3,000	232 - 418 180 - 324 155 - 190
Hungría	Cerca La- go Balaton		29,7-132,5
Japón	Tokio Osaka	2,000,000 270,800	178 120
Siam	Bangkok	600,000	110

y al construir las obras de provisión de aguas potables, las costumbres en la Ciudad de México estaban influidas por las costumbres europeas. En la actualidad la influencia norteamericana se ha reflejado en el consumo por...

mal haciéndolo crecer, lo que, agregado al desperdicio cada vez mayor, ha hecho posible el exagerado consumo de 340 litros por habitante en 12 horas. Entonces, para determinar el consumo normal probable de la Ciudad de México, deben hacerse comparaciones con las ciudades norteamericanas, cuyo promedio de los consumos es de 490 litros diarios por habitante; y los consumos individuales varían desde un mínimo de 235 en Providence en 1915, hasta un máximo de 1324 en Buffalo en 1918.

El consumo por habitante varía con las condiciones que a continuación pongo en orden de su importancia de creciente: el desperdicio, los usos industriales, el empleo de medidores, las tarifas, la prosperidad económica, la calidad y la presión del agua, la asequibilidad de las fuentes de aprovisionamiento, el crecimiento de la población y la complejidad de los procesos de purificación que haya necesidad de emplear.

Para la comparación con la Ciudad de México fueron tomadas las siguientes ciudades norteamericanas con sus consumos medios de 1907 - 1927 y cuya población es mayor de 500,000 habitantes:

Baltimore, Md.	491
Boston	537
Buffalo, N.Y.	1082
Chicago, Ill.	904
Cleveland, Ohio	452

Detroit, Mich.	585
Kansas City	356
New York, N.Y.	450
Philadelphia, Pa.	684
San Francisco, Cal.	395
St. Louis, Mo.	424

Entre estos hay algunos que están en condiciones muy excepcionales que modifican grandemente el consumo, que son Buffalo, Chicago. En las ciudades de Philadelphia y Detroit, el consumo industrial constituye una gran parte -- del consumo total. El promedio de los consumos de las otras siete ciudades es de 415 litros por habitante y por día. Pa ra comparar el consumo de la Ciudad de México con este consumo promedio, los Ings. Villa Acosta y Barrera han examinado el consumo de cada uno de los cuarteles y han llegado a la siguiente tabla:

Cuartel	Población (Censo 1930)	Consumo l/h/d	Consumo en m ³
I	135,616	325	44,100
II	103,736	350	36,300
III	109,870	375	41,100
IV	80,276	400	32,110
V	82,633	350	28,950
VI	85,424	375	32,000
VII	110,232	400	44,100

Cuartel	Población (Censo 1930)	Consumo l/h/d	Consumo en m ³
VIII	66,381	500	33,165
IX (Tacuba)	89,942	300	26,983
X (Mixcoac)	37,654	350	13,180
XI (Tacubaya)	70,359	375	26,600
XII (Genl. Anaya)	51,644	300	15,493
XIII (Genl. Hidalgo)	23,516	300	6,985
Atzacapotzalco	19,902	300	5,971

De la tabla anterior únicamente los 8 primeros cuarteles se abastecen con el agua de Xochimilco (no es rigurosamente cierto, pero se acerca a la verdad). La población de estos 8 cuarteles es de 776,000 habitantes, los que consumen 250,000 m³ en 12 horas y resulta de 223 litros. Según la estimación en la tabla, el consumo es de 377 litros. De todo ésto se deduce: que el agua introducida diariamente en la red de distribución debería alcanzar, si las condiciones fueran normales, para dar servicio durante un tiempo mayor de las 12 horas.

Para resolver el problema del abastecimiento de agua de la Ciudad de México, se necesita, no solamente aumentar el caudal del agua que se introduce en la red, sino reducir las pérdidas y el desperdicio.

La capacidad y, por consiguiente, el costo de las obras para el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México, depende de la población máxima que se quiera

abastecer, para lo que es necesario predecir la población.

Haciendo diferentes estudios, con diferentes procedimientos, se ha llegado a la conclusión de que la zona (1), o mejor dicho, los primeros 8 cuarteles tendrán una población de 1,440,000 habitantes para el año de 1965 y, fijándose una dotación de 400 litros diarios, se necesitarán 576,000 m³/d. o 6667 l/seg.

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Conociendo el gasto que tendrá la Ciudad, es necesario conocer de donde se conseguirá el agua. De los diferentes estudios hechos en el Depto. de Aguas Potables del Depto. del Distrito Federal, se ha encontrado que las caudales de que se puede disponer para el aprovisionamiento de la Ciudad son:

Serranía del Ajusco	8000 l/s.
" de las Cruces	500 "
" de Monte Alto	1000 "
"	520 "

Los lngs. Villa Acosta y Barrera, que han estudiado detenidamente el problema del consumo de abastecimiento de agua potable en la Ciudad de México, han llegado a las siguientes conclusiones.

CONCLUSIONES

A. - Dentro del Valle de México se puede captar suficiente agua para abastecer a la Ciudad cuando menos hasta -- 1965.

B. - Las aguas de la Cerranía de las Cruces son suficientes para abastecer a la parte alta de Tacubaya, a Mixcoac y a la Colonia de las Lomas de Chapultepec hasta 1965. Una gran parte de las obras necesarias para utilizar -- estas aguas ha sido terminada.

C. - Las aguas que se pueden captar en la presa de Neón -- son suficientes para abastecer a Tacuba, Atzacotalco y la Colonia Gustavo A. Madero hasta 1965. Al captar -- estas aguas se resuelven dos problemas a la vez: el -- del aprovisionamiento de una zona y el de la regulari- -- zación del río de Tlalampantla.

D. - De la Cerranía del Ajusco se puede obtener suficiente agua para abastecer al resto de la Ciudad hasta 1965. La utilización de estas aguas comprende tres etapas a saber:--

1a. - Obras para ejecución inmediata.

a). - Substitución de los 9 primeros kilómetros -- del acueducto por dos líneas de tubería de presión de 1.50 m. de diámetro, con una lon- -- gitud de 20,600 metros y una capacidad de 1 700 l/s. cada una.

- b).- Construcción de la línea oriental de tubería, que funcionará a presión y que, partiendo de la planta de bombas de la Candelaria se llevará hacia el norte por la Calzada de Tlalpan hasta unirse con las columnas de distribución de la red actual. Tendrá un diámetro de 1.20 m., una longitud de unos 9 800 mts. y una capacidad de 1 700 l/s. hasta la Calzada del Chabacano y en ese punto se bifurcará en líneas de 0.90, de 4 800 y 3 000 mts. de longitud.
- c).- Construcción de un "by-pass" que unirá las tres tuberías anteriores y que tendrá un diámetro de 1.20 m. y una longitud de 4 000 metros.
- d).- Construcción de una planta de bombas en la Candelaria con capacidad inicial de 4 000 l/s., pero susceptible de ampliarse hasta 8 000 l/s.
- e).- Alumbramiento, por medio de pozos artesianos, de un caudal mínimo de 750 litros por segundo en la zona Taxquella - Candelaria.
- f).- Adquisición de los manantiales de las Fuentes Brotantes de Tlalpan para utilizar el agua que sobre después de dotar a esta población.

g).- Reparaciones al Acueducto de Xochimilco -
del R. 9 en adelante y ampliación de los -
sifones hasta donde sea necesario. Cons-
trucción de una línea de tubería para lle-
var el agua, captada en la zona Texqueña-
Candelaria, hasta la nueva planta de bom-
boo.

2a. - Obras necesarias para abastecer de agua a la --
ciudad de México, hasta 1945.

a).- Explotación de la Cuenca Tlalpam hasta cap-
tar 2 000 litros por segundo.

b).- Completar el Acueducto Tlalpam del cual --
tiene parte la línea de tubería de que se
habló en el inciso g).- anterior.

c).- Ampliación de la planta de bombas de Cande-
laria para una capacidad de 5 100 litros -
por segundo.

3a. - Obras necesarias para abastecer de agua a la --
ciudad hasta 1965.

a).- Captación de 3 000 litros por segundo de
las aguas de la Cuenca Milpa Alta.

b).- Construcción del Acueducto Milpa Alta.

c).- Ampliación de la planta de bombas de Cande-
laria para una capacidad de 3 000 l/s.

d).- Construcción de tanques de regularización
en el Cerro de la Estrella.

- e).- Construcción de una línea de presión entre la planta de la Candelaria y los tanques de la Estrella y otras entre éstos y la red de distribución.
- f).- Construcción de una línea de presión que partiendo de la planta de Candelaria, siga por el extremo occidental de la Ciudad hasta unirse con las columnas de distribución actuales.
- g).- Construcción de tanques regularizadores en el Cerro del Polón ligados a la red general.

Una advertencia final: en todo este estudio hemos supuesto que los consumos son los normales y nuestras conclusiones no se aplicarán si prevalecen las condiciones de anomalía que hay en el consumo y en la distribución.

* * * * *

Estos estudios fueron hechos como he indicado, tomando el problema en conjunto y sobre este estudio, con fecha 26 de julio de 1933, fué publicado el siguiente Memorandum por la Dirección General de Servicios Urbanos y Obras Públicas:

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS URBANOS Y OBRAS PUBLICAS
CAE.

Oficina de Ingenieria.
Serv. de Aguas Potables y Saneamiento.

MEMORANDUM

Los diversos estudios que se han practicado con motivo del problema de la reposición de los 9 kilómetros del Acueducto de Xochimilco, entre Churubusco y Condesa, han llevado a la consideración del problema general del abastecimiento, conducción y distribución de aguas potables de la Ciudad de México y poblaciones circunvecinas.

Hace muchos años que se han estado tratando estos problemas separadamente y pudiéramos decir que en todos los años transcurridos han sido ellos motivo tan solo de elucubraciones y algunas veces de controversias personales que han desviado la energía constructiva de Presidentes Municipales y Jefes del Departamento, hacia actividades posiblemente muy interesantes, pero que a la postre han dejado a la Ciudad de México sin el agua que necesita y con el problema cada vez en peores condiciones, tanto por lo que ve a la conservación de las obras antiguas como a la ejecución de las nuevas. He, pues, en esta ocasión, cuando se trata de evitar caer en las mismas discusiones bizantinas para dedicar todas las actividades necesarias exclusivamente a res

ponder con obras reales a la necesidad de la Ciudad.

Se basa especialmente este Memorandum en los trabajos presentados a últimas fechas por los C.C. Ing. Fortunato Dozal, quien fue consultado sobre el particular por el Departamento; Ing. Octavio Dubois, de quien se solicitó opinión sobre el trabajo del anterior y finalmente, del trabajo que por parte de la Sección de Aguas del Departamento han estado formulando los Ings. Alfonso Villa Acosta y Eduardo Barrera Bowring.

Tomando aisladamente la proposición del Ing. Dozal, consistente exclusivamente en reponer los 9 kilómetros del Acueducto, usando tubos de acero y conduciendo las aguas por bombeo hasta los Tanques de Dolores, no la juzgo totalmente aceptable.

Si se conduce el líquido a Condessa y Dolores solamente se tratara, es mi opinión, de acuerdo con la del Ing. Dubois, que sería preferible hacerlo por gravedad, en cuyo caso no serían comparables económicamente las tuberías de acero con las demás, según puede verse claramente en la réplica que el estudio del Ing. Dozal hicieron los Ing. Villa y Barrera, pues se cometió el equívoco de comparar el costo y amortización por una sola vez de líneas de duración de 25 años contra líneas que duraban al menos y se amortizaban en 50 años.

El equilibrio de los datos numéricos al hacer la comparación debería haberse llevado a cabo duplicando el con

to de las que duraban 25 años para ponerlas frente a las -
que se supuso durar 50 años y se amortizaban en ese tiempo.

De la lectura detenida que se haga del último -
estudio presentado por los lngs. Villa y Barrera y en el -
que se trata de resolver el problema de aguas potables de -
la Ciudad de México por un período comprendido desde ahora
hasta el año de 1965, se desprende que, según atinadamente
lo sugieren, debe considerarse el Acueducto, en el tramo -
Churubusco - Condesa, no sólo como una línea de conducción
del líquido, sino como de distribución también, que es lo
más indicado por el crecimiento de la Ciudad de México ha-
cia el sur de su original localización.

Además de la reposición del Acueducto en el tra-
mo Churubusco - Condesa en la forma anotada en el párrafo -
anterior, es imprescindible para el fin que se desea exten-
der una línea a partir del primer punto citado y que avance
hacia el centro y oriente de la Ciudad por la Calzada de --
Tlalpan con el doble objeto: primero, de cerrar los circui-
tos primarios de distribución y luego, quedar preparada pa-
ra servir como línea de conducción hacia un depósito de re-
gularización que se establecerá al noroeste de la población.

El problema de la Ciudad no es sólo el de tener
el agua, sino el de que el líquido pueda entregarse a una
presión conveniente, a cuyo fin se encamina el estableci-
miento de la línea oriente que cerrará los circuitos prima-
rios originales; de otra manera hay una pérdida tan grande

de presión entre las bombas de Condessa o tanques de Dolores y la parte oriente y norte de la Ciudad, que a estos últimos puntos llega el líquido con una presión muy baja que no le permite siquiera alcanzar a las azoteas de un primer piso.

Entre las dos líneas: Acueducto y línea oriente, se propone el establecimiento de una línea de unión (by-pass) que correrá por las calles de Baja California y quedará localizada al sur de una de las zonas más densamente pobladas en la actualidad y a la que ahora no alimenta sino la antigua línea primaria sur de la Ciudad; además, tiende este by-pass a equilibrar directamente los consumos de la parte oriente, sur y poniente de la población.

Las tres otras que ahora se proponen: reposición del Acueducto, línea oriente de la ciudad y by-pass entre estas dos, se juegan como primer paso esencial para la solución del problema y desde luego quedan en condiciones de poderse utilizar como parte de la red indispensable, no sólo hasta el término que comprende el estudio de los Ings. Villa y Barrera, es decir, 1965, sino como líneas definitivas de la ciudad en cualquier etapa, ya que es el remoto caso de que fuera necesario traer al Valle de México aguas de la Cuenca del Lerma, podrían seguir sirviendo como líneas primarias de distribución.

Las tres etapas de reconstrucción de la red primaria que para la distribución de las aguas de la ciudad de México se proponen son:

La de obras de ejecución inmediata, la de trabajos indispensables para llenar las necesidades hasta el año 1945 y, finalmente, las complementarias para dar el servicio requerido para la población el año de 1965.

En términos generales se exponen delante estas obras.

A.- Obras para ejecución inmediata.

a./- Substitución de los 3 primeros kilómetros del Acueducto por dos líneas de tuberías de presión de 1.20 de diámetro - (tuberías de fierro fundido o de concreto) las que descargarán directamente en los tanques de Beleros, con longitud cada una de ellas de 10,600 mts. aproximadamente y que sirven para conducir 1,700 l/s. cada una.

b./- Línea oriental de tubería que se tenderá por la Calzada de Tlalpam y conducirá hasta 1,700 l/s., teniendo un diámetro de 1.20 m., con 9,800 mts. de longitud hasta la Calzada del Ambacero, de donde se bifurcará en dos líneas de .90 m., una siguiendo las Calzadas de Resurrección o San Esteban y después por la de Balbuena hasta la Calle Alarcón y la otra tendida hacia el norte, con los dos

arrollos respectivos de 4,300 y 3,000 mts. aproximadamente. Al igual que las líneas que substituyan el Acueducto de Kochimilco, la línea oriente conducirá y distribuirá el líquido a presión.

c./- Liga (by-pass) entre las líneas Churubusco-Condosa y Tlalpam con diámetro de 1.20 m. y desarrollo aproximado de 4,000 mts.

d./- Planta de bombas en Churubusco o Cuernavaca con unidades que tendrán una capacidad inmediata de 4,000 l/s., la que podrá ampliarse finalmente hasta 8,000 l/s.

e./- Alumbrazamiento de las aguas de la zona Taxqueña Churubusco por medio de pozos artesianos en una cantidad mínima de 750 l/s.

f./- Adquisición de los manantiales las Fuentes Tretantes de Tlalpam, con el objeto de dotar a esa población del agua necesaria conduciendo el resto para su distribución en la Ciudad de México.

g./- Reparación general del Acueducto Xochimilco.

chimalco desde su origen a Candelaria, así como estudio y construcción en su caso de una línea que sea capaz de conducir en su totalidad los volúmenes -- captados en San Luis y Tlalpam hasta -- la nueva planta de Candelaria -- Churubusco.

B.- Obras necesarias para provisión y distribución de aguas en 1945.

- a./- Explotación de la Cuenca de Tlalpam, -- captando hasta 2,000 l/s.
- b./- Construcción del Acueducto Tlalpam-Churubusco para las nuevas captaciones.
- c./- Aplicación de la planta de bombas de -- Candelaria a Churubusco para una capacidad de 5,100 lts.

C.- Obras necesarias para el período final de -- 1965.

- a./- Captación de 3,000 l/s, de agua de la Cuenca de Milpa Alta.
- b./- Construcción del Acueducto Milpa Alta Xochimilco Tlalpam Candelaria Churubusco.

- c./- Ampliación de la planta de bombas de -
Guadalupe - Churubusco para 8,000 -
l/s. de capacidad.
- d./- Construcción de tanques de regulariza-
ción en el Cerro de la Estrella.
- e./- Tendido de líneas de presión entre las
bombas de Guadalupe y los tanques de
Estrella y además entre estos depósi-
tos y la red de distribución.
- f./- Tendido de una línea de presión entre
la planta de bombas y el oeste de la -
Ciudad para comprender la zona entre -
la línea Churubusco Guadalupe y la Calza-
da de Insurgentes.
- g./- Construcción de tanques de regulariza-
ción en el Cerro del Peñón, ligados a
la línea Churubusco Calzada de Tlalpa
y a la red general.

Todas las obras anteriormente anotadas se refie-
ren exclusivamente a la captación y distribución de aguas --
de las Sierritas del Ajusco y Milpa Alta, no haciéndose alu-
sión alguna en este memorándum a las obras necesarias para
dotar a la región de los pueblos al norte de la Ciudad de
México (Toluca, Atzacapotzalco y Guadalupe) ni tampoco a la
distribución de las aguas de la Sierrita de las Cruces, que

se distribuye en los pueblos del oeste, lo que se tratará -
por separado.

Volviendo mi atención hacia las obras de ejecu-
ción inmediata que son: tendido de las líneas del oriente, -
de substitución del Acueducto Xochimilco y de liga de ambas,
se propone y expresa que se usen en las líneas de tubería -
tubos de fierro fundido o concreto reforzado con cilindro -
de acero, capaces estos últimos de una presión de trabajo -
no menor que la que da una columna de 65 mts. de agua.

que se construya en la zona Camideraria Churru-
busco una planta de bombas adecuada y moderna para la que -
se apronte con toda amplitud el dinero necesario por lo que
va a las unidades de bombeo y que se gaste parcamente en el
edificio que la albergue, haciendo de él exclusivamente un
edificio utilitario sin onerosos detalles arquitectónicos.

Una estimación aproximada del monto de las o-
bras da: para las tuberías de concreto de 1.20 y .90 m. un
costo de \$ 6,750,000.00 y para las tuberías de fierro fundi-
do \$ 7,500,000.00. Estas estimaciones han sido hechas a ba-
se de que los tubos de concreto miden 5.60 y los de fierro
fundido 4.20, usando para todas las uniones Juntas Gibault.

Para la Planta de Bombas se dedicarán COPRO 15-20-25-30-35
\$ 500,000.00 aproximadamente.

El consumo de energía para los diámetros de tu-
bería indicados se estima también aproximadamente en COPRO 15-20-25-30-35
\$ 612,000.00 anuales, para el caso de que se usen tubos de
concreto, y \$ 685,000.00 anuales, de usarse tubos de fierro

fundido.

La mayor seguridad de la obra se tendrá empleando tubos de fierro fundido, en cuyo caso podría llegarse hasta usar alternadas las Juntas Gibault, disminuyendo así fuertemente el costo de la línea.

No se debe tomar en consideración el uso de tuberías de acero, tanto por lo que ve a su duración como por lo que toca a su costo en relación a la duración de ese material en comparación con las tuberías de fierro fundido y de concreto.

Las distintas fábricas de tubos de concreto que hasta ahora se han mostrado interesadas en las obras de la Ciudad de México, han tomado especial interés en que se adopten las uniones que como patentes de su propiedad o de su concesión representa cada fabricante, pero ampliamente satisfactoria no podemos considerar hasta ahora ninguna de las Juntas propuestas y tuberías; por consiguiente, al solicitarse en firme precios, deberán pedirse lo mismo para tubos lisos y para tubos provistos de las Juntas de sus patentes que puedan en detalle someterse a un estudio todo lo amplio que necesite ser, para definirse su uso o rechazarse, por ser, en las líneas que deben tenderse para el servicio del Valle de México, las Juntas de los tubos el punto de vital importancia, supeditando en todo caso la clase de tubería que se pretenda usar a la elasticidad de la Junta que debe emplearse.

SUPLENTE EFECTIVO. NO REMISION
México, D.F., a 26 de julio de 1933.
COORDINADOR DE LOS SERVICIOS DE AGUAS POTABLES Y
SANEAMIENTO

Ing. Otón Salvador Orozco (firmado)

Actualmente la estación de Bombas de Candelaria, o mejor dicho de Xotopingo, está por terminarse. Como en las obras inmediatas entra la tubería que va por la Calzada de Tlalpam, y esta tubería queda ligada con los tanques de regularización del Cerro de la Estrella, este proyecto debe ser adelantado.

Como en la Dirección General de Servicios Urbanos y Obras Públicas no hay ningún plano de la parte del Cerro de la Estrella donde se piensa poner los tanques de regularización (el último levantamiento topográfico hecho por este Departamento ha sido únicamente para llegar de la planta de Xotopingo al camino que une la Calzada de Interoaxalapa con el pueblo de Culhuacán), tuve necesidad de levantar la parte del cerro, para lo que he tomado la cota de la mojenera que fué puesta por la Secretaría de Comunicaciones y de allí comencé el levantamiento. Como la pendiente es fuerte, hice una nivelación trigonométrica y las distancias fueron medidas por medio de la estadía, para rectificar las medidas. Las primeras distancias las medí con cinta de lienzo, encontrando que casi no había ningún error, siendo en algunos casos de varios centímetros. Con estos datos fueron trazadas las curvas de nivel del plano anexo (en la parte del cerro). Igualmente al estar trabajando allí tomé diferentes datos con respecto a la geología de la región, y un croquis.

En la parte donde está la mojenera presenta algunas dificultades la subida al cerro por tener diferentes ho-

yes profundos. Si es que la tubería de la estación de bombas se lleva por aquel lado, se ocasionarán muchos gastos en excavaciones, lo mismo que en terraplenes. Para menor costo he encontrado que la línea de tubería debe pasar entre los pueblos de Culhuacán y San Antonio, por las siguientes razones:

- 1).- Por no presentar ninguna dificultad la subida.
- 2).- Por atravesar roca más fácil de excavar.
- 3).- Por llegar al centro de la meseta donde en tarán los tanques de regularización.

Para menor costo nos conviene que la línea sea recta; nada más que como en el camino se presentan diferentes dificultades y por lo tanto se desvía un poquito, en el plano anexo está mostrado el trazo de la línea.

La línea que unirá la cámara de válvulas con la Estación de Bombas constará de dos tuberías de 1.20 mts. de diámetro y será de fierro fundido. La razón porque se va a emplear fierro fundido es la siguiente: se han hecho en la Dirección de Aguas Potables del Depto. del D.F. diversas pruebas de tuberías de diferentes clases y resultó que la tubería más económica es la de fierro fundido.

Como no hay plano detallado de la parte comprendida entre Xetopingo y el pueblo de Culhuacán, no está trazada la tubería con todos los detalles.

yes profundos. Si es que la tubería de la estación de bombas se lleva por aquel lado, se ocasionarán muchos gastos en excavaciones, lo mismo que en terraplenes. Para menor costo he encontrado que la línea de tubería debe pasar entre los pueblos de Culhuacán y San Antonio, por las siguientes razones:

- 1).- Por no presentar ninguna dificultad la subida.
- 2).- Por atravesar roca más fácil de excavar.
- 3).- Por llegar al centro de la meseta donde entrarán los tanques de regularización.

Para menor costo nos conviene que la línea sea recta; nada más que como en el camino se presentan diferentes dificultades y por lo tanto se desvía un poquito, en el plano anexo está mostrado el trazo de la línea.

La línea que unirá la cámara de válvulas con la Estación de Bombas constará de dos tuberías de 1.20 mts. de diámetro y será de fierro fundido. La razón porque se va a emplear fierro fundido es la siguiente: se han hecho en la Dirección de Aguas Potables del Dpto. del D.F. diversas pruebas de tuberías de diferentes clases y resultó que la tubería más económica es la de fierro fundido.

Como no hay plano detallado de la parte comprendida entre Xotepingo y el pueblo de Culhuacán, no está trazada la tubería con todos los detalles.

El plano anexo lo he sacado de la Carta Geográfica del Distrito Federal, poniéndolo a una escala mayor. La distancia aproximada que tendrá esta tubería será de 4,2 -- 4,8 kilómetros. Esto depende del estudio detallado de esa región. La tubería tendrá dos pendientes: una entre Xotepingo y el pie del Cerro de la Estrella y otra entre el pie del Cerro y los Tanques.

Con la primera pendiente se llevará la tubería a una distancia de 3,8 - 5 km. aproximadamente y con la segunda a 500 mts.

En el plano anexo se ve que la tubería tendrá - en su trazo diferentes dificultades por tener que atravesar el Canal Nacional y otros canales de menor importancia, que traerán consigo obras más costosas. Al trazar la línea, lo primero que se necesita es levantar un plano detallado a una escala de 1:1000 para poder ver todos los obstáculos, dificultades etc. que se tendrán en el camino y buscar una línea de menor longitud que unirá la planta de Xotepingo y el pie del Cerro (entre los pueblos de Culhuacán y San Antonio por las razones anteriormente expuestas), buscando la economía, es decir, que la línea escogida resulte la más económica.

LA PLANTA DE XOTEPINGO

La planta de Xotepingo, como ya se vió anterior

mente, está por terminarse. Dicha planta está hecha de tal manera que a cualquier momento puede ser agrandada.

De esta planta saldrán 3 tubos: 2 hacia los Tanques de Dolores, una por la Calzada de Tlalpan y 2 hacia el Cerro de la Estrella. El diámetro de estos tubos será de 1.20 m. La Dirección de Aguas Potables del Depto. del Distrito Federal, al hacer el estudio de diferentes diámetros y distintas clases de tubería, llegó a la conclusión, de que la tubería más económica es la de fierro fundido, con un diámetro de 1.20m. Por lo tanto, la tubería que va de Xotepingo a los Tanques de Dolores es de 1.20 m. de diámetro. Este trabajo está ya muy avanzado. En lo que se refiere a la obra de instalación de la tubería que irá por la Calzada de Tlalpan, lo mismo que la que irá al Cerro de la Estrella, no se ha comenzado todavía. La tubería de Tlalpan partirá de la Planta de Xotepingo en dirección hacia el norte, por la Calzada de Tlalpan, hasta unirse con las columnas de distribución de la red actual. Tendrá un diámetro de 1.20m. y una capacidad de 1,700 l/seg. Su longitud será de unos 9,800 mts. hasta la Calzada del Chabacano, bifurcándose en este punto en líneas de 0.90 m.

La presión máxima con que saldrá el agua de la planta será de 64.4 m.

El agua de la Estación de Bombas pasará, por conducto de las tuberías, a la cámara de válvulas y de allí, a los tanques.

TANQUES DE REGULARIZACION.

Toda obra que se ejecuta para distribuir la provisión de aguas potables entre diversas casas de la ciudad, está muy relacionada con los tanques (depósitos) que regularizan el servicio.

Como es sabido, que el consumo de agua de una ciudad es muy variable en diferentes horas del día y de la noche, y como la instalación de bombas y los acueductos funcionan de una manera regular y producen un gasto uniforme, es indispensable que se almacene el agua sobrante en las horas de poco consumo, en unos depósitos de capacidad suficiente, a una altura debida, que estén en comunicación con las cañerías de la ciudad, los cuales en tiempo debido podrán suministrar el agua, en las horas de mayor consumo para la ciudad de México. Tales tanques con este proyecto fueron construidos en la Loma del Molino del Rey, con una capacidad de 800,000 m³. Esa capacidad permitía depositar un volumen necesario para la provisión de más de 30 horas, y en caso extremo, reduciendo a la mitad el consumo de la población, se podría tener una reserva suficiente para 60 horas.

Actualmente, como el gasto es mucho mayor, cualquier desarreglo en el acueducto que dure 1 - 2 días, ocasionaría falta de agua en la ciudad. Para prevenir esto, llegó la necesidad de construir en el Cerro de la Estrella otros 4 tanques con una capacidad de 200,000 m³. Las razones porque

se escogió el Cerro de la Estrella con las siguientes:-

- 1).- Por encontrarse no muy lejos de la Estación de bombas de Xetopingo.
- 2).- Por dar la altura suficiente (para que el agua tenga una presión máxima sobre las cañales de la Ciudad de 50 mts.).
- 3).- La tendencia de la Ciudad de México de crecer hacia el Cerro de la Estrella.

Las razones porque han sido puestos en el problema 4 tanques, fueron las mismas que se pusieron al construirse los 4 tanques de Dolores, por las razones de limpieza y desperfecto.

Otro de los puntos fundamentales para el estudio del proyecto, es determinar el diámetro y la profundidad del agua en uno de ellos.

Como la capacidad del tanque es de $50,000, m^3$, aumentando el diámetro se disminuye la profundidad. Por lo tanto haremos diferentes estudios económicos y adoptaremos el que salga más barato; hay que mencionar que haciendo más profundo el tanque, es menor el diámetro, y por lo tanto, el techo es menor (cuyo valor incluye más que cualquier otro).

Por lo mismo tiempo se aumenta el valor de la excavación y uno de los más importantes que siendo muy profunda la lámina de agua almacenada, las variaciones de nivel hubieran sido considerables, y, por lo tanto, se resentirán

importantes diferencias de presión en el servicio de la Ciudad.

La profundidad de los Tanques de Dolores es de 7 metros, que ha sido considerada la profundidad máxima. La razón de ésto es que la variación de la presión con respecto al plano medio que pueda existir no pase de $\frac{7}{100}$ respecto a la presión media. Teniendo ésto como base, aparte de que, como ya vimos, el agua ha hecho hoyos que llegan a una profundidad de 6 - 6,5 mts., es conveniente llegar a la misma profundidad que en Dolores o, mejor dicho, a los 7 metros, para que la base del tanque sea roca dura. Otra ventaja: como la tubería que irá del Cerro de la Estrella y las tuberías que llegan de Dolores van a ser unidas, es conveniente que la variación de la presión con respecto a la profundidad media de los tanques sea la misma, es decir $\frac{7}{100}$.

LA CONSTRUCCION DE LOS TANQUES

Como en nuestro caso la roca es dura, el problema es completamente distinto al que se presentó a los Incas al construir los 4 Tanques de Dolores, porque en el lugar donde se construyeron estos tanques, la roca es suave y hubo necesidad de poner paredes, piso, techo etc. La excavación no presentaba dificultades. En este caso no es necesario proyectar paredes para detener la presión del agua, así como tampoco un piso, porque la roca es de gran resistencia. La dificultad que se presenta aquí es la excavación. Como

ya vimos que la profundidad conveniente es de 7 metros, y por lo tanto es necesario excavar 7 metros de profundidad en roca dura. Si es que ponemos nuestros tanques circulares, como se ha hecho en la Loma del Molino, nos ocasionará gastos enormes, costando millones de pesos la excavación únicamente, aparte la impermeabilización, columnas, techo etc. Por lo tanto hay que buscar la manera para que los 200,000 m³ que tenemos que excavar nos ocasionen el menor costo posible, para lo que tendremos que emplear los explosivos. Hay que recordar que la roca tiene muchas juntas y grietas y al estallar la explosión, los receptáculos pueden tomar una forma caprichosa, o mejor dicho, un receptáculo puede resultar circular (aproximadamente); otro, elíptico; un tercero, rectangular etc. Todo esto depende de la roca: por las grietas, por sus juntas, la uniformidad etc.

Por lo tanto, estudiaremos cómo deben ser empleados los explosivos para llevar a cabo dicho trabajo.

EL EMPLEO DE LOS EXPLOSIVOS

Un tanque abierto, o mejor dicho, un corte en un cerro o montaña, para el depósito del agua o para otros fines, se hace de la siguiente manera: Cuando hay, por encima de la roca dura, una capa de tierra o de piedra suelta de dos metros o más de espesor, resulta generalmente más económico quitar esa capa con una pala de vapor antes de vo-

lar la roca. Cuando su espesor es de menos de dos metros, es probablemente preferible volar toda la formación desde la superficie hasta el nivel requerido.

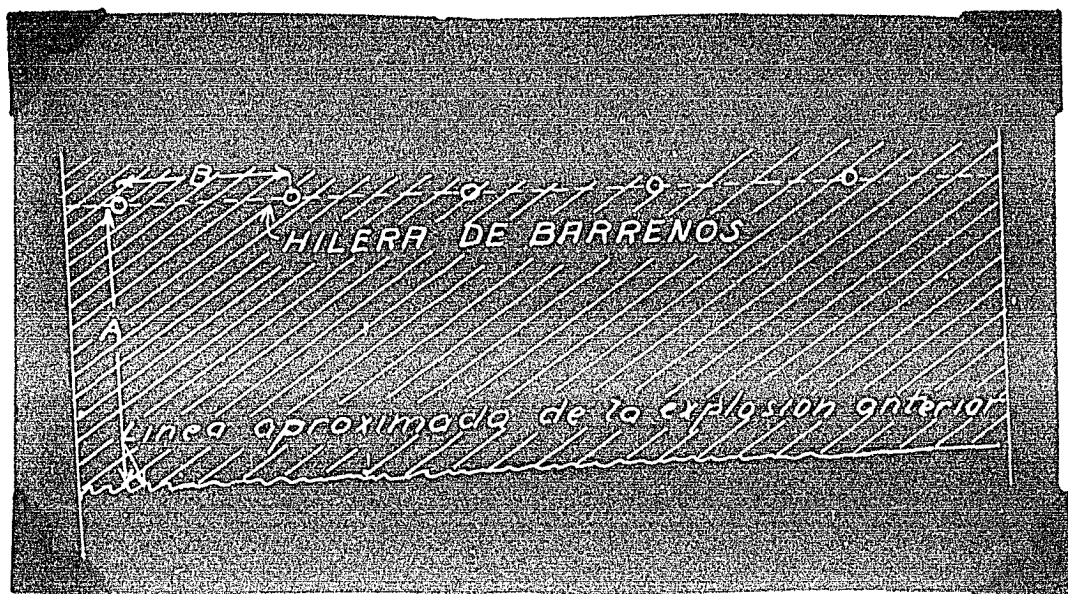
Debe disponerse el trabajo de modo que la pala pueda hacer un corte completo en el macizo sin tener que retroceder, el material puede quedar depositado en unas vagones situadas del otro lado del que están trabajando. La pala vuelve luego hacia el primer corte y quita sucesivamente los bancos que quedaren. Este método de trabajo por medio de cortes sucesivos y cada vez más hondos de un lado del tanque a otro, volviendo luego al lugar donde se principió, es el que resulta más económico, ya se trate de una capa dura superficial o "montera" o bien de roca volada.

Después de quitar la montara, hay que volar la roca. Cuando se ha de excavar la roca tan pronto como se ha quebrado, taladrando y cargando simultáneamente las vagones, el taladro de tripo de percusión es el que mejor conviene. Cuando la roca es muy dura, puede ser necesario encargar el fondo de los barrenos de modo que los quepa bastante explosivos para romper el terreno hasta el nivel requerido. El explosivo que conviene depende de la naturaleza de la roca y de las condiciones de trabajo. La Gelatina es lo mejor para la roca dura cuando se desea una buena fragmentación, así como cuando hay agua en los barrenos. Para una buena carga concentrada en el fondo de los barrenos, la Gelatina para Canteras, de 60% y a veces de 60% de fuerza, es la que mejor

convieno. La carga debe ser de 1 a 1 1/4 libras por yarda cúbica (0.60 a 0.75 kg. por metro cúbico) de roca que se ha de volar. En ese caso, lo mejor es volar un corte de 100 metros.

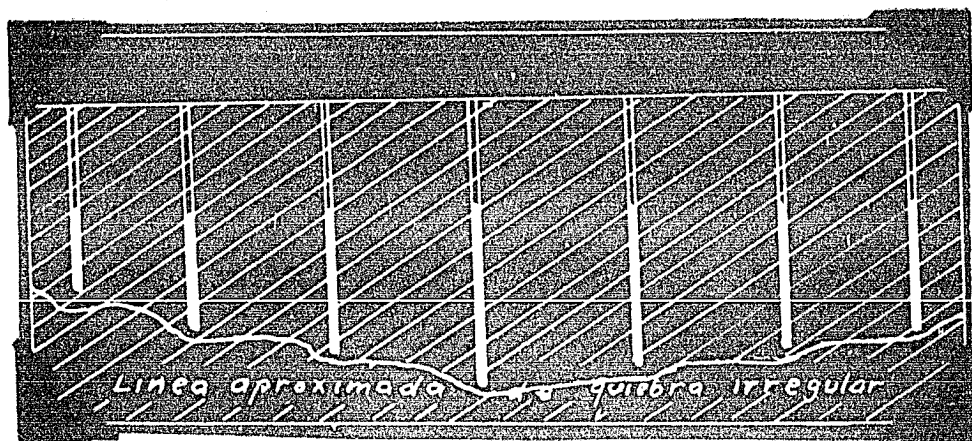
A veces, cuando urge terminar el trabajo y el material de excavación tarda en llegar al lugar de la obra, se puede volar toda la formación desde la superficie hasta la cota, aún cuando la capa superior de tierra sea muy espesa. En tal caso, deben los barrenos hacerse con perforadoras de pozos, provistas de barrenos de 5 5/8 de pulgada (143 mm.) haciéndolos llegar hasta un metro y medio por debajo de la cota. Esto resulta generalmente algo costoso debido a que la parte de los barrenos que atraviesa la tierra suelta, debe reforzarse con un tubo. Cuando se tropieza con piedras grandes al barrenar el crestón de tierra, conviene valerse de una carga bastante fuerte para arrojarlas fuera del corte si es posible, pues en caso contrario atrasarían el acarreo del material volado. Para un trabajo de esta índole, puede convenir valerse de una carga total hasta de 1 1/2 libras por yarda cuadrada (0.90 kg. por metro cuadrado) de roca que se ha de volar.

En la fig. 1 se muestra el plano de carga aproximada para los cortes. Para los de poca profundidad, la altura A suele ser superior a la profundidad del corte, mientras que el espacio B es un poco menor. Para mayor profundidad, especialmente en roca, el espaciado es general-



mento de la mitad a tres cuartas partes de la profundidad y la altura A (crestón) es más o menos igual al espaciado.

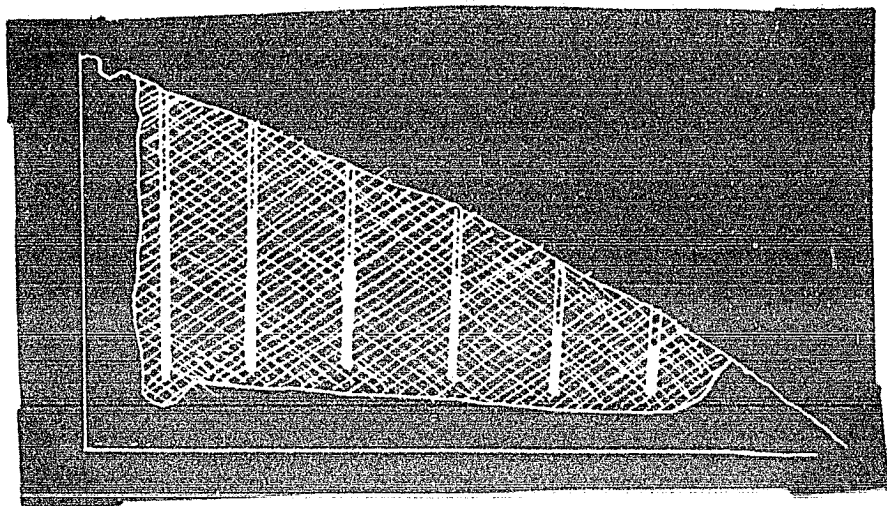
Anteriormente vimos que el fondo debe tener una pendiente hacia el centro para poder vaciar el agua para la limpieza del tanque y, por lo tanto, al hacer la explosión hay que buscar que la forma del tanque quede con una pendiente hacia el centro, para lo cual es necesario hacer los barrenos más hondos en el centro para dar dicha inclinación, como muestra la fig.2. Así que la pendiente



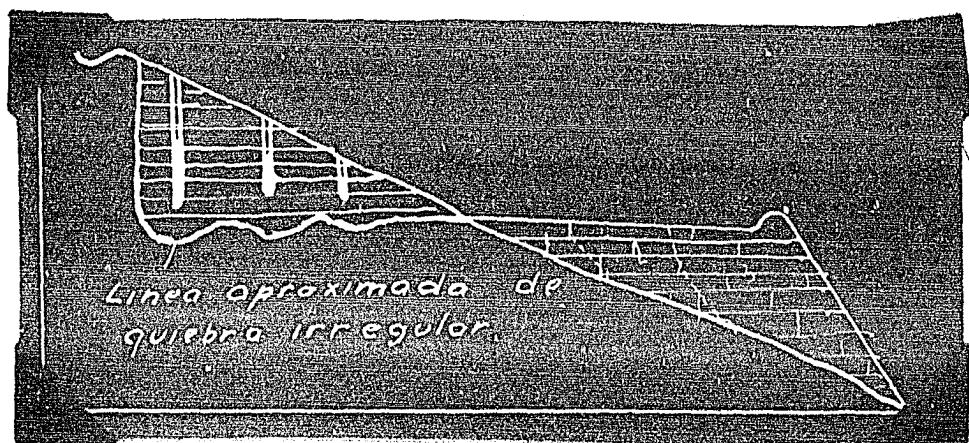
se obtiene después de la explosión, únicamente queda des-

pués por arreglar el piso, cortar las puntas que quedan después de la explosión, impermeabilizarlo etc.

Otro problema que se nos pueda presentar es el siguiente: como el diámetro del tanque es de 100 mts. aproximadamente y la pendiente es algo fuerte, tendremos que hacer el corte de manera que quede horizontal la parte donde estará el techo.



Los son los métodos empleados para hacer estos cortes: uno de ellos (fig. 3) consiste en excavar todo el suelo dejando el firme del tanque en su lugar; empleando el otro (fig. 4) se hace un corte más angosto, a fin de obtener la anchura deseada. En ambos casos puede acometerse el corte por un lado o por un extremo. Cuando se ataca el corte desde el extremo, se procede lo mismo que para los cortes abiertos y se emplean los mismos explosivos y las mismas cargas.



Cuando se acomete por un lado, se hacen ligeras variaciones, según si se vuelve a emplear el material excavado o si éste se bota como abajo. Cuando se ha de volver a utilizar, la carga no debe ser sino apenas lo suficiente para romper el suelo a manera de facilitar el manejo. Cuando se va a botar el material, se emplea una carga fuerte que lo arroje lejos, dejando poco que acarrear.

En nuestro caso se empleará el primer método y no se utilizarán los escombros para hacer el terraplén. Por lo consiguiente,

- 1).- Se consigue que el tanque se encuentre en roca firme, no teniendo que hacer paredes.
- 2).- Como la pendiente es chica en el lugar escogido para la instalación de los tanques, habrá poco que excavar.
- 3).- Al hacer un terraplén no necesitaría gastar mucho dinero en reforzarlo, más que lo que costará la excavación para dejar el suelo firme.

Por estas mismas razones es más conveniente lo primero, es decir, excavar todo el suelo y dejar el tanque en firme del suelo.

Terminado ya el trabajo de excavación, habrá que arreglar las paredes, dando al piso la forma más conveniente, su pendiente etc. Este trabajo se hace después de excavar y por lo tanto, la forma en que debe ser llevado a cabo, se ve cuando está lista la excavación, porque después de la explosión queda irregular el tanque y es imposible predecir cómo quedará (como he dicho antes, influye en esto la geología).

En general el proyecto consistirá en lo siguiente:

Se construirán 4 tanques (receptáculos circulares de concreto armado, de 100 mts. de diámetro aproximado). El piso de cada uno de estos receptáculos no será horizontal, sino que descenderá en el sentido radial de la periferia hacia el centro, en donde estará construida una torre de planta octagonal. La pendiente del piso será de 2%. Esta pendiente tendrá por objeto permitir que se puedan vaciar completamente los depósitos y de facilitar la limpieza.

Como ya indiqué anteriormente, la roca es dura y, por lo tanto, no habrá necesidad de poner un muro para contrarrestar la presión del agua; sino únicamente para impermeabilizar la roca, que tiene muchas juntas por donde

de puede fugarse el agua y puede entrar agua fría. Se tiene que poner el muro grueso en los casos ya descritos, donde al excavar para hacer el tanque, se encontrará un hoyo de dimensiones más grandes, que las del depósito del tanque (el cálculo de esa pared está más adelante).

Para formar un pretil para contener el relleno de tierra, se hará un muro o, mejor dicho, la capa que se forma de abajo para arriba en el tanque, con el propósito de impermeabilizarlo, será reforzada en la parte superior para poder detener el relleno de tierra y se le dará una ligera inclinación para permitir el escurrimiento de las aguas de lluvia. El techo de cada depósito estará formado por una losa de concreto armado, con una pendiente de $2\frac{1}{2}\%$ en el sentido radial, formando en su conjunto un tronco de cono muy aplastado, siendo el objeto de esta disposición permitir que se disponga de una pendiente para el escurrimiento de las aguas de lluvia, las que descienden desde la parte central de cada depósito hasta la periferia, en donde se les proporcionarán las salidas necesarias.

Como ya indiqué anteriormente, proyectar el tanque ahora es un poco difícil, porque no sabemos cómo quedará la excavación; pero si suponemos que la roca tiene las mismas grietas en todos sentidos, lo más probable es que la forma que resultará será circular y, por lo tanto, la construcción de dicho tanque se llevará a cabo de la siguiente manera:

La losa del techo estará sostenida por medio de

vigas de concreto armado que se colocarán, tanto en el sentido radial como en el sentido perpendicular al de los radios, siguiendo las cuerdas de los diversos círculos concéntricos que podrían llamarse, por decirlo así, círculos paralelos. Las vigas de cemento armado se sostendrán por medio de columnas construídas del mismo material, y que se colocarán según la disposición que muestran los dibujos que se acompañan. Las columnas se construirán sobre los diversos círculos concéntricos que se trazaron, con 5 metros de equidistancia en el sentido radial. Estarán colocadas a distancias variables entre sí en el sentido de las cuerdas de los diversos círculos, según puede verse en los dibujos. Se construirán en cada uno de los depósitos, 394 columnas.

En la parte central de cada depósito se construirá una torre de planta octagonal que tendrá, entre otros objetos, el de proporcionar un apoyo a las vigas de cemento armado correspondientes a los radios del primer círculo paralelo. Esta torre estará formada por muros de cemento armado de 0.50 m. de grueso, y el apotema correspondiente al octágono de la parte interior es de 2.52 m. El fondo de la torre se colocará a un nivel más bajo que el piso de los depósitos. Dicho fondo no será horizontal, sino que estará formado por un plano inclinado, de manera que se contará con una caída de 2.50 m. entre el piso del depósito y la parte más baja del fondo de la torre central.

Las torres centrales se comunicarán con el inte

rior de los depósitos por medio de 3 vanos de 1.00 m. de anchura por 1.50 de alto, que estarán rematados en la parte superior por arcos de medio punto de 0.50 m. de radio. Se podrá también establecer la comunicación del agua entre los depósitos y las torres centrales, por medio de 3 ventanas construídas en la parte alta de las torres. Las ventanas tendrán 1 metro de anchura y la altura de los pies derechos será de 0.50 m. Asentado sobre éstos se construirá un cerramiento formado por un arco de medio punto de 0.50m. de radio.

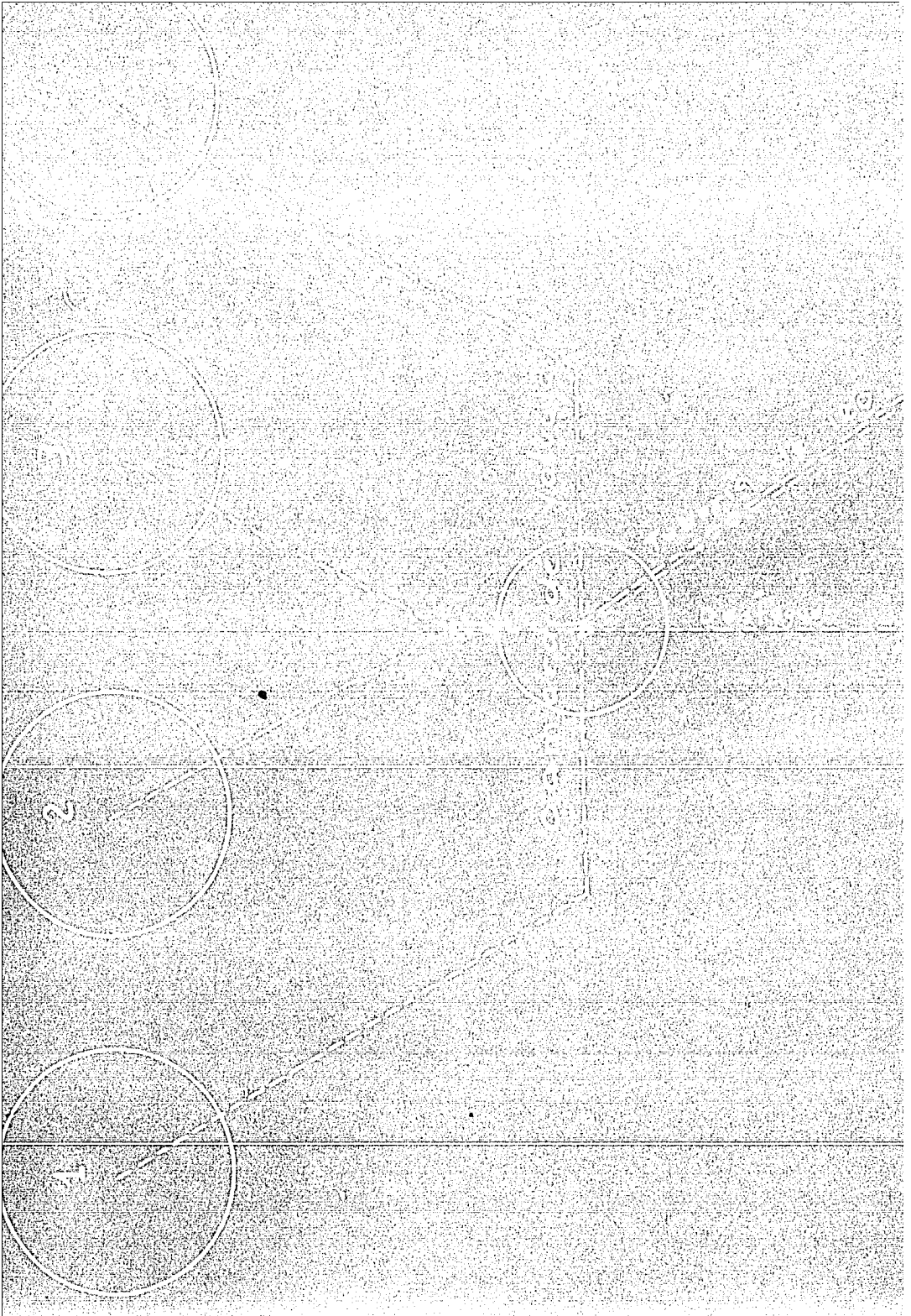
Sobre el enras de las torres octagonales, que estará a un nivel igual al de la capa de tierra que cubre a los depósitos, se construirán unas linternillas de la planta circular que sobresalgan arriba de dicha capa. Sirven estas linternillas para varios objetos, siendo el principal de ellos permitir el acceso al interior de los depósitos por medio de una escalera de cemento armado que tendrá 1 metro de anchura y que estará formada por 4 rampas y 3 descansos. Servirán también las linternillas para hacer las veces de chimeneas de ventilación, permitiendo la renovación del aire interior, a cuyo movimiento ayudará mucho la pendiente que tendrán los techos de los depósitos. Se aprovecharán también como motivos arquitectónicos para señalar al exterior los centros de los depósitos, y para formar unas faros que sostengan en la parte superior unos globos de cristal, en el interior de los cuales se podrán colocar luces de arco para la iluminación. Aprovechando la

capa de tierra vegetal que se colocará por encima de los techos de los depósitos, se pueden hacer jardines, los cuales quedarán iluminados. Por último, podrán servir de sostén para los pararrayos que se deberán poner, con el objeto de proteger cierta zona alrededor del centro de cada depósito, completándose la protección de éstos por medio de otros pararrayos que se deberán instalar en lugares convenientes sobre el muro perimetral.

La construcción de las linternillas se hará también de cemento armado.

Cada una de las torres octagonales en que se asentarán las linternillas que se acaban de describir, permitirán comunicar el agua contenida en cada uno de los depósitos con una torre construida en la Cámara de Válvulas que se construirá a inmediaciones de los receptáculos, cuya situación puede verse en la fig. # 5. No ocuparé más tarde de la descripción de esta Cámara, y por este motivo ahora me limito a mencionar solamente su existencia.

Para hacer la comunicación de las torres centrales de los depósitos con la Cámara de Válvulas, se construirán unos tubos de cemento armado de 1.20 m. de diámetro, de fierro fundido, los que partirán del centro de cada depósito y se dirigirán hacia la Cámara de Válvulas, según tramos que pueden verse marcados en el dibujo mencionado. La pendiente de estos tubos será de cerca de 0.0006.



PROYECTO DE LOS TANQUES

El proyecto de los tanques o, mejor dicho, el proyecto de un tanque de 50,000 mts. cúbicos, porque son 4 tanques y todos los cuatro son iguales, tienen el mismo trabajo etc., así que el tamaño (diámetro, altura etc.) - que resulte económico para dicho tanque se empleará para los otros 3 y, por lo tanto, pasaremos a estudiar dicho proyecto.

Principiaremos por calcular la altura económica.

ALTURA ECONOMICA DEL TANQUE

El costo "C" del tanque es igual a la suma de los costos: del terreno C_1 , de la excavación C_2 , de las losas del techo, de la envoltura cilíndrica, impermeabilización, de la obra de drenaje, columnas.

$$C = C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_6$$

C_1 es el producto del costo unitario del terreno por la superficie que ocupa en función del volumen V y la altura h , vale:

$$C_1' = \frac{V}{h} C_1$$

C_2' es la suma de los volúmenes del tanque y del recubrimiento de tierra multiplicado por costo unitario de excavación y movimiento de tierras

$$C_2' = (V + \frac{V}{h} h^2) C_2$$

C'_3 es el costo de las losas del techo. Si estas no tuvieran apoyo intermedio, su costo sería proporcional a $(\frac{V}{H})^{3/2}$, pero si tienen apoyo intermedio. Su costo por unidad de superficie es prácticamente constante y

$$C'_3 = \frac{V}{H} C_3$$

C'_4 - su valor es proporcional a la superficie:

$$C'_4 = \frac{V}{H} C_4$$

C'_5 - costo de la impermeabilización de los muros y del piso:

$$C'_5 = \left(\frac{V}{H} + 2\sqrt{\pi} \sqrt{V} \sqrt{h} \right) C_5 = \left(\frac{V}{H} + K_5 \sqrt{h} \right) C_5$$

C'_6 - el drenado del terreno consistirá de una tubería de drenaje periférica y en la base del tanque, cuya longitud es proporcional a:

$$C'_6 = 2\sqrt{\pi} \sqrt{\frac{V}{H}} C_6 = K_6 \sqrt{\frac{V}{H}} C_6$$

C'_7 - costo de las columnas:

$$C'_7 = C_7 \frac{V}{H}$$

sustituyendo estos valores en la primera ecuación:

$$C = C_1 \frac{V}{H} + C_2 V + C_2 \frac{V}{H} + C_3 \frac{V}{H} + C_4 \frac{V}{H} + C_5 \frac{V}{H} + C_5 K_5 \sqrt{h} + C_6 K_6 \sqrt{\frac{V}{H}} + C_7 \frac{V}{H}$$

simplificando y ordenando los términos:

$$C = K_5 C_5 \sqrt{h} + C_2 V + K_6 C_6 \sqrt{\frac{V}{H}} + (C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_7) \frac{V}{H}$$

derivando con respecto a h:

$$\frac{dC}{dh} = \frac{1}{2} K_5 C_5 \frac{1}{\sqrt{h}} - \frac{1}{2} K_6 C_6 \sqrt{\frac{1}{h^3}} - (C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_7) \frac{V}{H^2}$$

igualando a cero y multiplicando ambos miembros por $h^{3/2}$:

$$\frac{1}{2} K_5 C_6 \sqrt{h^3} = \frac{1}{2} K_5 C_6 \sqrt{v} \sqrt{h} + (C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_7) \sqrt{h}$$

ecuación en la que las literales tienen por valor:

V = Volumen del depósito 50,000 m³

C₁ = Costo del terreno \$ 1.00/m²

C₂ = Costo unitario de excavación y movimiento de tierra; como ya vimos, las dificultades que tendrán \$ 3.00/m³

C₃ = Considerando que la losa del techo sea de 15 cm. de grueso, pueden tomar \$ 8.00/m³

C₄ = Costo de m² de terrado \$ 1.00

C₅ = Costo de m² de impermeabilización ... \$ 3.50

K₅ = Constante que vale:

$$2 \sqrt{\pi} \sqrt{v} = \sqrt{4 \pi \cdot 50000} \dots\dots 25100$$

C₆ = Costo del metro lineal de drenaje ... \$ 5.50/m

K₆ = Una constante que vale:

$$K_6 = \sqrt{4 \pi} \dots\dots\dots \$ 3.55$$

C₇ = Costo de las columnas. Este valor no influye gran cosa en la profundidad, porque, como sabemos, al hacerse más profundo, deben las columnas ser de mayor altura y, por lo tanto, deben tener mayor refuerzo, con lo cual se aumenta el costo de las columnas, pero al mismo tiempo se consigue la disminución del mismo. En tanques no muy profundos se aumentan las columnas, pero el costo de ellas es menor, así que tanto en el primer caso como en el segundo, el valor de las columnas es aproximadamente el mismo y, por lo tanto, para

buscar la altura económica, se puede quitar este valor, y =
nuestra fórmula resultará:

$$\frac{1}{2} K_5 C_5 \sqrt{h^3} = \frac{1}{2} K_5 C_5 \sqrt{v} \sqrt{h} + (C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5) V$$

sustituyendo valores y simplificando:

$$\frac{1}{2} 25100 \times 3.50 \sqrt{h^3} = \frac{1}{2} 3.55 \times 3.50 \times 222 \sqrt{h} + (1+3+3+1+3.5) 50,000$$

$$43925 \sqrt{h^3} = 1570,275 \sqrt{h} + 325000$$

$$31,8 h^{3/2} = h^{1/2} + 590$$

$$31,8 h^{3/2} = h^{1/2} + 590$$

La ecuación por medio de la cual se puede calcular la altura económica del tanque; esta ecuación puede resolverse por tanteos.

PRIMER TANTEO

Se deprecia el primer término del segundo miembro por =
ser relativamente pequeño:

$$31,8 h^{3/2} = 590$$

$$h^{3/2} = 18,9$$

$$h = 18,9^{2/3}$$

$$h = 7,1$$

SEGUNDO TANTEO

$$31,8 h^{3/2} = 7,1 + 590$$

$$31,8 h^{3/2} = 590,66$$

$$h^{3/2} = 18,9$$

$$h = 7,1$$

La altura económica, como ya vimos, sale de 7,1 metros, pero no se puede aceptar dicho valor por las razones anteriormente expuestas, que las variaciones que respecto al plano medio puedan existir en más o en menos, no deben pasar de un 7% respecto a la presión media. Al mismo tiempo, como ya indiqué anteriormente, las tuberías que irán del Cerro de la Estrella, quedarán ligadas a las que vienen de Dolores, es conveniente que la variación de presión sea la misma en los tanques del Cerro de la Estrella como en los tanques de la Loma del Molino del Rey.

Con la altura se puede pasar a calcular el diámetro del tanque; pero como he indicado anteriormente, se van a emplear explosivos y la forma del tanque no resultará cilíndrica, por las diferentes grietas que abundan en aquellas rocas. Así que podemos calcular únicamente el área del tanque $\frac{V}{h} = \frac{50000}{7} = 7143 \text{ m}^2$, teniendo que ser un poco mayor de 7143 m^2 (por el volumen que ocupan las columnas, la torre etc.). Si uno de los 4 tanques resulta más o menos cilíndrico, tendrá que tener el siguiente diámetro:

$$d = \frac{V}{h} \cdot \frac{4}{\pi} = \frac{50000 \cdot 4}{7 \cdot \pi} = 95.5 \text{ m.}$$

y como ya vimos que las columnas ocupan lugar, así como también la torre interior, escaleras etc., el diámetro tiene que ser de 105 metros aproximadamente.

Hay que indicar que nuestro problema es el de hacer tanques de regularización con una capacidad de 200,000

m³ (los de Bolores almacenan 208,000 m³ cuando están completamente llenos). Si es que de la explosión nos resultan -- dos tanques un poco más grandes y dos un poco más chicos, no habrá que gastar dinero inutilmente para arreglar que todos queden del mismo volumen. Al hacer el cálculo de la altura económica he tomado 80,000 m³ porque van a ser 4 tanques y es preferible que queden del mismo volumen, pero el volumen verdadero que tendrá cada tanque, se obtendrá después de la excavación.

Puede suceder que uno de los tanques resulte mucho más grande (como he dicho antes, hay en el Cerro de la Estrella diferentes hoyos hechos por el agua de filtración y al excavarlos los tanques, puede suceder que una explosión una el tanque con dicho hoyo, teniendo el tanque que resultar mucho más grande) o cualquier otro caso que pueda suceder, (como no se tiene el estudio geológico del Cerro, no se puedan predecir todas las dificultades que se tendrán al -- construirse los cuatro tanques), y habrá que poner un muro. Por lo tanto calcularemos el espesor que deberá tener este muro, para cuando haya que ponerlo.

CALCULO DE LOS Muros

El muro estará sujeto al empuje horizontal de la tierra y al empuje del agua cuando esté lleno el tanque, caso en el que despreciaremos la resistencia de los terraplenes como un factor de seguridad.

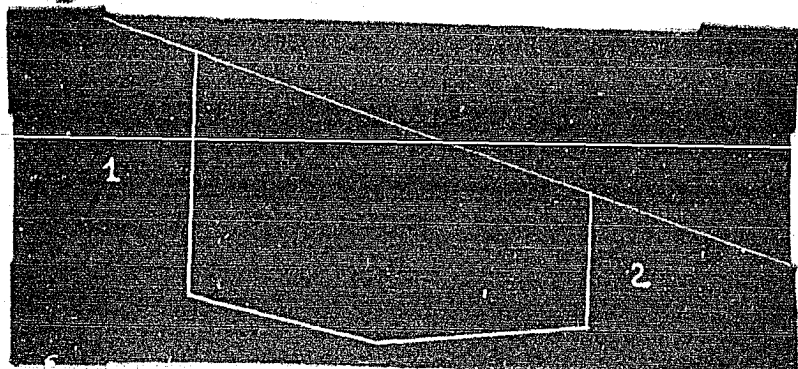
Al mismo tiempo hay que recordar que nuestros tanques van a tener forma cilíndrica. Los empujes que reciben estos muros son menores que los que reciben los muros planos. Si es que calculamos el espesor de dichos muros como planos, y los muros tendrán su curvatura, tendremos otro factor de seguridad.

Para el cálculo de los muros faltantes (ya vimos que los tanques tendrán muros laterales y habrá únicamente que poner en los casos anteriormente descritos) es necesario conocer la longitud que tendrá el mismo para poder buscar la forma en que resulte más económica. En el cálculo de los muros habrá que prever dos casos, que dependen de la situación, el lugar en que quedarán:

1o. - Cuando el muro quedará construido para separar una baya o reforzar la pared en la parte más alta, según la pendiente.

2o. - Cuando el muro queda construido del lado opuesto, es decir, en la parte más baja (según la pendiente)

En la fig. 6 se ven los dos casos:



En el primer caso, cuando se construye un muro para

separar el tanque de un hoyo quedará relleno con tierra, ejercerá una presión pequeña sobre el muro; si este hoyo no se rellena y el muro construido conpara la salida de la misma, éste se llenará, en el tiempo de lluvias, con agua y presentará peligros para el muro, siendo, por lo tanto, preferible relleno el mismo, para evitar que se almacene en él agua y presente peligros para nuestro muro. (se podría calcular el muro a manera de que resista la presión del agua, pero que ocasionaría aumento en el costo de su construcción y aparte de eso, el material excavado, en lugar de poder ser depositado cerca, tendría que acarrearlo lejos del lugar de trabajos, lo cual también traería consigo aumento en el costo. Todo esto nos muestra la conveniencia de relleno el hoyo).

En el segundo caso, si hacia abajo queda un hoyo y se construye un muro, no hay peligro de que el agua ejerza presión sobre el mismo, porque el agua correrá según la pendiente y no se almacenará. Si se llena dicho hoyo con el material de excavación, también aquí la tierra ejercerá presión sobre el muro, pero mucho menor que en el caso anterior. Al hacerse el levantamiento en el campo, he visto que casi todos los hoyos grandes quedan más abajo del lugar donde quedarán los tanques, y, por lo tanto, si se presenta un problema de esta naturaleza al construirse los tanques, será según el caso # 2.

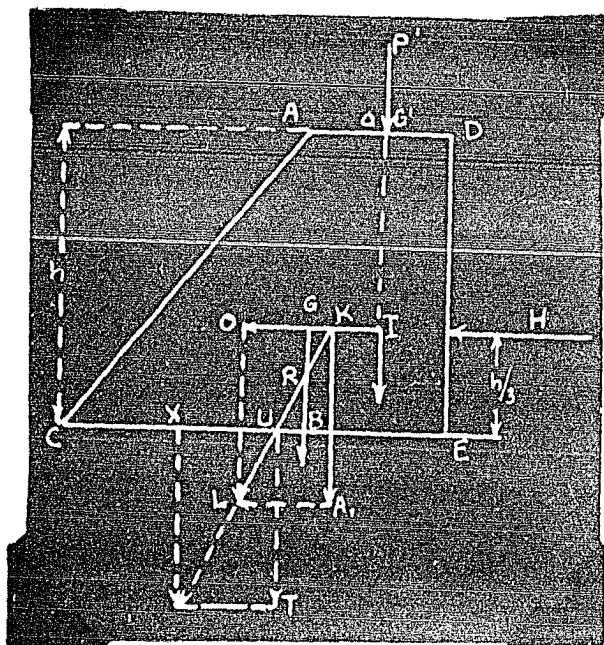
Como el muro que se va a calcular no tendrá únicamente que resistir la presión del agua y la tierra (si es que

habrá tal), sino al mismo tiempo servirá de apoyo al techo - (encima del cual irá el terrado etc.), tenemos que calcularlo con una sobrecarga.

La presión del agua en el tanque es mucho mayor en la parte inferior que en la superior y, por lo tanto, la sección transversal de los muros tendrá que ser trapezoidal.

Conociendo la altura y las diferentes presiones -- que ejercerán sobre el muro, calcularemos las dimensiones.

En la fig. 7 la sección transversal del muro es -- ADEC, h la altura del muro, K- la presión del agua. Calcularemos el peso de la cortina.



El peso de la cortina será:

$$\frac{a+b}{2} h \Delta = P$$

El peso que recibe de la sobre-- carga es P^1 . El empuje del agua aplicada en J a la tercera parte de la altura y normal a DE es

$$H = \frac{h^2 h}{2} 1000 = \frac{h^3}{2} 1000.$$

Considerando el peso P que está aplicado en G, la H y la P^1 que está aplicada en G^1 , trasladaremos la fuerza P^1 a lo largo de su línea de acción hasta que su origen sea I -- que se encuentra en una horizontal trazada por G. Como --

P^1 y P obran en el mismo sentido, la resultante de ellos será la suma de las dos intensidades y divide la distancia GI de G a G^1 en partes inversamente proporcionales a las intensidades de las fuerzas P y P^1 . Representaremos la resultante -- por R^1 . Esa resultante se intersecta con la R en un punto K donde trasladaremos R a R' y la resultante de las dos R corta GE en un punto U . Si trasladamos la R (de R^1 y R) a lo largo de su línea de acción hasta que su origen sea U , y descomongámosla en dos componentes: una horizontal UI que tiene de a deslizar a la cortina sobre el terreno, que es contrarrestada por la fricción, y una vertical UI' que produce la fatiga en la sección GE , por lo tanto, la fatiga en G es:

$$J_G = \frac{UI}{R} + UI' \text{ UB } \frac{G}{GE^2} \quad y$$

$$J_{R'} = \frac{UI}{R} - UI' \text{ UB } \frac{G}{GE^2}$$

La condición de estabilidad de este dique debe consistir en satisfacer tres requisitos:-

1. - Debe ser estable al deslizamiento.
2. - Debe ser estable a la rotación.
3. - Debe ser estable al desmoronamiento.

Estudiaremos por separado cada uno de los tres requisitos para el dique propuesto.

1o. - El coeficiente que se toma para el deslizamiento es $\mu = 0.75$

Como vimos el peso del muro es:

$$P = \frac{b+g}{2} h \Delta$$

La resistencia al deslizamiento:

$$\text{frotamiento} = MP = HE$$

(HE es la fuerza que hace deslizar el dique)

$$\frac{b+g}{2} h \Delta = HE$$

Cuando se proyecta un dique, generalmente se fija a priori un

coeficiente de seguridad $\epsilon = 2.5$, que no debe ser inferior a

este y como $H = \frac{h^2 w}{2}$

así que se puede determinar qué ancho debe tener la base B para la profundidad h para que el dique quede estable al resbalamiento:

$$B = \frac{2HE}{Hh} = a = b$$

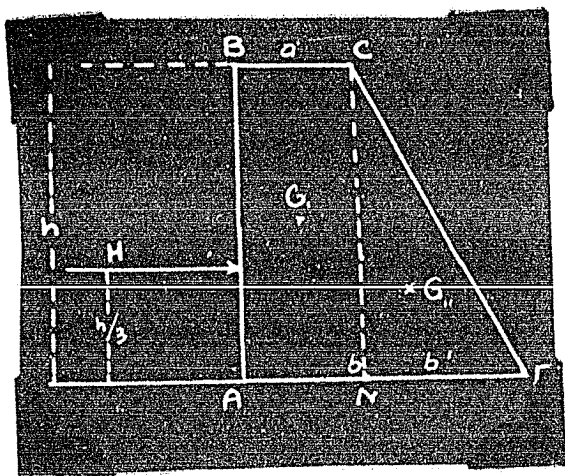
2o. - Estabilidad de rotación.

El empuje mayorado con el coeficiente de seguridad ϵ es:

$$F = HE$$

El momento de F con relación a B (fig. 3), que es el punto por donde la resultante de F y P debe pasar, es:

$$F \frac{h}{3} = HE \frac{h}{3} = \frac{h^2 w}{2} \epsilon \frac{h}{3} = \frac{h^3 w}{6} \epsilon$$



El peso del dique es: $\frac{b+a}{2} h \Delta$

y el momento de P. con relación D a $\bar{D}$ es su brazo de palanca es:

$$P \cdot x = \frac{a+b}{2} h \Delta x$$

Para encontrar x se descompone el trapecio en un triángulo y un rectángulo: NGB y $CHAB$, y tomaremos momento con respecto a D .

El momento del rectángulo:

$$M_{ABCH} = (b - \frac{a}{2}) h a \Delta$$

El momento del triángulo:

$$M_{NGD} = \frac{h}{2} (b-a) \frac{2}{3} (b-a) \Delta = \frac{h}{3} \Delta (b-a)^2$$

La suma de estos dos momentos debe ser igual al momento de la resultante:

$$\Delta \frac{b+a}{2} h x = \frac{h}{3} (b-a)^2 \Delta + (b - \frac{a}{2}) h a \Delta$$

de donde:

$$x = \frac{\frac{h}{3} (b-a)^2 + \left(b - \frac{a}{2}\right) h a}{\frac{b+a}{2} h}$$

de donde:

$$x = \frac{2b^2 + 2ba - a^2}{3(b+a)}$$

Sustituyendo la x por su valor:

$$P x = \frac{b+a}{2} h \Delta \frac{2b^2 + 2ba - a^2}{3(b+a)} = \frac{h \Delta}{6} (2b^2 + 2ab - a^2)$$

Y como el momento de F es igual al de P :

$$E \frac{h^3 y}{6} = \frac{h \Delta}{6} (2ab - a^2 + 2b^2)$$

$$\epsilon h^2 w = \Delta (2ab - a^2 + 2b^2)$$

de aquí se determina el valor de b:

$$b = \frac{-a \pm \sqrt{3a^2 + 2\epsilon h^2 w}}{2}$$

Hay que decir únicamente que el coeficiente de seguridad para la rotación debe ser mayor que el coeficiente de seguridad al deslizamiento, debido a que las morteras aglutinantes oponen a ésta resistencia al frotamiento.

Para encontrar la fatiga en A y en B, debemos encontrar dónde pasa la resultante. Como vimos que la resultante pasa por el punto U,

luego

$$\varphi_D = \frac{P}{R} + \frac{6}{R^2}$$

y

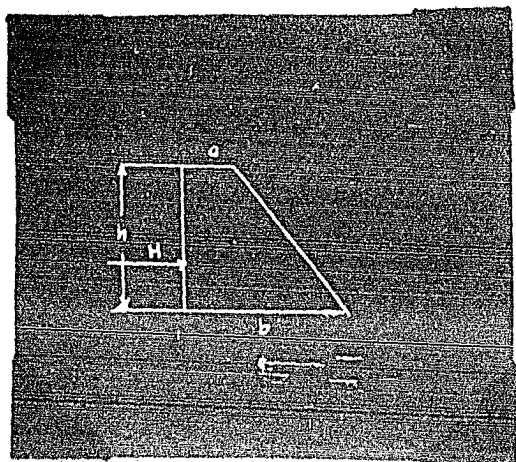
$$\varphi_A = \frac{P}{R} - \frac{6}{R^2}$$

Para que la fatiga en A sea nula se necesita que la resultante R de H y P^1 pase en el límite del tercio medio.

Generalmente se busca para que la resultante pase dentro del tercio medio, por la siguiente razón:

- 1.- Para que no haya esfuerzos de tensión y movimiento de volcamiento.
- 2.- que los esfuerzos de tensión no excedan los esfuerzos de tensión del material.

Mejor dicho es cuando la resultante de las presio-



nes que dentro del núcleo central, los trabajos moleculares en todos los puntos serán compresiones.

En el cálculo hecho anteriormente no se ha tomado en consideración el empuje de la tierra, sino únicamente del agua, y si es que habrá que poner un muro que tendrá también el empuje de la tierra, deberá ser tomada en cuenta esta fuerza y se deberán rectificar las dimensiones de los muros para el caso cuando el tanque esté vacío, si el muro podrá sostener la presión de la tierra, cuando el tanque esté vacío se deja la sección y si no, habrá que aumentar las dimensiones.

Como no se puede saber si habrá necesidad de poner un muro y, en caso de ponerse, se desconoce el largo que tendrá etc., he puesto el cálculo de los muros sin poner ningunos valores, y al construir se tendrá únicamente que dar a cada uno su valor, obteniendo las dimensiones que faltan.

EL PISO

El piso, como ya vimos anteriormente, no habrá que construirlo por la razón de que la roca es bastante dura y podrá resistir todas las fuerzas que obrarán sobre el piso, y como vimos que los hoyos que se encuentran en el Cerro de la Estrella tienen una profundidad de 6 - 6.5 metros y nuestro tanque tendrá 7 metros, es decir: los 7 metros serán en roca o 7.5 metros de la superficie, y por lo tanto, habrá que per-

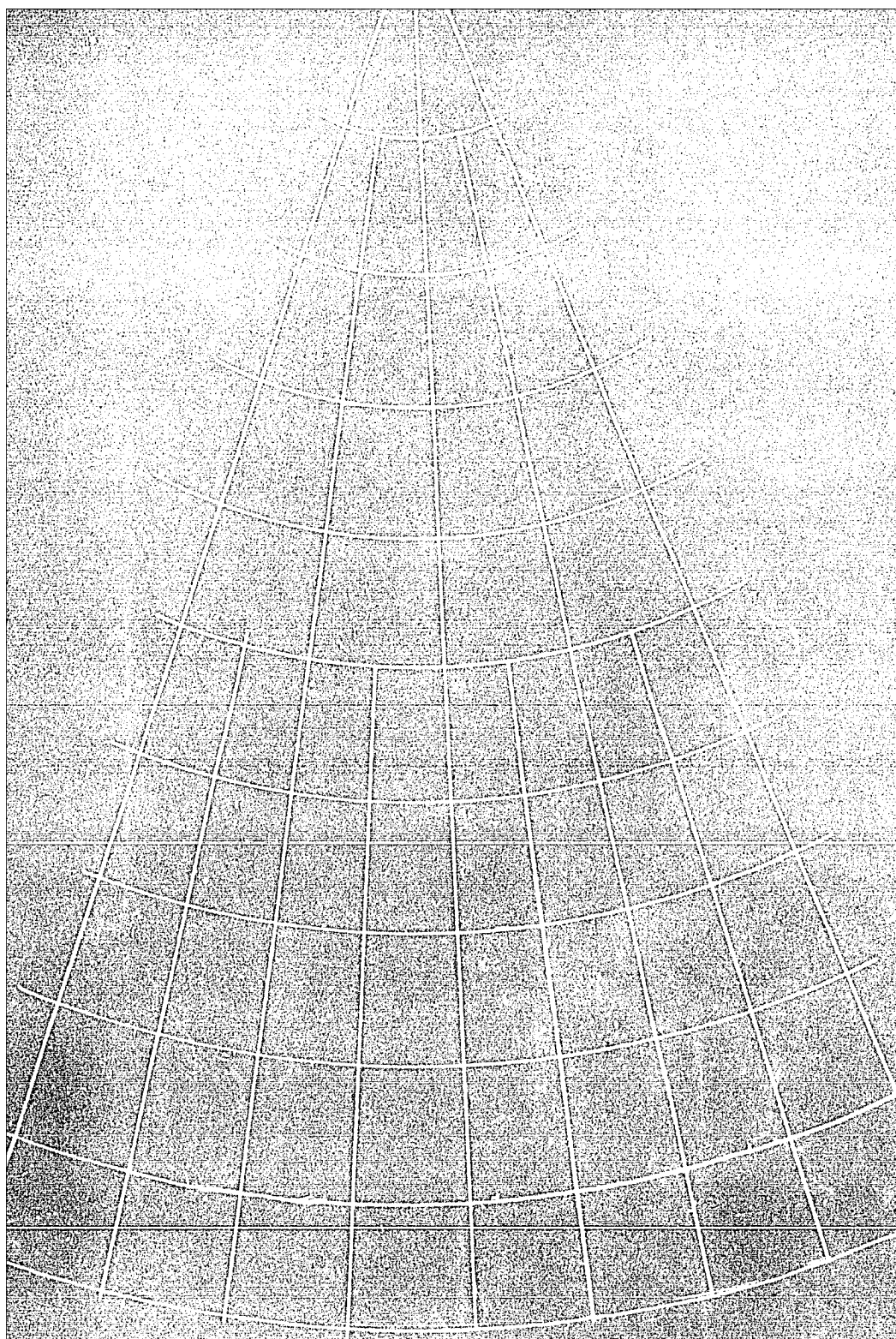
fundir la parte de las hoyas que comprenderán nuestros tanques a 1 metro donde la roca ya no está descompuesta por el agua y tiene la misma resistencia que en las otras partes del tanque. Así que en ningún caso habrá que poner piso; únicamente, como ya vimos, el piso tendrá una pendiente de 2% en el sentido radial de la periferia hacia el centro, siendo dicha pendiente con el objeto de poder vaciar completamente los depósitos y para poder facilitar la limpieza. Otro de los problemas que se nos presentarán al hacer el piso, será su impermeabilización. Al construir los tanques de Dolores se impermeabilizaron los pisos con una capa de cemento, nada más que allí el piso estaba ya construido de concreto y, por lo tanto, la capa de cemento tapó por completo los poros. En nuestro caso hay grietas en la roca y el método que se debe emplear depende del tamaño de estas grietas. Al hacer el estudio de las hoyas he visto que las grietas van disminuyendo de arriba para abajo y en el fondo de la hoya (6,8 mts. de profundidad) las grietas son muy pequeñas, y como el tanque quedará a 1 metro más de profundidad que la hoya, considero que las grietas serán aun más pequeñas que las que vi en el fondo. El método que vamos a emplear para la impermeabilización depende de la cuestión económica y, por lo tanto, al tratar la impermeabilización del tanque, describiré más detalladamente cual es el conveniente para el piso.

CÁLCULO DEL TECHO

Uno de los estudios más importantes para nosotros es el techo, porque lo tendremos que construir; pero no se puede calcular el techo sin saber qué forma tendrá el tanque, si será circular, como en el caso de los Tanques de Dolores, o si tendrá forma elíptica alargada etc. Como la forma de los tanques (lo más probable) será circular, haremos el cálculo del techo para un tanque de esta forma.

El diámetro del tanque, como ya vimos, será alrededor de 100 metros y, por lo tanto, habrá que poner en su interior columnas para poder sostener el techo. Al construirse los cuatro Tanques de Dolores se hicieron diferentes estudios sobre la cantidad de columnas que había que poner y se encontró que el mejor resultado dió el ponerlas en círculos concéntricos (por ser el tanque circular) cuyos radios difieren 5 metros. La separación de las columnas situadas en el mismo círculo será por lo general menor de 5 metros y están colocadas de manera que formen filas radiales, sumando, por consiguiente, el número de las columnas en los círculos concéntricos a medida que los radios sean mayores.

El conjunto del techo estará, pues, dividido en trapezoides cuyos bases paralelas estarán según las cuerdas de los diferentes círculos concéntricos (fig. 11) y cuyos lados inclinados estarán en el sentido de los radios. Las columnas corresponden a los vértices de estos grandes trapezoides.



Como la distancia entre viga y viga es bastante grande y se necesitaría construir una losa muy gruesa, es más conveniente construir una losa de 10 cm. de espesor reforzándola por medio de nervaduras tanto en el sentido radial como en el sentido de los paralelos, a manera de reducir el claro libre total. Las nervaduras serán unas pequeñas vigas de concreto armado que se colocarán al mismo tiempo que la losa y que descansarán sobre las trabes que estarán apoyadas en las columnas. Estas nervaduras subdividirán cada trapacio en varias superficies más pequeñas por medio de las nervaduras radiales y paralelas.

La losa se calculará como una simple pieza apoyada; teniendo en cuenta el claro máximo que resultará entre las nervaduras y las vigas.

El peso por metro cuadrado que se tendrá en cuenta para el cálculo será de 1,300 kg., que resulta de la siguiente estimación:

Peso propio de la losa de 0.10 m. de grueso	240
Peso de una capa de tierra vegetal de 0.50 m. de espesor	800
Peso del agua de lluvia que puede improp-- mar la capa de tierra	200
Sobrecarga accidental	<u>60</u>
Peso total por metro	1,300 kg.

CALCULO DEL TECHO CON NERVADURAS

El techo con nervaduras puede proyectarse en dos formas: de nervaduras radiales o de circunferenciales. Los dos casos difieren estructuralmente en lo siguiente: en el primero las nervaduras son continuas y están apoyadas sobre vigas circunferenciales; en el segundo las nervaduras no son continuas y se apoyan sobre vigas radiales. En ambos casos tanto las vigas normales como las radiales se apoyan directamente en las columnas.

Estando ambos proyectos en las mismas condiciones de carga y, en general, de tamaño, es de escogerse el de nervaduras radiales tanto por su continuidad como porque ofrece mayor facilidad de ejercicios debido a su uniformidad en sus longitudes.

CALCULO DEL TECHO DE NERVADURAS RADIALES

En este caso las nervaduras son continuas y, por lo tanto, su momento positivo cerca del centro es $\frac{wL^2}{12}$ siendo éste el mismo en el apoyo para los claros interiores; para los claros de los extremos el momento positivo cerca del centro es $\frac{wL^2}{16}$, el momento negativo en el segundo apoyo $\frac{wL^2}{16}$ y el momento negativo en el apoyo extremo $\frac{wL^2}{20}$.

La distribución que se propone de las nervaduras presenta la particularidad de tener su separación de 121,5

cm. Cuando la separación llega a 2,33 mts. se pone nervadura intermedia de manera que la separación varía entre los límites de 110,0 cm a 2,33 mts.

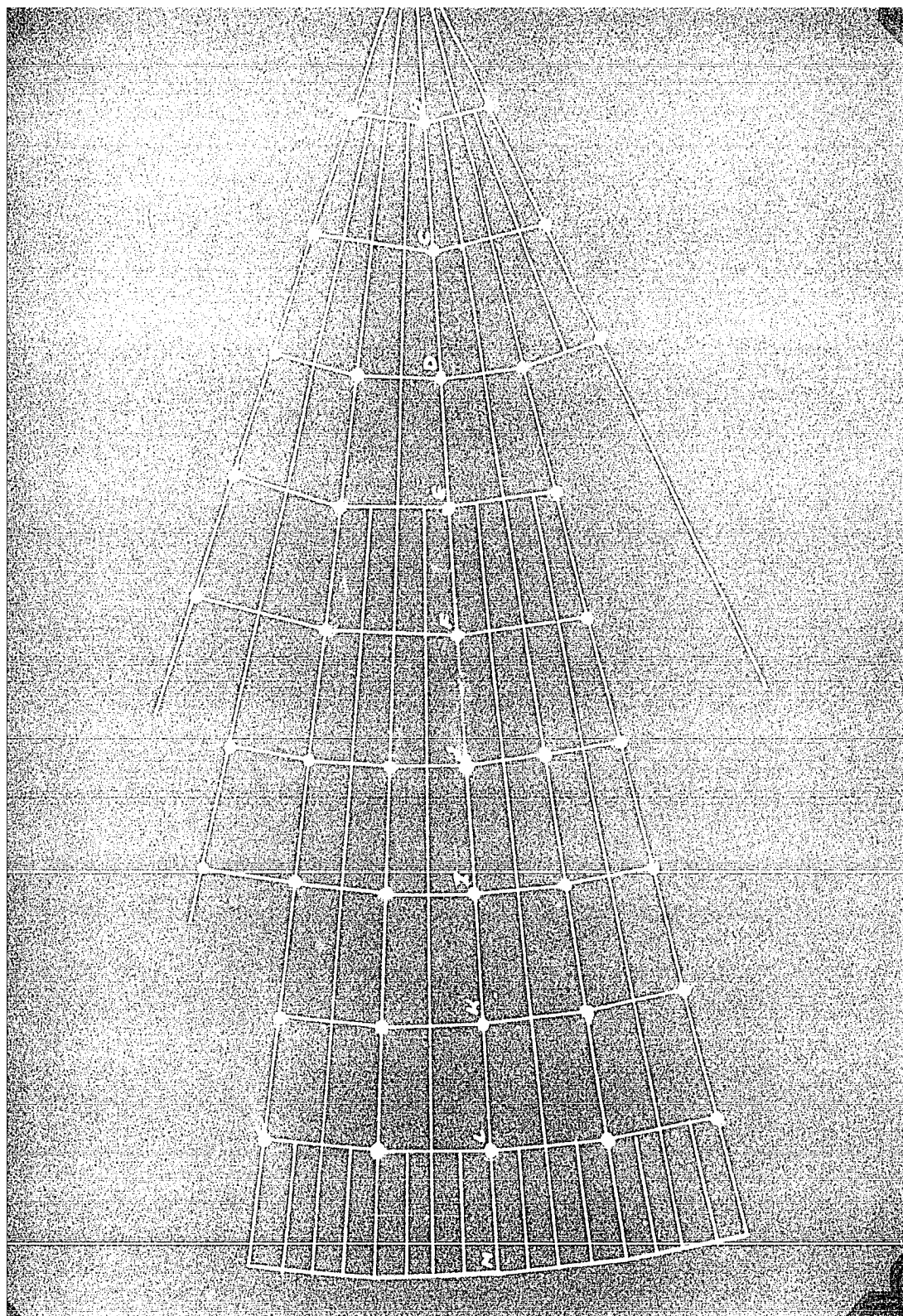
Para el cálculo de nuestro techo, en la fig.12 se ve cómo quedan distribuidas las vigas que forman 10 zonas -- con las columnas en que están apoyadas. Dichas zonas están subdivididas en trapecios por las nervaduras, que son de las mismas dimensiones en cada zona. Pero las dimensiones de -- los trapecios de una zona no son iguales a las dimensiones -- de los trapecios de las otras zonas: dichas dimensiones dependen de la distancia a que están alejados del centro y de la cantidad de nervaduras que atraviesan cada zona. Los trapecios que resultan en la primera zona la enumeramos 1, de -- la 2a. zona, 2, hasta 10 (en la figura se ve cómo quedan enumerados los trapecios). Esta enumeración se hace para poder -- proyectar económicamente* el fierro de refuerzo para la losa, nervaduras, vigas.

CALCULO DE LA LOSA

Consideremos concreto de 140 kg./
cm.² como carga de ruptura y fierro de
2205 kg./m.² como carga de trabajo. -

Para estos datos las constantes vienen:

*No refiere económicamente porque las fuerzas que obran en cada zona, son diferentes y al proyectar la losa, nervaduras, vigas para las fuerzas máximas se gastará mucho fierro.



$$f_s = 1265 \text{ kg./cm.}^2$$

$$f_o^1 = 140 \text{ kg./cm.}^2$$

$$f_o = 65 \text{ kg./cm.}^2$$

$$v_o = 3 f_o^1 = 4,2 \text{ kg./cm.}^2$$

$$K = .396$$

$$J = .868$$

$$C = .325$$

$$P = .0095$$

$$U = 7 \text{ kg./cm.}^2$$

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES MÁXIMOS

DE LA LOSA DE CADA ZONA

Para el cálculo de los momentos máximos de las losas de cada trapecio de cada zona, para mayor seguridad de la losa, aceptaremos que la distancia entre las nervaduras es igual a la base mayor del trapecio.

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS

$$M_1 = \frac{(1.46)^2 \times 1500}{12} = 231 \text{ kgm.}$$

$$M_2 = \frac{(1.46)^2 \times 1500}{12} = 231 \text{ kgm.}$$

$$M_3 = \frac{(1.71)^2 \times 1500}{12} = 320 \text{ kgm.}$$

$$M_4 = \frac{(2.20)^2 \times 1500}{12} = 525 \text{ kgm.}$$

$$M_5 = \frac{(1.56)^2 \times 1500}{12} = 198 \text{ kgm.}$$

$$M_6 = \frac{(1.59)^2 \times 1500}{12} = 274 \text{ kgm.}$$

$$M_7 = \frac{(1.84)^2 \times 1500}{12} = 368 \text{ kgm.}$$

$$M_8 = \frac{(2.03)^2 \times 1500}{12} = 476 \text{ kgm.}$$

$$M_9 = \frac{(2.35)^2 \times 1500}{12} = 593 \text{ kgm.}$$

$$M_{10} = \frac{(1.25)^2 \times 1500}{12} = 174 \text{ kgm.}$$

Como el momento máximo que resultó es de la última zona, calcularemos el peralte efectivo de la losa:

$$d = .325 \sqrt{593} = 7.8 \text{ cm.}$$

más el recubrimiento $t = 10 \text{ cm.}$

CALCULO DE V PARA CADA ZONA

$$1a. \text{ zona } V = \frac{1.46 \times 1500}{2} = 952 \text{ kg.}$$

$$2a. \text{ " } V = \frac{1.46 \times 1500}{2} = 952 \text{ kg.}$$

$$3a. \text{ " } V = \frac{1.71 \times 1500}{2} = 1212 \text{ kg.}$$

$$4a. \text{ " } V = \frac{2.20 \times 1500}{2} = 1650 \text{ kg.}$$

$$5a. \text{ " } V = \frac{1.55 \times 1500}{2} = 978 \text{ kg.}$$

$$6a. \text{ " } V = \frac{1.60 \times 1500}{2} = 1055 \text{ kg.}$$

$$7a. \text{ " } V = \frac{1.84 \times 1500}{2} = 1392 \text{ kg.}$$

$$8a. \text{ " } V = \frac{2.03 \times 1500}{2} = 1552 \text{ kg.}$$

$$9a. \text{ " } V = \frac{2.35 \times 1500}{2} = 1715 \text{ kg.}$$

$$10a. \text{ " } V = \frac{1.25 \times 1500}{2} = 812 \text{ kg.}$$

CALCULO DEL FIERRO PARA EL ESFUERZO

1a. zona

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{5100}{1265 \times .868 \times 7,8} = 2,80 \text{ cm.}^2$$

$$o = \frac{V}{u j d} = \frac{9,52}{7 \times .868 \times 7,8} = 20,2 \text{ cm.}$$

El fierro que vamos a poner en la losa es de 3/8"

$$\varphi = 3/8" = .71 \text{ cm.}^2$$

La cantidad de varillas:

$$n = \frac{20,5}{3} = 6,8 \text{ varillas}$$

La separación de las varillas será:

$$s = \frac{100}{6,8} = 14,5 \text{ cm.}$$

2a. zona

$$A_s = \frac{5100}{1265 \times .868 \times 7,8} = 2,80 \text{ cm.}^2$$

$$o = \frac{V}{u j d} = \frac{9,52}{7 \times .868 \times 7,8} = 20,2 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = \frac{20,5}{3} = 6,8 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$s = \frac{100}{6,8} = 14,5 \text{ cm.}$$

3a. zona

$$A_s = \frac{52000}{1265 \times ,866 \times 7,8} = 3,74 \text{ cm.}^2$$

$$C = \frac{1332}{7 \times ,866 \times 7,8} = 3,6 \text{ cm.}^2$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 7,90 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$S = \frac{100}{7,90} = 12,70 \text{ cm.}$$

4a. zona

$$A_s = \frac{62500}{1265 \times ,866 \times 7,8} = 6,11 \text{ cm.}^2$$

$$C = \frac{1480}{7 \times ,866 \times 7,8} = 31,0 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 10,50 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$S = \frac{100}{10,5} = 9,7 \text{ cm.}$$

5a. zona

$$A_s = \frac{10000}{1265 \times ,866 \times 7,8} = 23,2 \text{ cm.}^2$$

$$O = \frac{878}{7 \pi \cdot 888 \pi 7,8} = 18,6 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 6,2 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$s = \frac{100}{6,2} \text{ cm.} = 16,2 \text{ cm.}$$

6a. zona

$$A_s = \frac{27400}{1265 \pi \cdot 888 \pi 7,8} = 3,20 \text{ cm.}^2$$

$$O = \frac{1055}{7 \pi \cdot 888 \pi 7,8} = 21,3 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 7,30 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$s = 13,7 \text{ cm.} = 14 \text{ cm.}$$

7a. zona

$$A_s = \frac{36800}{1265 \pi \cdot 888 \pi 7,8} = 4,23 \text{ cm.}^2$$

$$O = \frac{1192}{7 \pi \cdot 888 \pi 7,8} = 25,2 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 3,30 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$S = 12,35 \text{ cm.} \approx 12 \text{ cm.}$$

3a. zona

$$A_s = \frac{47000}{1235 \times ,368 \times 7,8} = 6,49 \text{ cm.}^2$$

$$O = \frac{1352}{7 \times ,368 \times 7,8} = 23,6 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 9,50 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$S = 10,5 \text{ cm.}$$

3a. zona

$$A_s = \frac{583}{1235 \times ,368 \times 7,8} = 6,86 \text{ cm.}^2$$

$$O = \frac{1515}{7 \times ,368 \times 7,8} = 51,9 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 10,65 \text{ varillas}$$

La separación de la varilla será:

$$S = 9,5 \text{ cm.}$$

10a. zona

$$A_s = \frac{17400}{1265 \times 0,868 \times 7,8} = 2,03 \text{ cm.}^2$$

$$o = \frac{812}{7 \times 0,868 \times 7,8} = 17,2 \text{ cm.}$$

La cantidad de varillas por metro:

$$n = 5,73 \text{ varillas}$$

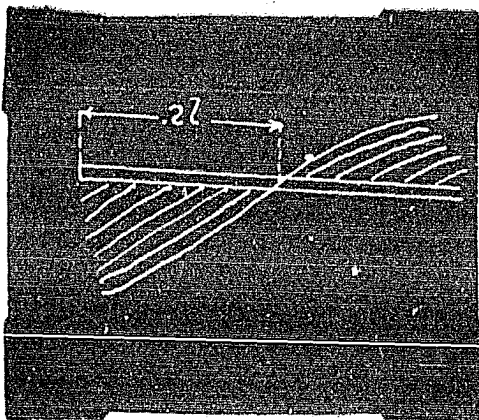
La separación de la varilla será:

$$s = 17,5 \text{ cm.}$$

Vamos a ver en qué forma doblamos el fierro, lo cual debe constituir a lo sumo $\frac{2}{3}$ partes del fierro total.

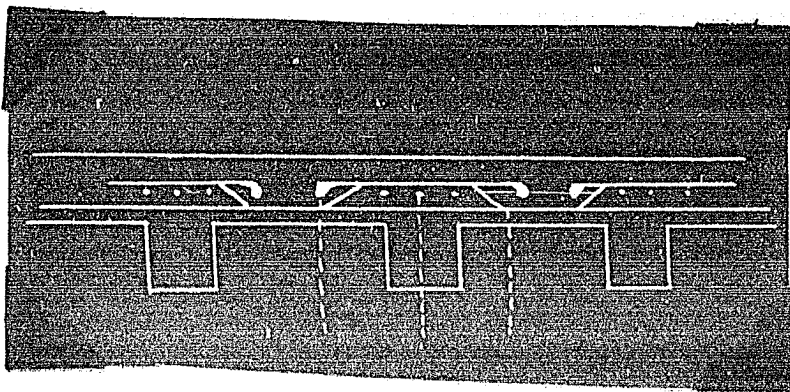
Este cálculo se hace basándose en que el momento negativo sobre los apoyos es $\frac{P_{12}}{12}$ en los traves intermedias.

La gráfica de los esfuerzos es la siguiente (fig. 13). Generalmente a 0,2 del claro el fierro se necesita



en la parte superior. Así que el fierro debe doblarse a 0,2 l antes de llegar al apoyo. Doblares la mitad del fierro. Después de doblar la mitad del fierro se colocan en la parte superior otras varillas, para completar el fierro que

se queda abajo (fierro suplementario) que deben recubrirlos ,2 14



30 diámetros, terminando en gancho como indica la fig. 14.

Además del fierro de refuerzo, se proveerá la losa de fierro radial de refuerzo para contracciones.

$$A_s = .003 \times 100 \times 7.8 = 2.34 \text{ cm.}^2/\text{m.}$$

o sean $\phi = 3/8" = 0.95 \text{ cm.}^2$

$$n = 3.50 \text{ varillas}$$

$$s = 0.95 \times 100 / 2.34 = 40 \text{ cm.}$$

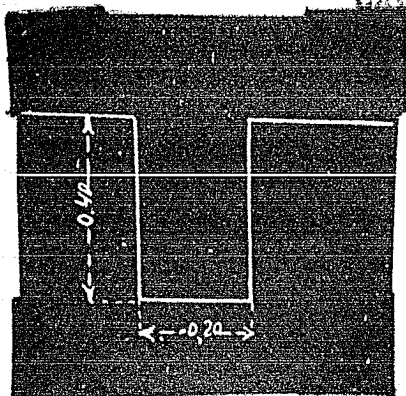
CALCULO DE LAS NERVADURAS

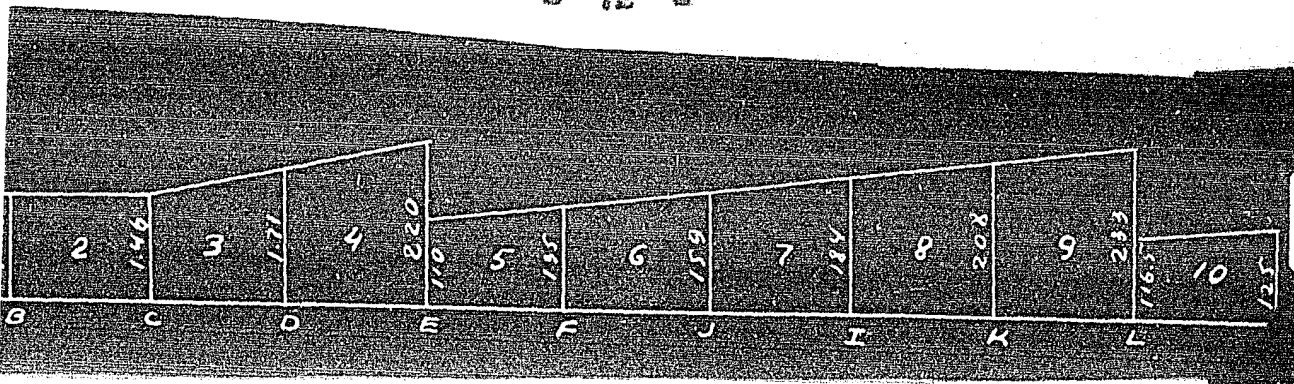
P.p = peso propio

$$P.p = (.20 \times .40 \times 1) 2400 = 192 \text{ kg./m.}$$

P.l = peso de la losa

$$P.t = P.p + P.l$$





Para seleccionar las nervaduras haremos igual que hicimos para el cálculo de la losa (fig.16), es decir, calcularemos "d" por la fórmula del recorte económico, tomando para eso el momento máximo que tiene la nervadura, y proyectaremos el fierro de refuerzo para cada zona, en función del momento flexionante máximo de cada zona.

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS
DE LA NERVA DUAL EN CADA ZONA

Tabla de fuerzas uniformemente repartidas en cada zona

1a. zona	P.L. = $1500 \times 1.46 = 1900$	P.T. $1900 + 192 = 2092$
2a. "	P.L. = $1500 \times 1.46 = 1900$	P.T. $1900 + 192 = 2092$
3a. "	P.L. = $1500 \times 1.46 = 1900$	P.T. $1900 + 192 = 2092$
4a. "	P.L. = $1500 \times 1.71 = 2210$	P.T. $2210 + 192 = 2402$
5a. "	P.L. = $1500 \times 1.10 = 1450$	P.T. $1450 + 192 = 1622$
6a. "	P.L. = $1500 \times 1.55 = 1760$	P.T. $1760 + 192 = 1952$
7a. "	P.L. = $1500 \times 1.84 = 2070$	P.T. $2070 + 192 = 2262$
8a. "	P.L. = $1500 \times 2.08 = 2390$	P.T. $2390 + 192 = 2582$
9a. "	P.L. = $1500 \times 2.33 = 2710$	P.T. $2710 + 192 = 2902$
10a. "	P.L. = $1500 \times 1.25 = 1515$	P.T. $1515 + 192 = 1707$

La table anterior nos muestra todas las fuerzas - que están uniformemente repartidas en cada zona. Aparte de dichas fuerzas en cada zona sobre las fuerzas que van sumando del apoyo izquierdo al apoyo derecho (fig.16) y por lo tanto, para calcular los momentos flexionantes máximos en cada apoyo, aplicaremos la siguiente fórmula:

$$M = \frac{w_1^2}{12} + (1 \pm 0,2) \frac{(w_2 - w_1) w_2}{2 \times 12}$$

Calcularemos ahora los momentos:

$$M = \frac{2092 \times (5,3)^2}{12} = 4000$$

$$M = \frac{2092 \times (5,3)^2}{12} = 4000$$

$$M = \frac{2092 \times (5,3)^2}{12} + 0,8 \frac{(1,71 - 1,46) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 5182$$

$$M = \frac{2092 \times (5,3)^2}{12} + 1,2 \frac{(1,71 - 1,46) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 6358$$

$$M = \frac{2402 \times (5,3)^2}{12} + 0,8 \frac{(2,20 - 1,71) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 6226$$

$$M = \frac{2402 \times (5,3)^2}{12} + 1,2 \frac{(2,20 - 1,71) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 6526$$

$$M = \frac{1622 \times (5,3)^2}{12} + 0,8 \frac{(1,54 - 1,30) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 4102$$

$$M = \frac{1622 \times (5,3)^2}{12} + 1,2 \frac{(1,54 - 1,30) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 4258$$

$$M = \frac{1952 \times (5,3)^2}{12} + 0,8 \frac{(1,50 - 1,35) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 4654$$

$$M = \frac{1952 \times (5,3)^2}{12} + 1,2 \frac{(1,50 - 1,35) 1500 (5,3)^2}{2 \times 12} = 4998$$

$$M = \frac{2262 \times (5.5)^2}{12} + 0.8 \frac{(1.84-1.59)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 5602$$

$$M = \frac{2262 \times (5.5)^2}{12} + 1.2 \frac{(1.84-1.59)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 5753$$

$$M = \frac{2582 \times (5.5)^2}{12} + 0.8 \frac{(2.06-1.84)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 6362$$

$$M = \frac{2582 \times (5.5)^2}{12} + 1.2 \frac{(2.06-1.84)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 6473$$

$$M = \frac{2902 \times (5.5)^2}{12} + 0.8 \frac{(2.35-2.03)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 7092$$

$$M = \frac{2902 \times (5.5)^2}{12} + 1.2 \frac{(2.35-2.03)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 7235$$

$$M = \frac{1707 \times (5.5)^2}{12} + 0.8 \frac{(1.25-1.165)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 4004$$

$$M = \frac{1707 \times (5.5)^2}{12} + 1.2 \frac{(1.25-1.165)1500(5.5)^2}{2 \times 12} = 4055$$

Como en el mismo apoyo resultan dos momentos, uno por la carga que obra del lado derecho y otro por la carga que obra del lado izquierdo, para encontrar el valor del momento flexionante máximo en cada apoyo seguiremos el método que se emplea para dichos casos, como está indicado en la tabla en la página 75.

Habiendo hecho todas las operaciones de la tabla, los momentos máximos en los apoyos son los siguientes:

$$M = 0$$

$$M = - 2304$$

$$M = + 4473$$

$$M = + 6354$$

	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN	DO	DP	DQ	DR	DS	DT	DU	DV	DW	DX	DY	DZ	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EN	EO	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EX	EY	EZ	FA	FB	FC	FD	FE	FF	FG	FH	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR	FS	FT	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM	GN	GO	GP	GQ	GR	GS	GT	GU	GV	GW	GX	GY	GZ	HA	HB	HC	HD	HE	HF	HG	HH	HI	HJ	HK	HL	HM	HN	HO	HP	HQ	HR	HS	HT	HU	HV	HW	HX	HY	HZ	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	IH	II	IJ	IK	IL	IM	IN	IO	IP	IQ	IR	IS	IT	IU	IV	IW	IX	IY	IZ	JA	JB	JC	JD	JE	JF	JG	JH	JI	IJ	JK	KL	KM	KN	KO	KP	KQ	KR	KS	KT	KU	KV	KW	KX	KY	KZ	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LM	LN	LO	LP	LQ	LR	LS	LT	LU	LV	LW	LX	LY	LZ	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG	MH	MI	MJ	MK	ML	MM	MN	MO	MP	MQ	MR	MS	MT	MU	MV	MW	MX	MY	MZ	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN	NO	NP	NQ	NR	NS	NT	NU	NV	NW	NX	NY	NZ	OA	OB	OC	OD	OE	OF	OG	OH	OI	OJ	OK	OL	OM	ON	OO	OP	OQ	OR	OS	OT	OU	OV	OW	OX	OY	OZ	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	PP	PQ	PR	PS	PT	PU	PV	PW	PX	PY	PZ	QA	QB	QC	QD	QE	QF	QG	QH	QI	QJ	QK	QL	QM	QN	QO	QP	QQ	QR	QS	QT	QU	QV	QW	QX	QY	QZ	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN	RO	RP	RQ	RR	RS	RT	RU	RV	RW	RX	RY	RZ	SA	SB	SC	SD	SE	SF	SG	SH	SI	SJ	SK	SL	SM	SN	SO	SP	SQ	SR	SS	ST	SU	SV	SW	SX	SY	SZ	TA	TB	TC	TD	TE	TF	TG	TH	TI	TJ	TK	TL	TM	TN	TO	TP	TQ	TR	TS	TT	TU	TV	TW	TX	TY	TZ	UA	UB	UC	UD	UE	UF	UG	UH	UI	UJ	UK	UL	UM	UN	UO	UP	UQ	UR	US	UT	UU	UV	UW	UX	UY	UZ	VA	VB	VC	VD	VE	VF	VG	VH	VI	VJ	VK	VL	VM	VN	VO	VP	VQ	VR	VS	VT	VU	VV	VW	VX	VY	VZ	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH	WI	WJ	WK	WL	WM	WN	WO	WP	WQ	WR	WS	WT	WU	WV	WW	WX	WY	WZ	XA	XB	XC	XD	XE	XF	YG	YH	YI	YJ	YK	YL	YM	YN	YO	YP	YQ	YR	YS	YT	YU	YV	YW	YX	YY	YZ	ZA	ZB	ZC	ZD	ZE	ZF	ZG	ZH	ZI	ZJ	ZK	ZL	ZM	ZN	ZO	ZP	ZQ	ZR	ZS	ZT	ZU	ZV	ZW	ZX	ZY	ZZ
11880	4100	-900	-3388	656	-939	-999	-626	-902	-939	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-9																																																																																																																																																																																																																																												

- 76 -

$$M = - 5350$$

$$M = - 4130$$

$$M = - 5426$$

$$M = - 5959$$

$$M = - 7023$$

$$M = - 6649$$

$$M = 0$$

Como vemos, el momento máximo está en el apoyo "K" con signo negativo igual a 7023 kgm. Con este momento calcularemos nuestro peralte d de la viga T.

Para eso aplicaremos la fórmula del peralte económico. Si suponemos $b^1 = 0,70$ m $x = 61$

$$d = \sqrt{\frac{Mx}{1,25b}} + t/2 = \sqrt{\frac{702300 \times 61}{1,25 \times 0,70}} + 5 = 41 + 5 = 46 \text{ cm.}$$

b se calcula según la siguiente especificación:

$$b = b^1 + 16 t = 1,80$$

$$b = s/4 = 1,32 \text{ se toma la más chica}$$

$$b = D = 2,33$$

En nuestro caso con $b = 1,32$ cm. (es el menor). Con dicho valor entraremos en la fórmula simplificada.

$$f_0 = \frac{2 M}{13,2 \times 10(46-5)}$$

$$f_0 = \frac{2 \times 702300}{13,2 \times 10(46-5)} = 25,9 \text{ kg./cm.}^2$$

CALCULO DEL FIERRO PARA EL ESFUERZO

Como ya vimos anteriormente, los momentos máximos son negativos y están en los apoyos, para calcular el fierro para el esfuerzo es necesario trazar el diagrama de los momentos flexionantes máximos de la nervadura para poder conocer el valor del momento flexionante en cada punto de la viga, como los signos respectivos que nos darán a conocer dónde debe ser colocado el fierro de refuerzo arriba o abajo.

Para mayor seguridad adoptaremos: que en cada trabe la carga de la losa es uniformemente repartida y es igual a su separación máxima del trapecio por 1500 kg./m. (peso propio de la losa más las cargas que obran sobre la misma) más su propio peso y, por lo tanto, los momentos flexionantes máximos en cada trabe serán: (de la tabla anteriormente expuesta, de las cargas uniformemente repartidas más peso propio, sacamos la carga que obra por metro en cada trabe).

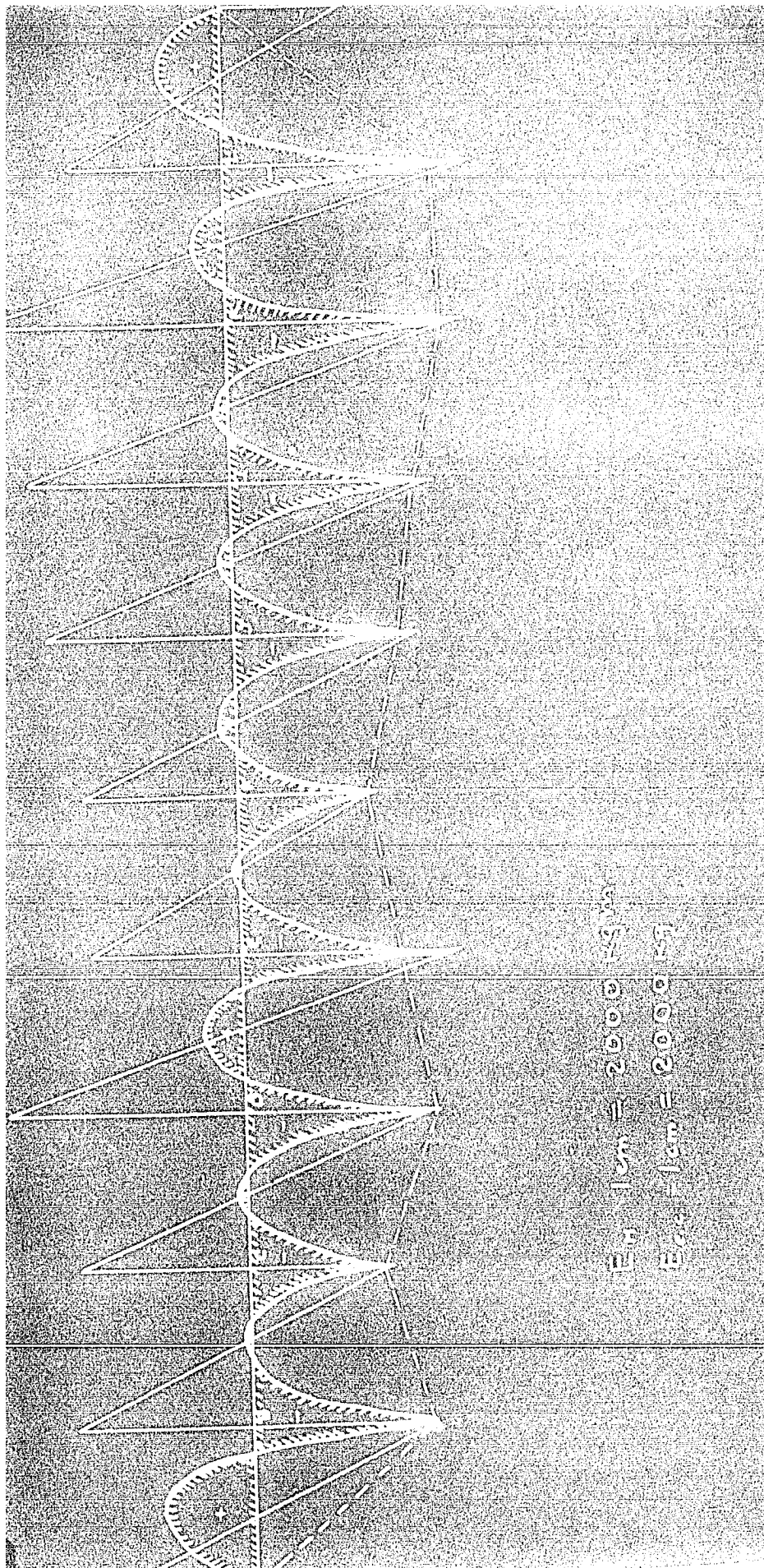
$$M_1 = \frac{2092(5.3)^2}{10} = 5860$$

$$M_2 = \frac{2092(5.3)^2}{10} = 4880$$

$$M_3 = \frac{2402(5.3)^2}{12} = 5680$$

$$M_4 = \frac{3052(5.3)^2}{12} = 7150$$

$$M_5 = \frac{1952(5.3)^2}{12} = 4560$$



$$M_6 = \frac{2202(5.3)^2}{12} = 5300$$

$$M_7 = \frac{2582(5.3)^2}{12} = 6040$$

$$M_8 = \frac{3902(5.3)^2}{12} = 6700$$

$$M_9 = \frac{3342(6.3)^2}{12} = 7800$$

$$M_{10} = \frac{1817(5.3)^2}{10} = 510$$

Con los momentos que nos resultaron en los apoyos y estos últimos, tracemos nuestro diagrama de Momentos (fig. 17). En dicho diagrama se ve que los momentos positivos que tienen las traveses son los siguientes:

Trabe (1) A-B	3050 kgr.
" (2) B-C	100 "
" (3) C-D	300 "
" (4) D-E	1500 "
" (5) E-F	200 "
" (6) F-G	700 "
" (7) G-H	700 "
" (8) H-I	400 "
" (9) I-L	900 "
" (10) L-M	1900 "

En los puntos O, O, O, etc., donde el Diagrama de los Momentos Flexionantes pasa del negativo al positivo y vi-

coverna, en dichos puntos de la viga el momento flexionante es nulo y éstos con los puntos donde el fierro de refuerzo debe ser doblado para arriba o abajo, según la necesidad.

CALCULO DEL FILTRO P.R. EL ESFUERZO

Primer tramo

$$A_s = \frac{1s}{f_s(d-t/2)}$$

$$A_s = \frac{305000}{1205(46-5)} = 5,6 \text{ cm.}^2$$

$$V = 4620$$

$$Q = \frac{V}{u(d-t/2)} = \frac{4620}{7,221} = 16 \text{ cm.}$$

5 varillas de 1/2"

Esfuerzo cortante

$$v_1 = \frac{V}{b(d-t/2)} = \frac{4620}{80221} = 5,64 \text{ kg./cm.}^2$$

En vista del esfuerzo cortante que está sujeta la viga, necesitamos reforzarla a la tensión diagonal con estribos.

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA DEL REFORZADO

$$x = (v-v_c) \frac{1}{2v} = (5,64-220) \frac{5}{220,00} = \frac{1,64-5}{220,00} = 0,633$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS, considerando que usamos estribos de 2 piernas de 5/8" y que el esfuerzo resistente medio vale $v/2$.

$$n = \frac{v b x}{4 A_s f_s} = \frac{1.44 \times 20 \times 0.633}{4 \times .71 \times 1265} = 0.51 \approx 1 \text{ estribo}$$

CALCULO DEL PIERNO PARA REFORZO DEL APOYO "B"

$$A_s = \frac{M_s}{f_s (d - e/2)} = \frac{830400}{1265 \times 41} = 12 \text{ cm.}^2$$

20 varillas de 1/2"

CALCULO DEL PIERNO EN EL CENTRO DE LA SEGUNDA TRABE

$$A_s = \frac{M_s}{f_s (d - e/3)} = \frac{100000}{1265 \times 41} = 0.193 \text{ cm.}^2$$

1 varilla de 1/2"

NOTA: No es necesaria una varilla de 1/2", sino una más chica; pero como para las nervaduras emplearemos varillas de 1/2", para mayor seguridad ponemos aquí una varilla de 1/2".

CALCULO DEL PIERNO PARA EL APOYO "C"

$$A_s = \frac{447800}{1265 \times 41} = 8.5 \text{ cm.}^2$$

7 varillas de 1/2"

CALCULO DEL PIERNO EN EL CENTRO DE LA TERCERA

TRABE

$$A_s = \frac{500000}{1265 \times 41} = 0.58 \text{ cm.}^2$$

1 varilla de 1/2"

CALCULO DEL PUNTO PARA REFUERZO PARA EL APOYO "D"

$$A_s = \frac{625,400}{1265 \times 41} = 12,06$$

10 varillas de 1/2"

TRAMO 4º CENTRO

$$A_s = \frac{150,000}{1265 \times 41} = 2,9 \text{ cm.}^2$$

3 varillas de 1/2"

APOYO "E"

$$A_s = \frac{525,000}{1265 \times 41} = 10,25 \text{ cm.}^2$$

9 varillas de 1/2"

TRAMO 5º CENTRO

$$A_s = \frac{10,000}{1265 \times 41} = 0,193 \text{ cm.}^2$$

1 varilla de 1/2"

APOYO "F"

$$A_s = \frac{415,000}{1265 \times 41} = 8 \text{ cm.}^2$$

7 varillas de 1/2"

TRAMO 62 CENTRO

$$A_s = \frac{70,000}{1265 \times 41} = 1,35 \text{ cm.}^2$$

2 varillas de 1/2"

APOYO "J"

$$A_s = \frac{542,600}{1265 \times 41} = 10,5 \text{ cm.}^2$$

9 varillas de 1/2"

TRAMO 72 CENTRO

$$A_s = \frac{70,000}{1265 \times 41} = 1,35 \text{ cm.}^2$$

2 varillas de 1/2"

APOYO "I"

$$A_s = \frac{595,900}{1265 \times 41} = 11,5 \text{ cm.}^2$$

10 varillas de 1/2"

TRAMO 82 CENTRO

$$A_s = \frac{40,000}{1265 \times 41} = 0,77 \text{ cm.}^2$$

1 varilla de 1/2"

- 83 -

APOYO "R"

$$A_s = \frac{702,300}{1265 \times 41} = 13,4 \text{ cm.}^2$$

11 varillas de 1/2"

TRAMO 92

$$A_s = \frac{90,000}{1265 \times 41} = 1,74 \text{ cm.}^2$$

2 varillas de 1/2"

APOYO "I"

$$A_s = \frac{664,900}{1265 \times 41} = 12,6 \text{ cm.}^2$$

13 varillas de 1/2"

TRAMO 102

$$A_s = \frac{190,000}{1265 \times 41} = 3,65 \text{ cm.}^2$$

3 varillas de 1/2"

$$V = 4000$$

REQUERIDA HAZANTE

$$V^1 = \frac{4,000}{20 \times 41} = 4,88$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA SER REFORZADA.

$$x = (V - V_c) \frac{1}{27} = (4,90 - 4,20) \frac{5}{4,0612} = 0,35$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{V_{lx}}{4 A_s F_s} = \frac{0,63 \times 20 \times 35}{4 \times 71 \times 1265} = 0,1340 = 1 \text{ estribo}$$

Como se ve que se necesita cerca del apoyo "A", es no cerca del apoyo "B", 1 estribo como máximo. Lo que se refiere a las trabes intermedias, como son muchas y para disminuir tantos cálculos que aproximadamente darán el mismo resultado, haremos lo siguiente: Dividiremos los esfuerzos cortantes en los apoyos en tres grupos: 1er. grupo, todas las trabes que sus esfuerzos cortantes varían entre 5000 - 6200 kg.; 2o. grupo, las trabes que sus esfuerzos cortantes varían entre 6200 - 7400; y 3er. grupo, las trabes que sus esfuerzos varían entre 7400 - 8500.

PRIMER GRUPO: el esfuerzo cortante varía entre 5000 - 6200, adoptaremos el valor de 6200 y calcularemos el esfuerzo resistente.

$$v^1 = \frac{6200}{120 \times 21} = 7,55$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA SER REFORZADA

$$x = (V - V_G) \frac{1}{2V} = (7,55 - 4,20) \frac{1}{7,55} = \frac{3,35}{7,55} = 0,44 \text{ m.}$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{V_{bx}}{4 A_s f_s} = \frac{3,35 \times 20 \times 111}{4 \times 71 \times 1265} = 2,06 \approx 3 \text{ estribos}$$

SEGUNDO GRUPO: las reacciones varían de 6200 - 7400, aceptaremos el máximo, es decir, 7400 y calcularemos el esfuerzo resistente.

$$V^1 = \frac{7400}{20 \times 111} = 3,33$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA SER REFORZADA

$$x = (V - V_G) \frac{1}{2V} = (9,00 - 4,2) \frac{1}{9,00} = \frac{4,8}{9,00} = 0,53 \text{ m.}$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{V_{bx}}{4 A_s f_s} = \frac{4,8 \times 20 \times 135}{4 \times 71 \times 1265} = 3,35 \approx 4 \text{ estribos}$$

TERCER GRUPO: las reacciones varían de 7400 a 8500 aceptaremos el máximo para calcular el esfuerzo resistente.

$$V^1 = \frac{8500}{20 \times 111} = 3,82$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

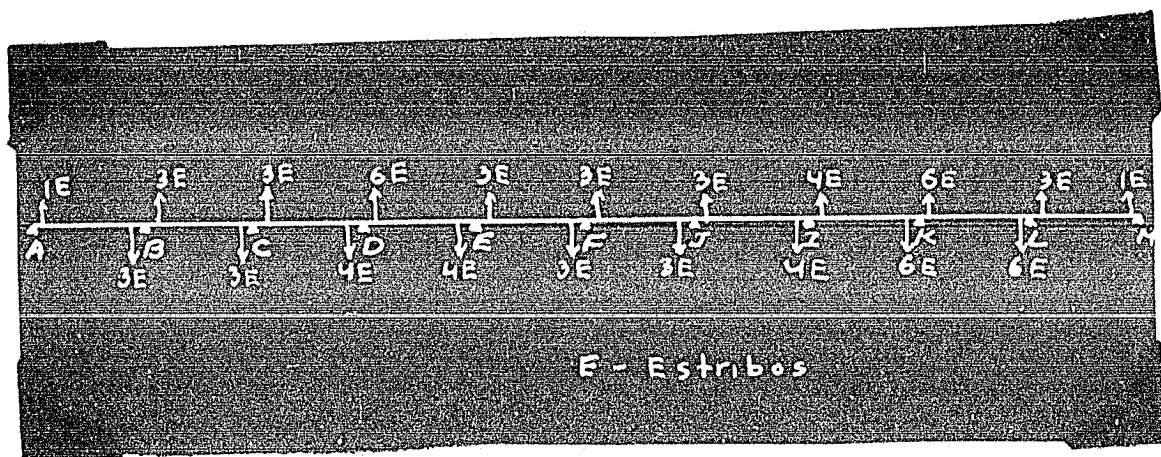
REQUIERE DEL EMPALME.

$$x = (V - V_c) \frac{1}{2V} = (10,4 - 4,2) \frac{2}{10,4 \times 2} = \frac{5,6 \times 2}{10,4 \times 2} = 1,49 \text{ m.}$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{vbx}{4 A_s f_s} = \frac{6,2 \times 20 \times 149}{4 \times 7,12 \times 1365} = 5,1 = 6 \text{ estribos}$$

En la fig. 18 se indica cuantos estribos hay que poner cerca de cada apoyo.



E - Estribos

E-estribos

Para no poner estribos se puede calcular la viga - dándole otras dimensiones. Como V del concreto es igual a 4,2, ponemos el valor de 4,2 en lugar de V y encontramos el paralo de la viga.

$$V' = \frac{V}{b(d-t/2)}$$

Como la V máxima aquí es igual a 8500, $t = 10$ cm.
 $b = 20$ cm., encontramos d.

$$4,2 = \frac{8500}{20(d-5)}$$

$$d - 5 = \frac{8500}{20 \cdot 4,2}$$

$$d = 5 + \frac{8500}{20 \cdot 4,2} = 101,0 + 5 = 106,0 \text{ cm.}$$

El peralte nos resulta de 1,06 mt., más que el doble del que vamos a poner. Se comprende que dicho peralte es antieconómico. De la misma manera se puede cambiar a b en lugar de 20 cm. por otro valor; pero, como ya se vió al hacer el cálculo del peralte, que es más económico de poner los estribos y dejar el peralte, igualmente resulta con el ancho b .

Para el estudio de las nervaduras he tomado la nervadura más larga, es decir, de 10 traveses, pero también he--brán nervaduras de 9, 8, 6 traveses etc. y, por lo tanto, al hacer el cálculo, en lugar de tomar el largo de traves 5,1 como es, tomé 5,5, que sirve como coeficiente de seguridad y por lo tanto, se pueden aplicar los mismos refuerzos para nervaduras de menor cantidad de traveses. No obstante eso, las traveses extremas hay que reforzarlas un poco más.

Al hacer el cálculo de la nervadura he tomado en consideración cómo en las primeras 2 zonas muchas veces, para arreglar algo dentro del tanque, se ponen máquinas etc. (aun

que en los 1300 kg./m. entra una sobrecarga accidental de 60 kg.). No obstante eso, al hacer el cálculo, en lugar de trapezios en la primera zona, con base mayor de 1,46 y base menor de 0,60, consideré como rectángulo con base de 1,46 y en la segunda zona del trapecio con las bases de 1,25 m. y 0,73 m., consideré un rectángulo de 1,46 mt. Estos dos cambios influyen una insignificancia en el costo, pero tienen una influencia en la resistencia.

En la zona 10 hay una nervadura libremente apoyada y, por lo tanto, el momento flexionante máximo será:

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{1317 \times (5)^2}{8} = 5680$$

LA CANTIDAD DE VARILLAS POR REFUERZO SERÁ:

$$A_s = \frac{M}{F_s (d-t/2)} = \frac{568,000}{1206 \times 21} = 10,95 \text{ cm.}^2$$

9 varillas de 1/2"

$$V = 1317 \times \frac{5}{2} = 4540 \text{ kg.}$$

$$V^1 = \frac{V}{6(d-t/2)} = \frac{4540}{20 \times 21} = 5,55 \text{ kg./cm.}^2$$

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA SER REFUERZADA.

$$X = (V - V_c) \frac{1}{2V} = (5,55 - 4,2) \frac{5}{5,55 \times 2} = \frac{5 \times 1,35}{5,55 \times 2} = 0,61 \text{ m.}$$

CALCULO DEL NÚMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{v_{bz}}{2 \cdot A_s} = \frac{1.30244401}{18057.7134} = .456 = 1 \text{ estribo}$$

La misma cantidad de estribos que para la viga con tínua en dicha trabe.

CALCULO DE LAS VIGAS ENTRE LAS COLUMNAS

Las distancias entre las columnas, como vinas, según van desalojándose del centro, van variando, y, por lo tanto, varían también las longitudes de las vigas. El cálculo de las vigas con su refuerzo tendrá que hacerse aparte para cada círculo.

LONGITUDES DE LAS VIGAS

1er. círculo		1 = 2,92 mts.
2º	"	1 = 4,87 "
3º	"	1 = 3,65 "
4º	"	1 = 4,41 "
5º	"	1 = 5,40 "
6º	"	1 = 3,13 "
7º	"	1 = 3,53 "
8º	"	1 = 4,17 "
9º	"	1 = 4,66 "

Estas vigas quedarán libremente agrupadas sobre las columnas y recibirán las cargas de las nervaduras.

A las vigas del primer círculo las llamaremos "vigas 1", a las del segundo, "vigas 2" etc. Sobre cada una obran las siguientes cargas:-

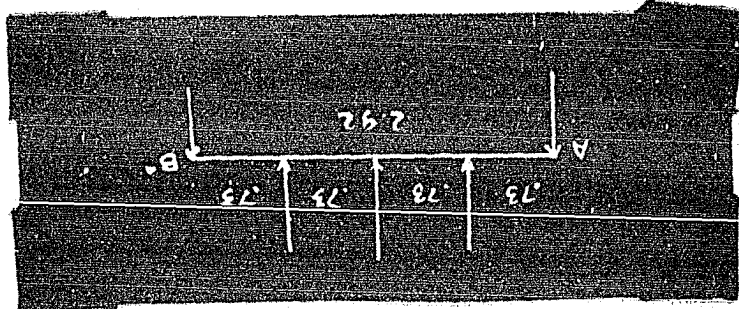
	Cantidad de nervaduras	Carga que trans- mite cada ner- vadura
Viga 1	3	11,600 kg.
" 2	3	10,280 "
" 3	1	14,200 "
" 4	3	12,480 "
" 5	3	9,790 "
" 6	1	12,290 "
" 7	1	13,520 "
" 8	1	16,210 "
" 9	1 (+ 2 nerv. de 4,600)	13,295. "

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE LAS VIGAS

VIGA 1

p.p. = peso propio

p.p. = $(0,30 \times 0,70) 2,92 \times 2400 = 1270$ kg.



$$R = \frac{11600 \times 3 + 1.470}{3} = R = 13,870$$

$$Mm = (146 \times 13,870) - (73 \times 11,600) = 19,140$$

VIGA 2.

$$p.p. = (0,30 \times 0,70) \times 4,87 \times 2400 = 2,450 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{10,280 \times 3 + 2450}{2} = 16,645 \text{ kg.}$$

$$Mm = (2,44 \times 16645) - (10280 \times 1,22) = 29480 \text{ kgm.}$$

VIGA 3

$$p.p. = (0,50 \times 0,70) \times 2400 \times 3,43 = 1730 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{14200 + 1730}{2} = 7965 \text{ kg.}$$

$$Mm = 7965 \times 1,71 = 13650 \text{ kgm.}$$

VIGA 4

$$p.p. = (0,30 \times 0,70) \times 2400 \times 440 = 3220 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{(12480 \times 3) + 3220}{2} = 19330 \text{ kg.}$$

$$Mm = (10830 \times 2,20) - (12480 \times 1,10) = 29680 \text{ kgm.}$$

VIGA 5

$$p.p. = (0,50 \times 0,70) \times 2400 \times 540 = 2730 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{9730 \times 3 + 2730}{2} = 16050 \text{ kg.}$$

$$Mm = (16050 \times 2,70) - (9730 \times 1,35) = 30000 \text{ kgm.}$$

VIGA 6

$$p.p. = (0,30 \times 0,70) 2400 \times 3,18 = 1600 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{12290 + 1600}{2} = 6945 \text{ kg.}$$

$$Mm = 1,59 \times 6945 = 11050 \text{ kgm.}$$

VIGA 7

$$p.p. = 0,30 \times 0,73 \times 2400 \times 368 = 1860 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{13520 + 1860}{2} = 7690 \text{ kg.}$$

$$Mm = 1,84 \times 7690 = 14130 \text{ kgm.}$$

VIGA 8

$$p.p. = 0,30 \times 0,70 \times 2400 \times 4,16 = 2100 \text{ kg.}$$

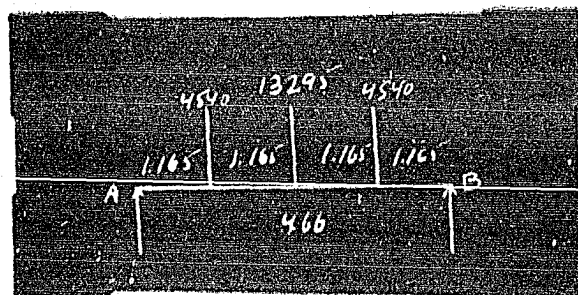
$$R = R = \frac{16210 + 2100}{2} = 9155 \text{ kg.}$$

$$Mm = 9155 \times 2,03 = 18580 \text{ kgm.}$$

VIGA 9

$$p.p. = 0,30 \times 0,7 \times 2400 \times 4,66 = 2350 \text{ kg.}$$

$$R = R = \frac{13295 + 2350 + 94540 \times 2}{2} = 12362 \text{ kg.}$$



$$Mm = 2,55 \times 12362 = 1,165 \times 4540 = 23520$$

Para el cálculo del peralte de las vigas hacemos igual que hicimos al calcular las nervaduras, es decir, calculamos "d" por la fórmula del peralte económico, tomando para eso el momento máximo que tienen las vigas y proyectaremos el fierro de refuerzo para cada viga, en función del momento flexionante máximo de cada viga. Como el momento flexionante máximo está en la viga cinco igual a 20000 kgm. Con este momento calcularemos nuestro peralte de la viga 5. Aplicaremos la fórmula del peralte económico, suponiendo $b = 0,35 \text{ m.}$ $r = 61$

$$d = \sqrt{\frac{M}{\frac{125}{100}}} + t/2 = \sqrt{\frac{2000000 \times 61}{125 \times 100}} + 5 = 69,5$$

b se calcula según la siguiente especificación:

$$b = b^3 + 16 t = 120$$

$$b = \frac{8}{3} = 2,66 \quad \text{se toma la más chica}$$

$$b = 3 = 5$$

En nuestro caso con $b = 2,66 \text{ cm.}$ (es el menor). --

Con este valor entramos en la fórmula simplificada.

$$f_c = \frac{2M}{b^3(d-t/2)}$$

$$f_c = \frac{2 \times 2000000}{125 \times 10(69,5-5)} = 69 \text{ kg./cm.}^2$$

Como la f_c resultó mucho mayor que del concreto que tenemos, vamos a rectificar por las fórmulas exactas para ver si hay que cambiar el peralte.

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_d}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{15 \times 25}} = ,395$$

$$Z = \frac{3I_d - 2t}{2Kd} \cdot \frac{1}{3} = \frac{3 \times 395 \times 69,5 - 2 \times 10}{2 \times 395 \times 69,5 - 10} \cdot \frac{10}{3} = 4,65$$

$$j_d = d - Z = 69,5 - 4,65 = 64,85$$

$$f_c = \frac{2 \text{ ind } M_c}{(I_d - t) b j_d}$$

$$f_c = \frac{2 \times 0,395 \times 69,5 \times 3000000}{(35 \times 10 \times 64,85 \times (2 \times 395 \times 69,5 - 10))}$$

$$f_c = \frac{2 \times 0,395 \times 69,5 \times 3000000}{25510 \times 64,85 \times 4,8} = 45,0 \text{ kg./m.}^2$$

y como el nuestro es hasta 55 kg./m.², podemos quedarnos con el peralte de 69,5 cm.

CALCULO DEL REFUERZO DE LA VIGA

VIGA 1

$$A_s = \frac{M}{f_s j_d} = \frac{1914000}{1265 \times 64,85} = 23,2 \text{ cm.}^2$$

$$o = \frac{V}{u j_d} = \frac{18870}{7 \times 64,85} = 41,5 \text{ cm.}$$

6 varillas de 7/8"

REFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{18870}{35 \times 64,85} = 8,10$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA VIGA QUE

NECESITA SER REFORZADA

$$x = (V - V_0) \frac{1}{2V} = (8,10 - 420) \frac{282}{227,95} = \frac{2,92 \times 3,90}{2 \times 8,10} = 0,705 \text{ mts.}$$

CALCULO DEL NUMERO DE ESTRIBOS

considerando que usamos estribos de 2 piernas de 5/8" y que el esfuerzo medio razante vale $v/2$.

$$n = \frac{v_{\text{m}}}{4 A_s F_s} = \frac{70,5 \times 35 \times 3,90}{4 \times 7131205} = 2,68 \approx 3 \text{ estribos}$$

VIGA 2.

$$A_s = \frac{2848000}{1265 \times 64,85} = 34,7 \text{ cm.}^2$$

5 varillas de 1 1/2"

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{16645}{35 \times 64,85} = 7,35$$

$$x = (V - V_0) \frac{1}{2V} = (7,35 - 420) \frac{4,67}{227,35} = 1,06 \text{ mts.}$$

NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{v_{\text{m}}}{4 A_s F_s} = \frac{1,04 \times 35 \times 3,15}{4 \times 7131205} = 3,2 \approx 4 \text{ estribos}$$

VIGA 3

$$A_s = \frac{1366000}{1265 \times 64,85} = 16,62$$

5 varillas de $7/8"$

ESFUERZO RAZANTE

$$v_1 = \frac{7965}{35 \times 64,85} = \frac{V}{b \cdot d} = 5,52 \text{ kg./cm.}^2$$

Como es menor que 4,2, que resiste el concreto, no hay necesidad de poner estribos.

VIGA 4

$$A_s = \frac{2988000}{1265 \times 64,85} = 36,4 \text{ cm.}^2$$

5 varillas de $1\frac{1}{2}"$

ESFUERZO RAZANTE

$$v_1 = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{10830}{35 \times 64,85} = 8,74 \text{ kg./cm.}^2$$

$$x = (V - V_0) \frac{1}{E \cdot V} = (8,74 - 4,2) \frac{440}{2 \times 8,74} = 1,09 \text{ mt.}$$

NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{v \cdot b \cdot x}{4 \cdot A_s \cdot F_s} = \frac{4,54 \times 35 \times 109}{4 \times 7,13 \times 1265} = 4,82 = 5 \text{ estribos}$$

VIGA 5

$$A_s = \frac{3000000}{1265 \times 64,85} = 36,6 \text{ cm.}^2$$

5 varillas de $1\frac{1}{2}"$

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{v}{b_j d} = \frac{16050}{35 \times 64,85} = 7,08 \text{ kg./cm.}^2$$

$$x = (v - v_0) \frac{1}{2v} = (7,08 - 4,2) \frac{840}{2 \times 7,08} = 1,10 \text{ mts.}$$

NUMERO DE ESTRIOS

$$n = \frac{v b x}{4 A_g f_g} = \frac{2,88 \times 35 \times 110}{4 \times 713 \times 1268} = 2,55 = 3 \text{ estribos}$$

VIGA 6

$$A_g = \frac{1150000}{1268 \times 64,85} = 14 \text{ cm.}^2$$

4 varillas de 7/8"

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{v}{b_j d} = \frac{8945}{35 \times 64,85} = 3,96 \text{ kg./cm.}^2$$

En vista de que v^1 resultó menor de 4,2, no hay necesidad de poner estribos.

VIGA 7

$$A_g = \frac{1418000}{1268 \times 64,85} = 17,25$$

5 varillas de 7/8"

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{V}{bja} = \frac{7690}{35 \times 64,85} = 3,4 \text{ kg./cm.}^2$$

No hay necesidad de poner estribos.

VIGA 8

$$A_s = \frac{19060}{1265 \times 64,85} = 25,2$$

6 varillas de 7/8"

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{V}{bja} = \frac{9155}{35 \times 64,85} = 4,04 \text{ kg./cm.}^2$$

No hay necesidad de poner estribos

VIGA 9

$$A_s = \frac{23520}{1265 \times 64,85} = 28,6 \text{ cm.}^2$$

4 varillas de 1 1/4"

ESFUERZO RAZANTE

$$v^1 = \frac{V}{bja} = \frac{12562}{35 \times 64,85} = 5,46$$

$$x = (v-v_0) \frac{1}{2v} = (5,46-4,2) \frac{4,66}{2 \times 5,46} = 0,54 \text{ mts.}$$

NUMERO DE ESTRIBOS

$$n = \frac{vbx}{4 A_p f_b} = \frac{1,26 \times 35 \times 54}{4 \times 71 \times 1265} = ,66 = 1 \text{ estribo}$$

Para conocer el lugar de los estribos en las vigas que tienen varios estribos, hay que repartir el triángulo en tantas áreas iguales cuantos estribos hay y en cada área se pone un estribo. El método para dividir el área en partes iguales puede hacerse por método analítico o por método gráfico; ya determinado el punto se marca en la viga que en este lugar debe ir un estribo.

- - - - -

En algunas vigas que hemos proyectado, quizá por los esfuerzos habrá que cambiar un poquito el ancho, es decir, en lugar de 35 cm. poner 36 cm. o 37 cm.; dicho cambio depende del diámetro del refuerzo que se va a emplear, si habrá que cambiar mucho el ancho, entonces se podrá cambiar el diámetro del refuerzo y con eso no habrá que cambiar el ancho de la viga.

- - - - -

Hemos terminado el cálculo del techo y pasaremos a hora a calcular las columnas.

CALCULO DE LAS COLUMNAS

La resistencia de una columna es la suma de las resistencias del concreto y del fierro.

$$W = f_c (A_c - A_s) + f_s A_s$$

y como las deformaciones del fierro y del concreto son iguales resulta:

$$f_s = f_c E_s / E_c = n f_c$$

pero el Joint Code del A.C.I. establece para el valor de "n" traducido al sistema métrico:

$$n = 2100 / f_c^2$$

entonces:

$$f_s = \frac{2100}{f_c^2} \times 225 f_c = 475 \text{ kg./cm.}^2$$

Por otra parte:

$$A_s = P / A_c$$

Sustituyendo en la primera ecuación:

$$W = A_c (f_c + P (f_s - f_c))$$

En nuestro caso la carga que obra en la columna, - suponiéndolo un peso propio de 5600 kg., vale:

$$\text{Columna 1er. círculo } 33815 + 5600 = 39415 \text{ kg.}$$

"	2º	"	26925 + 5600 = 32525	"
"	3er.	"	22265 + 5600 = 27865	"
"	4º	"	52310 + 5600 = 57910	"
"	5º	"	25940 + 5600 = 31540	"
"	6º	"	19235 + 5600 = 24835	"

Columna 7^a círculo $21210 + 5600 = 26810$ kg.

" 8^a " $25365 + 5600 = 28965$ "

" 9^a " $25657 + 5600 = 29257$ "

Como vemos que la carga que reciben las columnas va rían alrededor de 30000 kg. y el máximo es el del círculo 4^a, cuya carga llega a 35910 kg. Con esa carga calcularemos nuestras columnas.

Por razones de economía tomaremos la menor área de fierro admitida en las columnas por las especificaciones usuales, es decir,

$P = ,005$ y para el trabajo del concreto,

$f_c = ,225 f_c^3 = 31,5 \text{ kg./cm.}^2$, entonces

$$A_c = \frac{35910}{31,5 + ,005(475 - 31,5)} = 1065 \text{ cm.}^2$$

o sea una sección circular de diámetros

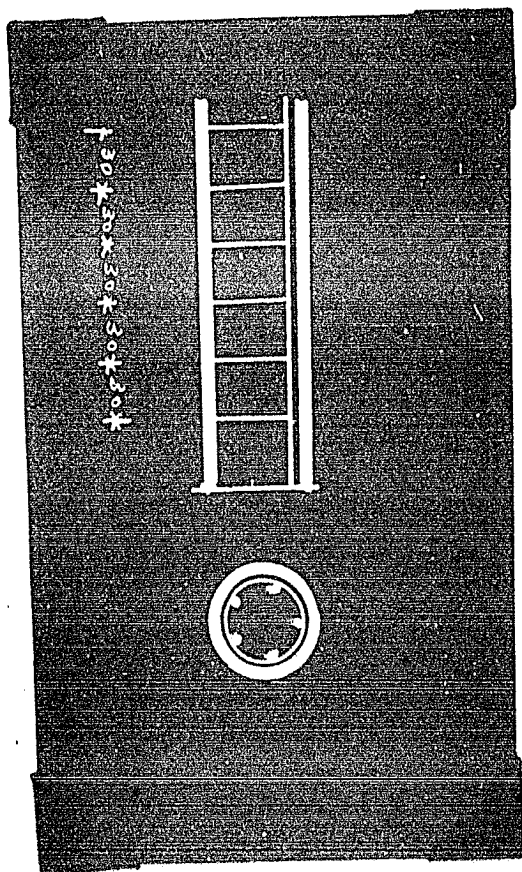
$$2 r = \frac{4 \times 1065}{\pi} = 37 \text{ cm.}$$

Tomaremos el diámetro para mayor seguridad de 40 cm. y un á-
rea de fierro longitudinal de refuerzo de

$$A_s = ,005 \times 1065 = 5,33 \text{ cm.}^2$$

o sean 5 varillas de $1/2"$

Además del fierro longitudinal se reforzará la co-
luna con anillos de 30 cm. de diámetro de varilla $3/8"$ a 30
cm. de separación c.a.c. En la fig. 19 se ve cómo quedan re-
formadas las columnas.



Como los refuerzos cortantes de las vigas nervad. -
 cerca de la columna alcanzan valores muy altos, conviene en-
 grosar ésta cerca de su base, en forma de cono, formando capi-
 teles llamados hongos; así que, para calcular éstos nos basa-
 remos en el hecho de que el trabajo en el concreto al esfuer-
 zo cortante no debe ser mayor de $4,2 \text{ kg./cm.}^2$. Entonces, lla-
 mando d^1 a la altura del capitol tenemos

$$2 \pi r d^1 v_c = W$$

despejando a d^1

$$d^1 = \frac{W}{2\pi r v_c}$$

sustituyendo valores

$$d^1 = \frac{35910}{40 \times 3,14 \times 1,2} = 68 \text{ cm.}$$

El diámetro mayor del capitel lo daremos el valor de 80 cm., el doble de la columna.

Como ya se ha dicho en otro lugar, las columnas es tán colocadas en círculos concéntricos, cuyos radios difieren 5 mts. La separación de las columnas situadas en el mismo círculo es por lo general menor que 5 metros (menos en el quinto círculo).

Como se dió una inclinación al piso y otra en el sentido inverso al techo, resultaron diferentes alturas de las columnas. Estas alturas varían desde 6,33 m. hasta 8,13 m.

La altura de las columnas que corresponden a cada círculo, es la siguiente:

1er. círculo 8,13 mts.

2º " 7,68 "

3er. " 7,68 "

4º " 7,46 "

5º " 7,01 "

6º " 7,01 "

7º " 6,78 "

8º " 6,56 "

98 círculo 6,33 mts.

La longitud de nuestras columnas comprenden 16 - 21 veces el diámetro, por lo tanto hay que emplear una fórmula que da un coeficiente de reducción, por el cual hay que multiplicar el trabajo admisible por el concreto. Esta fórmula fué dada por Los Angeles Building Ordinance y es:

$$r = 1,6 - \frac{1}{25} \left(\frac{l}{d} \right)$$

$$r = 1,6 - 0,04 \frac{l}{d}$$

Al mismo tiempo se recomienda para f_c tomar el 0,325 de f_c^1 :

$$f_c = 0,325 \times 140 = 45,5 \text{ kg./cm.}^2$$

Corregido por la corrección de longitud:

$$f_{c1} = f_{cr} = f_c (1,6 - 0,04 \frac{l}{d})$$

$$f_{c1} = 45,5 (1,6 - 0,04 \times 21) = 54,58$$

Como la longitud de 21 veces el diámetro es la máxima y para el cálculo de las columnas hemos tomado por $f_c = 51,5 \text{ kg./cm.}^2$, así que estamos dentro de la seguridad.

TORRE CENTRAL

Al describir los tanques he dicho que en la parte central de cada depósito se construirá una torre, la cual tendrá por objeto, como ya vimos al calcular las nervaduras, servir como un apoyo para ella, así que su espe-

ser debe ser el mismo que de las columnas, es decir, 40 cm., pero tomando en cuenta que dichos muros tendrán que servir de apoyo a la linterna, luego a las escaleras que estarán en dicha torre, el espesor que se dará a dicha torre será de 50 cm.

IMPERMEABILIZACION DEL TANQUE

Terminando los principales trabajos, es necesario impermeabilizar el tanque. Dicho trabajo puede ejecutarse por varios procedimientos; voy a describir dos que son los más adecuados para dichos trabajos.

1o. - Al construir los 4 tanques de Dolores, se los dejaron por muchos meses, para que en este tiempo se resecaran y si había algunas cuarteaduras que aparecieran etc. y después de muchos meses se cerraron, teniendo el cuidado de resanar perfectamente dichas uniones y de formar unas chafalones, tanto en el círculo periastral como alrededor de cada columna. Se cubrió todo el piso y el paramento del muro perimetral con una lechada de cemento muy fluida para tapar todos los poros del concreto.

Terminadas estas operaciones se hizo una prueba de cada uno de los depósitos, para la cual se introdujo el agua de Río Honda, perteneciente a la Ciudad y que llega, generalmente, muy turbia por la gran cantidad de sedimentos que acarrea. Esta agua se tomó en la repesadera que tiene establecida la Dirección General de Obras Públicas en la Loma del -

Molino del Rey, a pequeña distancia del lugar en donde se encuentran los depósitos; pero como el nivel a que llega el líquido es muy bajo respecto al nivel de los receptáculos, fué preciso establecer una bomba Sultzor de 4 pulgadas de tubo de descarga y una tubería de bastante longitud, la que se hizo con tubos de 6 pulgadas de diámetro, habiendo usado los que se tenían disponibles para la nueva red de la Ciudad. El agua se introdujo al depósito número 1, y con el objeto de aumentar la cantidad de sedimentos, se mezclaba tierra vegetal que se había llevado a la loma desde el Río de la Fiedad, y que por ser muy arcillosa facilitaba mucho la producción de un buen sedimento para tapar los porcos. Lleno el depósito núm. 1, se mantuvo en observación durante varios días, habiéndose observado que las pequeñas fugas que al principio se obtuvieron, fueron desapareciendo con el tiempo hasta que se llegó a tener el resultado de que el nivel del agua no bajara más de 1 milímetro en 24 horas, resultado que se juzgó perfectamente satisfactorio. A igual prueba se sometieron los otros depósitos, modificando más o menos el procedimiento que se había empleado en el Tanque núm. 1, y habiéndose visto que tenían el mismo grado de impermeabilidad que éste.

Pero en nuestro caso hay que recordar que no se han hecho muros y por lo tanto cerrar con cemento como se hizo en Dolores no se puede, sino aquí se presentarían diferentes juntas o grietas (depende de la geología) y que necesitarán una capa bastante gruesa para tapar dichas grietas. Otro

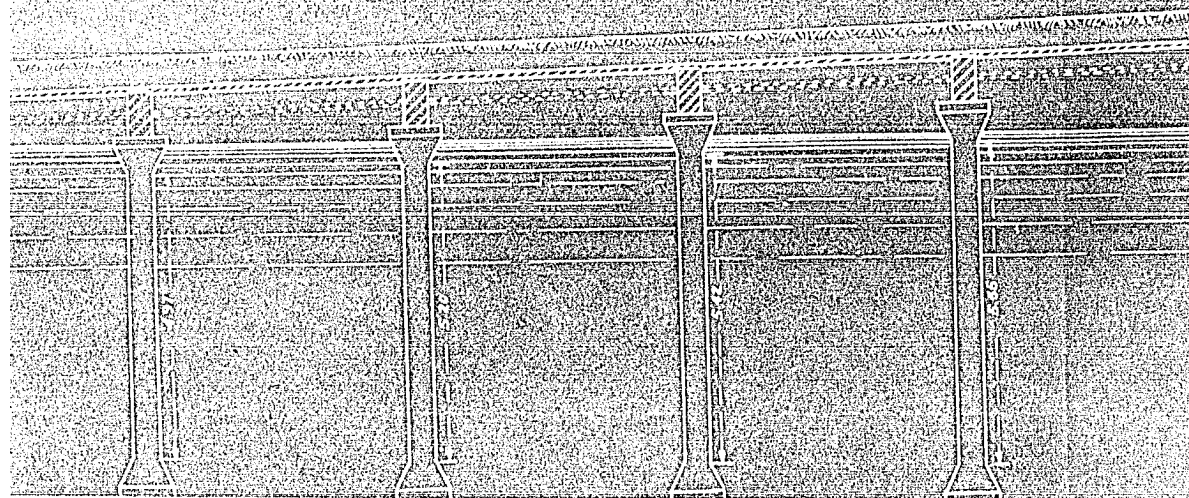
procedimiento usado es el siguiente: Basándose en que el concreto sufre dilataciones y contracciones por cambios de temperatura y por fraguado, las primeras son de poca consideración puesto que los cambios de temperatura son de pequeña magnitud, pero las contracciones por fraguado, sí son de considerarse, puesto que el concreto se contrae aproximadamente 0,0005 de su longitud al fraguar en el aire, esto ocasionaría en nuestras losas una serie de grietas, lo que hace suponer que el concreto no queda impermeable; atendiendo a éste hecho se ha ideado colar el concreto de las mejores condiciones de mano de obra, revoltura, etc., y aún agregándole sustancias como arcilla, cal o cemento con objeto de hacerlo más denso y menos poroso, pero sin llegar, teóricamente, a resultados efectivos, puesto que no se evitan las contracciones por fraguado ni las grietas ocasionadas por los movimientos de la flexión. Para remediar eso vino la idea de recubrir con concreto ya fraguado, es decir, impermeabilizar la estructura con mosaicos con morteros de cemento junteados con mortero bastardo de cemento y cal.

Para los 4 tanques del Corro de la Estrella es im posible prever ahora el método más conveniente de impermeabilización porque eso depende de la roca como está agrietada, si la roca trae muchas grietas, tanto el primer procedimiento como el segundo tendrán el mismo costo, la elección del procedimiento será del Ingre. encargado de dicho trabajo.

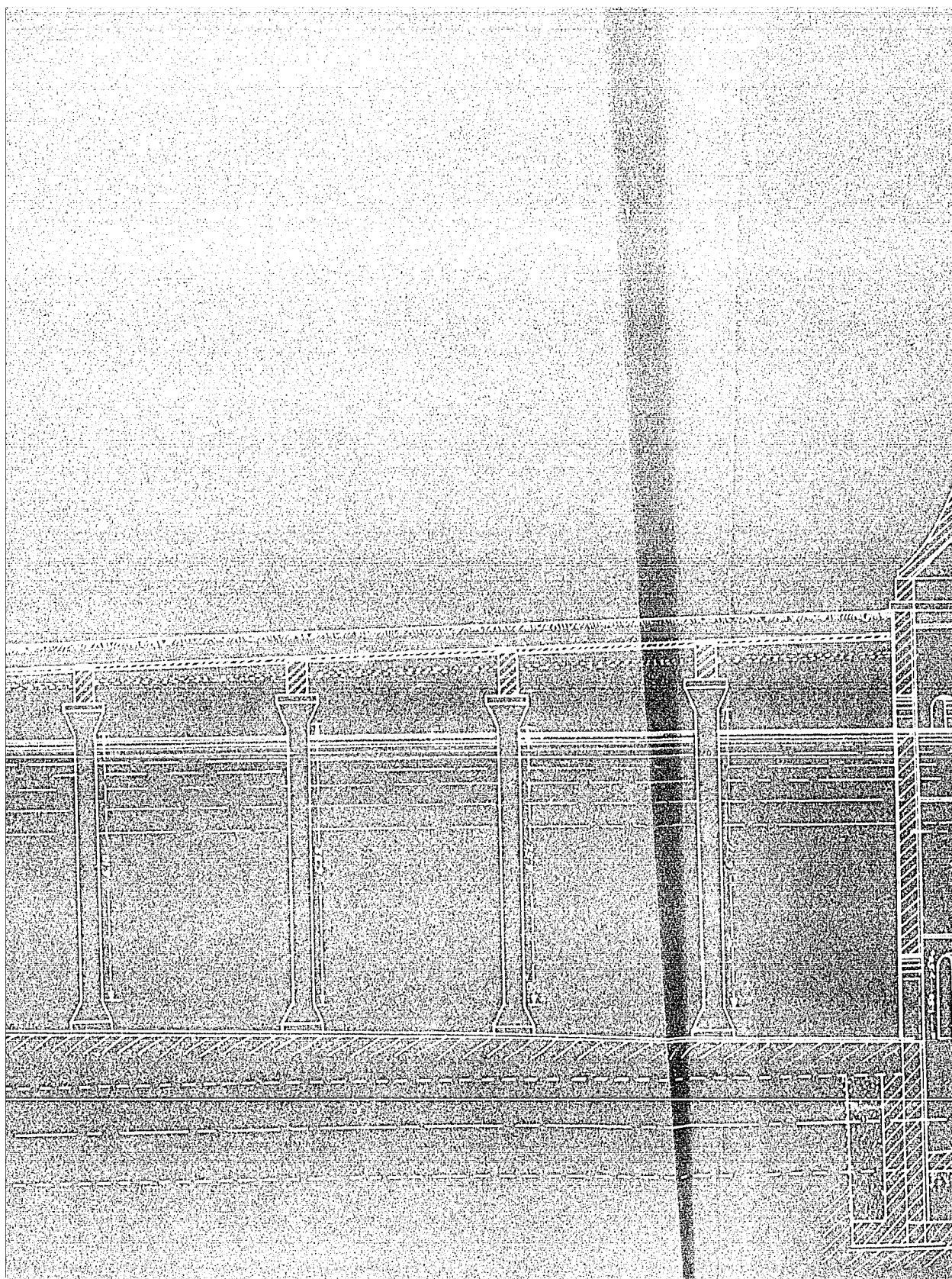
102 CORRE-DIAGONAL DE UN TRIANGULO

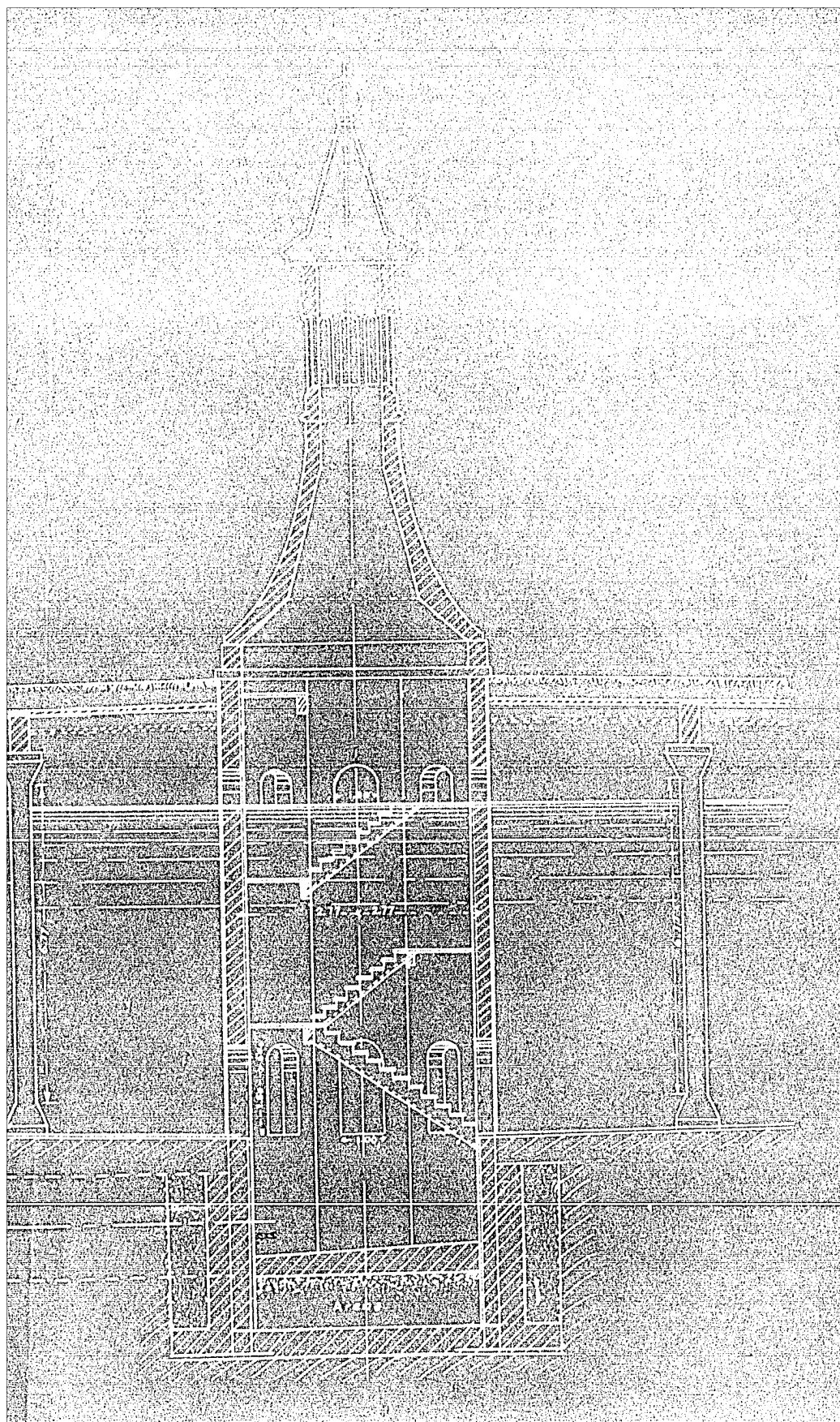
CONCLUSIONS

SECRET



100-100000-100000





CAMARA DE VALVULAS

Para conectar los diferentes depósitos con las tuberías de descarga de las bombas que se instalaron en Xotapingo, es necesaria la construcción de una cámara cerca del lugar en donde se encontrarán los depósitos. Las tuberías de descarga de las bombas, que son dos tubos de fierro colado de 1,20 m. de diámetro como ya vimos anteriormente, llevarán el agua de las bombas hasta una torre cilíndrica que habrá las veces de alcantarilla, y de ella partirán cuatro tubos que alimentarán los depósitos. La torre tendrá 6 mts. de diámetro; estará formada por paredes de concreto de 0.80 m. de grueso. Tendrán una plantilla de concreto de 0.80 m. de grueso y la altura total de la torre será de 14.50 m. Las dos tuberías que vendrán de las bombas entrarán al interior de ella. El agua que provendrá de las dos tuberías llenará la cámara cilíndrica, pudiendo elevarse el nivel de la superficie del líquido hasta los 13.50 m., pues a mayores alturas el agua se vertirá hacia el interior de un tubo de concreto armado de 3.00 m. de diámetro interior que se construirá en el centro de la torre. Las paredes de este tubo tendrán 0.40 m. de grueso; de tal manera que el diámetro exterior del tubo vertedor será de 3.80 m. Cuando el nivel del agua supere a la cota 13.50 m., se vertirá el líquido alrededor del tubo central y caerá hasta el fondo de este tubo, en donde se construirá una cubeta bastante fuerte para po-

der recibir el choque del agua. El fondo de esta cubeta -- quedará situado en la roca dura. Se comunicará ésta con el exterior por medio de un tubo de concreto armado de 0,90 de diámetro. Por consiguiente, el tubo vertedor servirá para evitar que el nivel del agua exceda la cota 14,00 m., -- pues estando comunicada la torre con los diferentes depósitos, el nivel que tenga el agua en ella debe ser el mismo -- que tenga el líquido en los diferentes receptáculos. Por medio de esta disposición se podrá lograr igualmente que, en el caso en que esté cortada la comunicación de la torre con los depósitos, no suba el agua bombeada en la instalación -- de bombas muy arriba de la cota 13,50 m., aun cuando -- las bombas continúen trabajando.

Las comunicaciones entre la cámara cilíndrica y -- los diferentes depósitos se hará por medio de 4 tubos de -- concreto reforzado, de 1,20 m. de diámetro.

Alrededor de esta torre se construirá otra cámara concéntrica que tendrá 17,60 m. de diámetro, formada con pa redes de concreto de 1 metro de grueso; de tal manera que -- entre la torre de agua y el interior de esta cámara más -- grande, quedará una corona anular de 5 metros de ancho, cons truyéndose un piso de concreto de 1 metro de grueso. La ca ma ra anular estará enteramente libre de agua.

Los cuatro tubos de fierro colado que entrarán a la torre y que servirán para comunicarla con los depósitos, y los dos que vendrán de la instalación de bombeo, atravessa

rán la corona anular y en el espacio intermedio estarán provistos de válvulas que permitirán cerrar o abrir la comunicación de la torre de agua con los depósitos y con la instalación de bombas. Por medio de estas válvulas se podrán hacer las diferentes maniobras indispensables para la distribución del líquido entre los diferentes depósitos. Abiertas todas ellas quedará el sistema de los cuatro depósitos en libre comunicación con la instalación de bombas y con la red de cañerías de la ciudad; de tal manera que el agua elevada por la instalación de bombas, pasando por la cámara de válvulas, podrá distribuirse de una manera automática entre los depósitos y la red de cañerías de la ciudad. Durante las horas de mayor consumo se producirá un movimiento de descenso del líquido contenido en los depósitos, el cual líquido, unido al que producen las bombas, irá a la red de tubes de distribución. Durante las horas de pequeño consumo, habiendo muy pequeño movimiento de agua en las cañerías de la ciudad, subirá el agua en la torre, y se producirá un movimiento ascendente del líquido bombeado y se llenarán los depósitos.

Además de todo esto, estas válvulas serán de grande utilidad en muchas otras circunstancias, como, por ejemplo, cuando se necesite interrumpir la comunicación con uno de los cuatro depósitos; cuando se desee regularizar la cantidad de agua que suministran los depósitos a las cañerías de la ciudad, y en todos los casos en que por cualquiera

circunstancia se tenga que hacer alguna reparación en los depósitos o en los tubos de cemento armado que los abastecerán. Las dos válvulas que se pondrán en los tubos de descarga de las bombas, serán indispensables en los casos de accidente a esas tuberías, y muy útiles cuando se necesite regularizar la cantidad de agua que entregarán los depósitos a las cañerías de la Ciudad.

Los cuatro tubos que partirán de la torre de agua se dirigirán a los cuatro Tanques, además de que estarán provistos de válvulas, tendrán unas piezas en "T" que permitirán ligarlos con un gran tubo de almacenamiento, de cemento armado, que se construirá alrededor de la Cámara de Válvulas. Este tubo de almacenamiento afectará en su conjunto la forma de un taro. Su sección transversal será un círculo de 4,20 m. de diámetro. Tendrá por objeto servir como un receptáculo para almacenar el agua a un nivel inferior respecto al nivel de los pisos de los depósitos, permitiendo así que en los casos en que les falte por completo agua se tenga todavía una pequeña reserva disponible para poder alimentar las cañerías que irán hacia la Cámara de Válvulas, y permitir que mientras que se ejecutan las obras necesarias, se tenga suficiente agua para mantenerlas llenas, y evitar de este modo que se puedan llenar de aire, lo cual tendría el inconveniente de exigir precauciones cuando los tubos se vuelvan a llenar de agua, pues se debe evitar que las masas de aire que queden adentro puedan pro-

ducir golpes de arieta al desalojarse rápidamente de un punto a otro, sobre todo en los tramos en que los tubos de descarga quedarán a nivel cerca de la Cámara de Válvulas. La capacidad del tubo de almacenamiento será de 1,156 metros cúbicos, y, por consiguiente, permitirá continuar alimentando a los tubos de descarga durante 10 minutos, suministrándoles un gasto de 1,600 litros por segundo.

Se instalarán también unas válvulas en las ramas de tubería que servirán para conectar los cuatro tubos de los depósitos con el tubo de almacenamiento. Además, se establecerán otras conexiones de 0,50m. de diámetro entre los diferentes tubos de los depósitos y el interior del tubo vertedor, proveyéndose estas conexiones con válvulas de 0,50 m. de diámetro. Se tendrá así el modo de poder comunicar cada uno de los cuatro depósitos, sea con la torre de agua central, sea con el tubo de almacenamiento, o bien con el vertedor central. Esta última comunicación será de gran utilidad para vaciar el agua de los depósitos en el sistema de drenaje que se establecerá en comunicación con dicho tubo vertedor, permitiendo así limpiar cualquiera de los depósitos sin que las aguas que provengan del lavado puedan llevar ningún peligro de contaminación a la provisión de aguas de la ciudad.

De la misma manera, las dos tuberías que llevarán el agua bombeada hacia los depósitos también en comunicación con el tubo de almacenamiento, por medio de unos tubos de

fierro colado, de 1,20 m. de diámetro, conectados en unas piezas en "T" que se colocarán en las dos tuberías, colocándose también unas válvulas en estos dos ramales. Por medio de esta disposición se podrá establecer la comunicación de los cuatro depósitos con las cañerías que subirán de la planta de Bombas, por un doble sistema, sea por medio de la torre o bien por medio del tubo de almacenamiento, y así se tendrá manera de poder reparar cualquiera accidente que tuviere lugar en la torre central.

La comunicación del tubo vertedor con el exterior, se hará, como queda dicho, por medio de un tubo de 0,90 m. de diámetro, el cual vendrá a desembocar en el fondo de una galería de cemento armado, de 4,20 m. de diámetro, que se establecerá a la salida de la Cámara de Válvulas y en la que estarán alojadas las dos tuberías de 1,20 m. que ligarán la Cámara de Válvulas con la Estación de Bombas. La longitud de esta galería será de 180 metros.

Será necesaria su construcción con el objeto de evitar un tajo de mucha profundidad que se necesitará hacer en el tramo terminal de las tuberías de descarga de las bombas tanto para alojar los tubos, como para dar salida al agua del vertedor. Este tajo muy profundo ofrecerá inconvenientes serios, tanto por los peligros de derrumbe, como por la solución de continuidad que producirá en el terreno cercano a los depósitos, inconveniente que se sentirá principalmente cuando aquel terreno se transforme en parque, co-

no se tiene el proyecto de hacerlo.

Una vez construida la galería de cemento armado, se rellenará con tierra el espacio vacío de la parte superior del tajo.

Dentro de la galería se instalarán los dos tubos de 1,20 m. de diámetro, apoyándolos en viguetas de fierro de 10,25" de peralte que se colocarán a distancias de 2,00 m. de centro a centro, y que se pondrán empotradas en las paredes de ésta. La parte superior de estas vigas quedará enrasada a un nivel tal que los ejes de los tubos de fierro colocados sobre ellas quedarán sensiblemente en la parte central del diámetro vertical de la galería. La parte baja de ésta se utilizará como un canal para recibir el agua procedente del vertedero. En el extremo de la galería se establecerá una comunicación con el Canal Nacional.

Como se vió, una gran parte de las construcciones descritas tendrán que hacerse a una profundidad bastante grande, siendo relativamente costosos los trabajos de excavación que se tendrán que aprender, por la gran dureza de las capas de roca que se encontrarán, necesitándose el empleo de explosivos.

Arriba se continuará la construcción de la cámara cilíndrica que limitará la corona anular en donde estarán colocadas las diferentes válvulas, levantándose las paredes a una altura de 7,50 m. respecto a la superficie del terreno. La construcción aparente de la cámara ofrecerá el as-

pecto de una rotonda. El techo de esta rotonda se hará por medio de un "domo" de concreto armado que se arrancará con 0,30 m. de grueso para terminarlo con 0,15 m. en su parte superior, en donde se construirá una linternilla circular de 6 metros de diámetro.

La cámara anular tendrá un piso al nivel del terreno, o, mas bien, a ese nivel se construirá una galería circular, adosada al muro periférico de la rotonda, y que estará protegida por barandales de fierro. Desde esta galería circular se podrá dominar todo el espacio en donde estarán instaladas las diferentes válvulas, pudiendo descender por medio de escaleras hasta el piso bajo de la construcción o a las diferentes plataformas que se establecerán para la manobra de los aparatos.

La cámara de válvulas, el muro que formará la torre y el tubo vertedor se harán de concreto reforzado.

Al describir al principio la cámara de válvulas noté que el nivel del líquido llegaba a una cota de 13,50 desde luego, eso depende del lugar donde se pondrá la cámara, si la cámara se pondrá mas abajo la cota tendrá que ser mayor, si la cámara de válvulas se pondrá más alto la cota será menor. Al hacer el estudio según los datos que pude conseguir si es que se pone la cámara de válvulas en un lugar como indica la fig. 5 su cota será de 13,50.

PRESUPUESTO

Para poder hacer el presupuesto de los tanques, es necesario conocer la parte geológica del lugar donde quedarán los tanques. Como ya vimos anteriormente, para el cálculo de los tanques hemos considerado que es una roca dura, y por lo tanto no habrá necesidad de hacer muros y piso, pero si es que la roca a la profundidad del tanque tiene una capa que no es tan resistente y habrá que reforzar dicha parte con concreto, eso aumentará en mucho el costo de la obra. Igualmente de la dureza de la roca depende el costo de la excavación, por que el volumen de roca que hay que excavar para un tanque es de 60700 m.³ (aproximadamente). El método de excavación, los explosivos que se van a emplear, dependen de la roca.

Para poder darse una idea aproximada del costo de la obra supondremos (como hicimos antes para el cálculo) que la roca es dura y que la excavación nos costará \$ 3.00 el m.³ (este precio me dieron diferentes contratistas al ofrecerles dicho trabajo) no habrá necesidad de reforzar ninguna parte, únicamente impermeabilizarlo.

El costo del concreto para diferentes trabajos que lo vamos a emplear será el siguiente:

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO

0,440 m ³ de arena a \$ 3.50 el m ³	\$ 1.54
0,88 m ³ de grava a \$ 3.50 el m ³	3.08
0,350 ton. de cemento a \$ 36.00/ton.	12.60
Meno de obra a \$ 6.00/m ³	<u>6.00</u>
	\$ 25.22

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO PARA LA LOSA

1 m ³ de concreto a \$ 25.22/m ³	\$ 25.22
10 m ² de cimbra a \$ 2.00/m ²	20.00
70 kg. de tierra a \$ 0.20/kg.	<u>14.00</u>
	\$ 59.22
20 % recargo por la altura	<u>11.84</u>
	\$ 71.06
Utilidad para los destajistas 15%	<u>10.65</u>
	\$ 81.76

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO PARA LAS

INTERVALAS

1 m ³ de concreto a \$ 25.22/m ³	\$ 25.22
12,2 m ² de cimbra a \$ 2.00/m ²	24.40
70 kg. de tierra a \$ 0.20/kg.	<u>14.00</u>
	\$ 63.62
Recargo por la altura del depósito \$0.20/peso	<u>12.72</u>
	\$ 76.34
Utilidad para los destajistas \$0.15/peso	<u>11.45</u>
	\$ 87.79

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO PARA LAS VIGAS

1 m ³ de concreto a \$ 25.22/m ³	\$ 25.22
7.60 m ² de cimbra a \$ 2.00/m ²	15.20
81 kg. de fierro a \$ 0.20/Kilo	<u>16.20</u>
	\$ 56.62
Recargo por la altura del depósito \$0.20/peso	<u>11.32</u>
	\$ 67.94
Utilidad para los destajistas \$0.15/peso	<u>10.19</u>
	\$ 78.13

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO

PARA LAS COLUMNAS

1 m ³ de concreto a \$ 25.22/m ³	\$ 25.22
6 m ² de cimbra a \$ 2.00/m ²	10.00
53 kg. de fierro a \$ 0.20/kilo	<u>10.60</u>
	\$ 45.82
Utilidad para los destajistas \$0.15/peso	<u>6.88</u>
	\$ 52.70

COSTO DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO PARA LA TORRE

1 m ³ de concreto a \$ 25.22/m ³	\$ 25.22
2 m ² cimbra a \$ 2.00/m ²	4.00
55 kg. de fierro a \$ 0.20/kilo	<u>11.00</u>
	\$ 40.22
Utilidad para los destajistas \$0.15/peso	<u>6.02</u>
	\$ 46.25

PRESUPUESTO DE LA CONSTRUCCION DEL TANQUE

69200 m ³ de excavación en roca a 4 m. de profundidad media, a \$ 3.00/m ³	\$ 207,600.-
720 m ³ de relleno aproximado a \$ 1.00/m ³	720.-
4325 m ³ de relleno de tierra a \$ 0.80/m ³	3,460.-
120 m. de tubo de 1.20 cm. de diámetro para unir el tanque con la cámara de válvulas, a \$ 170.00/m.	20,400.-
865 m ³ de concreto para la losa de la cubierta a \$ 81.76/m ³	70,600.-
266 m ³ de concreto para las nervaduras, a \$ 87.79/m ³	23,400.-
452 m ³ de concreto para las vigas, a \$ 78.13.	35,300.-
384 m ³ de concreto para las columnas y capiteles, a \$ 52.70/m ³	19,480.-
205 m ³ de concreto para la torre, linternilla, escaleras etc., a \$ 46.25/m ³	9,480.-
10980 m ² de impermeabilización de mosaico para el interior del tanque, a \$5.50/m ² ...	38,430.-
Ventanas, puertas etc., todo lo que tiene la torre (dib.)	1,000.-
A la hoja #120.....	\$ 429,870.-

De la hoja # 119 ...	\$ 429,870.-
Diferentes accesorios de los tanques, codos, cierres hidráulicos, tapas, tubo, manómetro, válvulas etc.	10,000.-
Refuerzo de las paredes en la parte superior para retener la tierra	<u>14,675.-</u>
	\$ 454,545.-
10 % imprevistos	<u>45,455.-</u>
	<u>\$ 500,000.-</u>

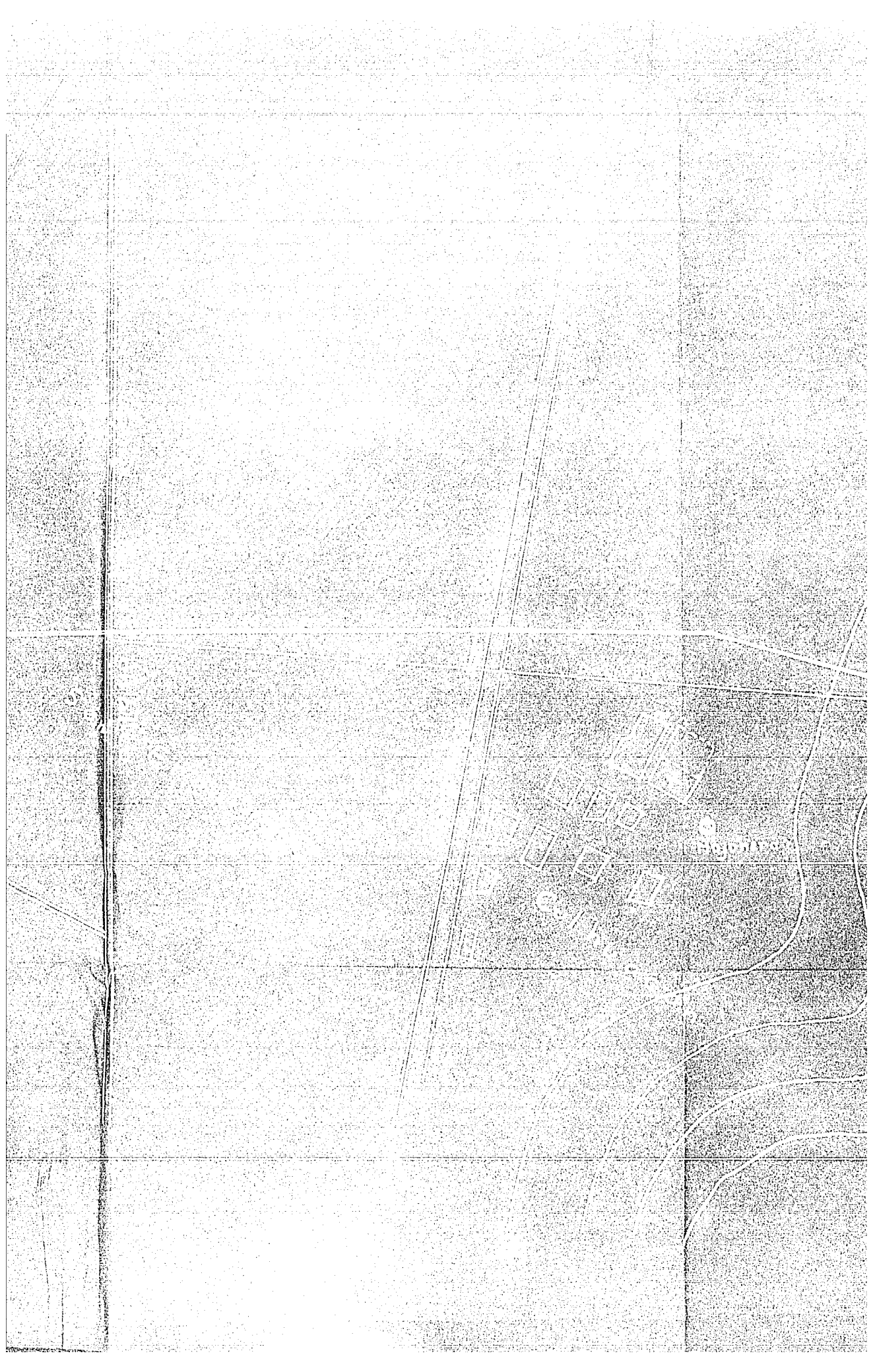
El costo de un tanque es de medio millón de pesos y el costo de los cuatro tanques salió en \$ 2000,000.- dos millones de pesos que en la comparación con el costo de los Tanques de Dolores, salieron económicos.

I N D I C E

	<u>Pag.</u>
Estudio del Proyecto	1
Abastecimiento de Agua Potable actual para la - Ciudad de México	1
Condiciones en que se encontraba	2
Fuentes de Abastecimiento	9
Conclusiones	10
Memorandum	14
La Planta de Xotepingo	26
Tanques de Regularización	28
La Construcción de los Tanques	30
El Empleo de los Explosivos	31
Proyecto de los Tanques	43
Altura Económica del Tanque	43
Cálculo de los Muros	48
El Piso	56
Cálculo del Techo	58
Cálculo del Techo con Nervaduras	61
Cálculo del Techo con Nervaduras Radiales	61
Cálculo de la Losa	62
Cálculo de los Momentos Flexionantes Máximos de la Losa de cada Zona	64
Cálculo de los Momentos	64
Cálculo de V para cada Zona	65
Cálculo del Hierro para el Esfuerzo	66
Cálculo de las Nervaduras	71

Cálculo de los Momentos Flexionantes Máximos - de la Nervadura en cada Zona	72
Cálculo del Piarro para el Esfuerzo	77
Cálculo de las Vigas sobre las Columnas	89
Longitudes de las Vigas	89
Cálculo de los Momentos de las Vigas	90
Cálculo del Refuerzo de la Viga	94
Cálculo de las Columnas	100
Torre Central	104
Impermeabilización del Tanque	106
Cámara de Válvulas	108
Presupuesto	110
Presupuesto de la Construcción del Tanque	119







BIBLIOGRAFIA

Water Supply Engineering

Babbitt and Doland

Continuous Frames of Reinforced Concrete

Cross and Morgan

Concrete Plain and Reinforced, Vol. I & II

Taylor, Thompson and Smulski

Practical Structural Design

McCullough

Estudios Relativos al Abastecimiento de Agua de la Ciudad de México

Memoria Descriptiva de las Obras de Provisión de Aguas Potables para la Ciudad de México

Ing. Manuel Marroquín y Rivera