

12124



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE TANQUES PARA ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

JUAN MANUEL RIVERA DELGADO



México, D. F.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

1990.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

I N D I C E

	Pág.
CAPITULO I. INTRODUCCION	1
CAPITULO II. TANQUES PARA AGUA POTABLE	5
II.1 Definición y objetivos	6
II.2 Clasificación. Ventajas y - desventajas de los distin-- tos tipos.	10
CAPITULO III. CRITERIOS PARA LA SELECCION DE -- TANQUES	24
III.1 Topografía	25
III.2 Criterio económico	31
III.3 Criterio arquitectónico	37.
III.4 Disponibilidad de materia- les	40
CAPITULO IV. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE - UN TANQUE	42
IV.1 Tanques de almacenamiento	44
IV.2 Tanques de regularización	68
IV.3 Tanques de almacenamiento y- regularización	90
CAPITULO V. ASPECTOS GEOTECNICOS Y ESTRUCTURA-- LES EN EL DISEÑO DE UN TANQUE	101
V.1 Superficiales, ejemplo	102
V.2 Elevados, ejemplo	135
V.3 Subterráneos, ejemplo	196
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	232
VI.1 Conclusiones	233
VI.2 Recomendaciones	235

CAPITULO I

INTRODUCCION

El objetivo que persigue este trabajo es elaborar una guía útil, como material de apoyo para el curso de abastecimiento de agua potable, en la cual se consideren los diferentes aspectos que rigen el diseño de tanques para agua potable como son: topográfico, hidráulico, estructural, geotécnico, disponibilidad de materiales, calidad del agua y económico. Asimismo se busca integrar y comentar algunos criterios de diseño propuestos en la bibliografía existente, ofreciendo las recomendaciones pertinentes.

En el Capítulo II se da una definición general de los tanques, incluyendo los grandes embalses o presas cuyo objetivo es dotar de agua potable a grandes ciudades. Se busca también definir a los depósitos tanto de captación como de distribución como elementos del sistema global de abasto, que incluye además la línea de conducción en los sistemas por gravedad o la central de bombas en un sistema por bombeo y la red de distribución, así como establecer su utilidad den-

tro de todo el sistema. El subcapítulo donde se da la clasificación de los tanques prácticamente es un preámbulo al Capítulo V, donde se trata el diseño de tanques superficiales, elevados y subterráneos de materiales térreos, mampostería, concreto reforzado y presforzado. No se aborda más que superficialmente el tema de los tanques de acero pues, además de ser muy vasto, en la actualidad este tipo de tanques se construyen prefabricados, por lo cual su diseño es especializado.

En la bibliografía existente se hace frecuente alusión a las columnas reguladoras, y aquí se trata un poco sobre ellas, no obstante, parece que en la actualidad han caído en desuso. De cualquier forma, en nuestro medio casi no se han empleado por ser estructuras costosas.

Los criterios de selección de tanques se tratan en el Capítulo III, siendo los más importantes el topográfico y económico, sobre todo en nuestras circunstancias donde los recursos financieros son con frecuencia escasos y hay que buscar el emparejamiento óptimo para el depósito. Debido a ello estos aspectos se desarrollan más ampliamente que el arquitectónico, que se puede dejar en un segundo término, aunque tampoco se debe omitir. En cuanto a la disponibilidad de materiales es también un criterio muy importante tanto desde el punto de vista técnico como de factibilidad económica de un proyecto.

En el Capítulo IV se aborda de manera amplia el tema de los grandes depósitos para la captación y almacenamiento de agua, en la inteligencia de que este estudio es muy relevante en la actualidad, ya que día a día se incrementa la demanda del vital líquido por parte de las grandes urbes, en la misma proporción en que se dificulta su obtención, debiendo ser captado y conducido desde grandes distancias, como es el caso de la Ciudad de México. Esto se debe a que las fuentes tradicionales de obtención de agua potable, manantiales

y pozos, son cada vez más escasas, debiéndose recurrir al almacenamiento en grandes presas del agua de lluvia que se ha precipitado en cuencas naturales. Tal es el caso del abasto de agua potable para la Ciudad de Monterrey. Este problema también conllevará el uso generalizado de plantas de potabilización; no obstante, este aspecto de la calidad del agua no se trata aquí sino muy someramente, por su vastedad.

Tanto para los densitos de almacenamiento como de regularización se explican métodos analíticos y gráficos para el cálculo de su capacidad, en sistemas por bombeo y gravedad. En el subcapítulo de tanques mixtos de almacenamiento y regularización se propone y resuelve un problema interesante por medio del cual se puede apreciar la economía que proporciona en el diámetro de la línea de conducción el disponer de un tanque regularizador en un sistema de distribución por gravedad, además de las otras ventajas ya vistas en capítulos anteriores.

El Capítulo V es eminentemente práctico intentándose en él abordar con cierta amplitud el diseño tanto geotécnico como estructural de las cortinas de materiales térreos en grandes embalses para agua potable, por ser este estudio muy relevante en nuestro medio de escasos recursos y con necesidades cada vez más apremiantes de abastecimiento. Y como la tesis se aboca sobre todo al diseño de tanques, se proponen tres ejemplos donde se trata el diseño geotécnico y estructural de: un tanque superficial combinando la mampostería con el concreto reforzado, uno elevado de concreto reforzado considerando acciones accidentales por sismo y viento, y un tercero subterráneo de sección circular combinando el concreto reforzado con el tresforzado, proponiéndose una solución para el diseño de la losa de cubierta presforzada.

CAPITULO II

TANCUES PARA AGUA POTABLE

En este capítulo se pretende dar una definición amplia de los tanques para agua potable, así como de sus objetivos; se presentan además los aspectos fundamentales para su clasificación.

II.1 DEFINICION Y OBJETIVOS

Desde la más remota antigüedad el hombre ha hecho uso de tanques de almacenamiento. Con el curso de los siglos el arte de su construcción se fué desarrollando, al igual que muchas otras obras dentro del campo de la ingeniería. Ya en la era romana, Marco Vitruvio, en su tratado "De Architectura", (1).A.C.), menciona la construcción de depósitos, cuyo objetivo era almacenar agua (1).

De manera muy general, se puede definir a los tanques como aquellos recipientes que se destinan a contener líquidos, tales como: agua, vinos, aceites comestibles y minerales, gaeolina, etc.

Con relación a los tanques para agua, se puede afirmar que son componentes del sistema de distribución cuya misión ha variado sensiblemente con el transcurso de los años, presentando en la actualidad los siguientes aspectos:

1. Proporcionan elasticidad al sistema de distribución, dando lugar a que las diferentes porciones del mismo sean más independientes en su operación.

2. Aportan una contribución a la economía general del país -- por desahorción del consumo de energía eléctrica en las horas pico y utilización del máximo de energía en las horas vacías de consumo, -- gracias a la capacidad de regularización que proporcionan.

Entrando un poco más al detalle sobre las funciones de los tanques de reserva rotable, es conveniente hacer una diferenciación entre aquellos de capacidad reducida y los grandes tanques. Los tanques pequeños serán útiles en los siguientes casos:

1. Cuando se tiene un abastecimiento de agua subterránea, don de la colocación de un tanque pequeño incrementará grandemente la capacidad del manantial, haciendo que la demanda sobre éste sea más uniforme.

2. Por conveniencia en operación, pudiéndose emplear como tanques receptores en las terminales de los conductos, como pequeños tanques para regular la presión en los puntos intermedios, o como tanques de regularización para uniformizar la operación de las bombas.

3. Para proveer un almacenaje contra fuego que dure el tiempo necesario para arrancar el equipo adicional de bombeo.

Por su parte, los grandes tanques pueden tener las siguientes funciones:

1. Almacenamiento: Un volumen suficiente de agua almacenada, cuando se presenta un problema entre la fuente de abastecimiento y el tanque (como podría ser la ruptura en la conducción, la falla en el bombeo o en la cantidad, etc.), evitará la suspensión del servicio. Así, se puede obtener una mayor seguridad contra su interrupción, por este medio que por duplicación de los equipos.

Un almacenamiento suficientemente amplio será también de vital importancia en caso de incendio, cuando no existe equipo adicional de bombeo o las tuberías no están diseñadas para resistir las sobrepresiones asociadas con el bombeo requerido. Será asimismo de gran utilidad cuando la fuente de abastecimiento es intermitente y se presentan períodos prolongados de sequía.

2. Regularización: La capacidad de almacenamiento del tanque denominada compensadora o de operación hace posible ajustar el caudal de erogaciones constante al caudal de demandas variable, del modo siguiente: el gasto que proviene de la fuente de abastecimiento y que por la conducción llega hasta el tanque de regularización tiene un valor constante, mientras que la población consume el agua con gastos variables a lo largo del día. Estas variaciones tienen valores instantáneos menores y mayores que el caudal que llega por la conducción. Cuando la demanda es menor que dicho caudal los sobrantes se conservan en el tanque de regularización, para ser proporcionados en las horas en que la demanda es mayor que él. De esta manera se hace posible el cambio de régimen y las condiciones de operación (2).

Asimismo, lo anterior permite, cuando se tiene una línea de conducción por bombeo, reducir el tamaño de las bombas, filtros y equipo necesario para abastecer al sector servido por el tanque de regularización, ya que los valores pico de demanda sobre el equipo de bombeo son abatidos por él.

La capacidad de regularización del tanque también repercutirá

en la línea de conducción, permitiendo que sea operada de una manera más uniforme comparativamente hablando (respecto al caso en que no hubiere tanques, en el cual la línea de conducción debería satisfacer la ley de demandas variable de la red, conduciendo cualquier gasto que se presentara), y dando lugar a que su tamaño sea mínimo; será también de mucha utilidad en un gran sistema de distribución, ya que el emplazamiento de los tanques en aquellos puntos de la red donde hay un máximo de demanda permitirá una regularización general del flujo y efectuará una considerable economía en el tamaño de las tuberías y planta de bombeo.

La regularización que efectúan los tanques es también muy necesaria cuando la fuente de abastecimiento es un pozo de capacidad limitada o cuando el agua debe ser filtrada, y se hace necesario igualar el suministro y la demanda durante un largo período de gran consumo.

3. Alimentación de zonas de presión, es decir, alimentar zonas de la población servida de acuerdo a su topografía, evitando altas presiones que puedan causar rupturas y fugas constantes en la red de distribución, y eliminar zonas de baja presión donde el servicio sería deficiente sin el tanque. Asimismo, los tanques emplazados al final de una larga línea de conducción y en los límites extremos de la zona de servicio, así como los colocados en el centro de máxima demanda, son reguladores automáticos de la presión que mantienen el funcionamiento uniforme del sistema de distribución bajo condiciones variables de flujo (3).

4. Permiten sedimentar y almacenar los sólidos en suspensión que trae el agua, evitando que lleguen al usuario y puedan obstruir la toma domiciliaria (en particular el medidor o llaves de flotador en los muebles sanitarios), y evitan la necesidad de tomar agua de las corrientes durante los períodos de gran turbidez, debido a su capacidad de almacenamiento.

5. Proporcionan el tiempo de contacto necesario para efectuar - la desinfección de la agua que se va a distribuir.

6. Dan lugar a que las aguas provenientes de diferentes fuentes de abastecimiento se mezclen, uniformizando de esta forma la calidad antes de su distribución.

Finalmente, conviene decir que las obras de regularización y almacenamiento deben tener, como objetivo imprescindible, proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad -- con un costo mínimo en la inversión y mantenimiento.

II.2. CLASIFICACION, VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DISTINTOS TIPOS.

Los tanques para agua se pueden clasificar desde diversos puntos de vista. Desde un enfoque muy general, es decir, con respecto al -- sistema de distribución en su totalidad, éste puede requerir uno o -- más tanques. El número de ellos estará determinado por la alimenta-- ción de la red de distribución (si se tiene una o varias entradas), -- por las características topográficas del terreno de la población, y -- por el estudio del diámetro óptimo en las líneas de conducción y tube-- rías principales del sistema de distribución.

La ventaja de tener varios tanques es que pueden ubicarse en -- los puntos críticos de la red (donde las presiones resultan insufi-- cientes), dando lugar a un funcionamiento más uniforme.

Respecto al tanque en sí, si es de capacidad reducida, puede -- construirse de acero laminado, instalándose sobre soportes ligeros -- de acero, madera o concreto armado; pero más usualmente se constru-- yen de mampostería de piedra, concreto armado o concreto presforzado. La forma más económica para este tipo de tanques es la circular con-- fondo plano, o con un fondo que reparta las presiones sobre la base-- de la pared vertical.

Para los tanques mayores, de acuerdo a la altura que es necesario dar al nivel del agua con respecto al terreno y estando el sitio de construcción establecido, se da la siguiente clasificación:

1. TANQUES SUBTERRANEOS. Se pueden construir en lugares planos o también en topografías accidentadas, por excavación y terraplén es decir, balanceando el corte y relleno.

Su elección dependerá de si el estudio económico ha resultado favorable respecto a tanques elevados o superficiales más alejados - en donde se tenga un mejor material de cimentación, o por cuestiones estáticas.

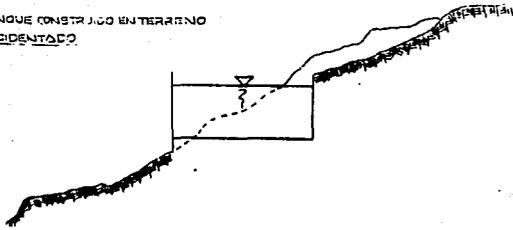
El tanque más elemental por su fácil construcción es el excavado en tierra o roca autoestable, ya que únicamente requiere impermeabilización, la cual puede hacerse con morteros especiales que incluyen aditivos hidrófugos, o con láminas plásticas o asfálticas que recubran sus paredes. Según lo requiera cada caso particular se colocarán equipos de bombeo encima o al lado del tanque, en un cárcamo seco.

Cuando los tanques subterráneos tienen techo de concreto, éste puede cubrirse con tierra, protegiéndose de esta manera tanto el tejado como el agua contra las temperaturas extremas. Debe cuidarse que los elementos estructurales de los tanques así cubiertos sean calculados para que resistan no solamente el empuje del líquido, - sino también el de la tierra. En la fig. II.1 se pueden ver tres tipos de tanques subterráneos.

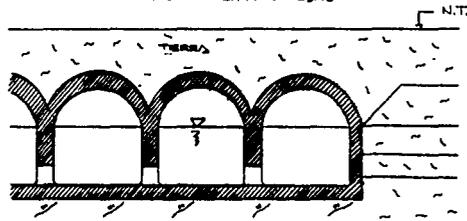
2. TANQUES SUPERFICIALES. Es el tipo más común y recomendable para lugares accidentados donde se tenga elevación natural del terreno suficiente, como puede ser la cima de alguna colina alejada a la población, de preferencia localizada en el lado opuesto al punto de alimentación de la red y en los límites de la localidad. De esta manera se hará posible el flujo de agua hacia el centro de distribución

PROYECTO DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA EN TERRENOS ACIDENTADOS

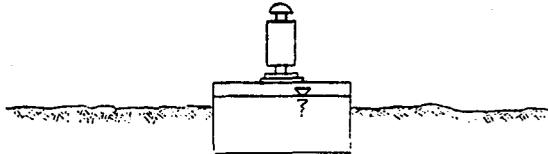
a) TANQUE CONSTRUIDO EN TERRENO ACIDENTADO



b) TANQUE PROFUNDO CONSTRUIDO EN TERRENO PLANO



c) TANQUE CONSTRUIDO EN TOPOGRAFIA PLANA



del sistema desde direcciones opuestas durante los periodos de demanda máxima. Los tanques superficiales también pueden ser empleados en lugares planos, siendo necesario bombear el agua a la red.

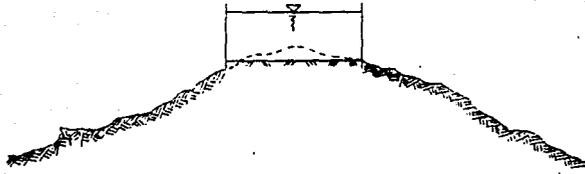
En ocasiones también se denomina tanque superficial a aquel --- construido un poco por debajo del terreno existente o balanceando el corte y relleno. Un depósito superficial, formado por la construcción de una presa a través de un valle, puede ser clasificado como un tanque de distribución, si su propósito es, antes que nada, atender o regular las fluctuaciones en la presión y demanda, más que actuar como una presa de captación en la cual se almacena el agua precipitada en el área de drenaje (4).

En la fig. II.2 se presentan varias modalidades de tanques superficiales.

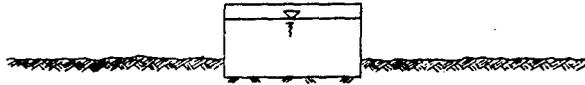
3. TANQUES ELEVADOS. Se emplean en localidades donde limitantes naturales o de carácter económico impiden el uso de tanques de distribución a nivel. En un lugar plano donde no se distinga de elevaciones naturales de terreno cercanas a la zona de distribución, se requerirá construir uno o más tanques elevados para dar la presión adecuada a la red.

Los tanques elevados pueden ser de dos tipos: columnas reguladoras o los propiamente llamados tanques elevados. Una columna reguladora es esencialmente un tanque cilíndrico alto cuyo volumen de almacenamiento incluye una porción superior (el almacenamiento o volumen útil), la cual está por arriba del nivel del tubo de descarga, y una porción inferior (almacenamiento o volumen de soporte). Esta porción inferior sirve únicamente para el almacenamiento o volumen útil y proveer la carga requerida, por lo cual las columnas reguladoras de considerable altura son usualmente antieconómicas. Ver fig. II.3 (a). La razón por la cual el agua que se encuentra por abajo del volumen útil no es aprovechable es que si se toma, la caída de pre--

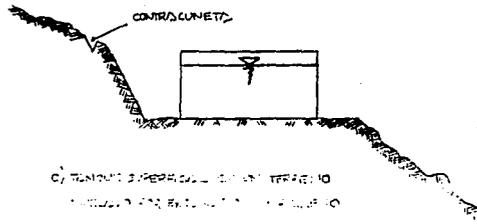
FIGURA 1.2. TIPO DE TANQUES SUPERFICIALES



a) TANQUE SUPERFICIAL DESPLANTADO EN LOS CIMS DE UNAS COLINAS



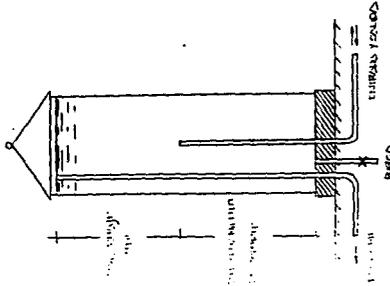
b) TANQUE SUPERFICIAL COLOCADO EN TERRENO PLANO



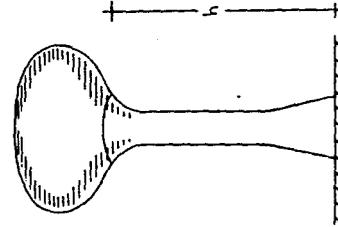
c) TANQUES SUPERFICIALES EN UN TERRENO
CONVALADO POR EXTENSION DE LA CUNETA

FIG. 14. 11.3 COLUMNAS REQUISADOR/S Y TANQUES ELEVADOS

a) TANQUES REQUISADOR/S

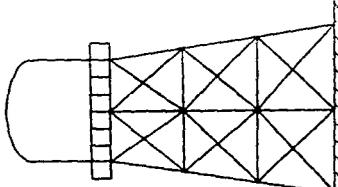


b) TANQUE ELEVADO ELIPSOIDAL



$h =$ altura de la estructura de soporte

c) TANQUE ELEVADO CILINDRICO



sión en la red será muy fuerte. En la actualidad el empleo de estas estructuras es reducido.

Los tanques elevados son depósitos de diámetro o dimensiones mayores que la columna reguladora generalmente, y se hallan soportados a la elevación requerida por una estructura de algún material resistente. La altura de la torre del tanque es muy variable, de acuerdo con la elevación del terreno en el sitio en que se elige su construcción y las presiones que se requieran en la red. Ver fig. II.3-(b) y (c).

La capacidad útil de las columnas reguladoras y tanques elevados está confinada al volumen de agua almacenada sobre el nivel correspondiente a la presión de distribución deseada. En los tanques elevados este nivel suele coincidir con el fondo del tanque, en las columnas reguladoras puede ser mucho mayor. Una ventaja importante que presentan ambas estructuras es que pueden emplazarse muy cerca del centro de demanda máxima.

Como una alternativa a las estructuras elevadas en el abastecimiento a altas presiones en zonas planas se emplean los tanques de almacenamiento de agua bajo presión, aunque solo resultan económicos en pequeñas obras de abastecimiento. Para dar la presión requerida en el tanque se instalan compresores de aire.

De acuerdo al material de que son construídos, los tanques pueden ser:

1. **TANQUES DE TIERRA.** Es el tipo más económico y usual de tanque para grandes capacidades de los construídos a nivel del terreno. Consiste en un depósito abierto formado por diques o encajonamientos de tierra que rodean el área que va a ser llenada con agua. El material usado para los diques es obtenido generalmente de la excavación misma que se ha hecho para el tanque.

Si el tanque requiere revestimiento, entonces el fondo se puede sellar mediante un colchón de arcilla o de piedra en bruto y los muros con paredes de núcleo impermeable. También se puede hacer el revestimiento de concreto, zunita, asfalto, una membrana asfáltica o diversos tipos de plásticos. Pero a pesar de las precauciones tomadas, -- los tanques de tierra generalmente estarán sujetos a pérdidas por infiltración.

2. TANQUES DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA. Este material se emplea generalmente para tanques enterrados o a nivel.

Si se construye el tanque en desmonte y el suelo tiene suficiente capacidad de carga, para cimentarlo bastará desarrollar la capa vegetal. Si el terreno no es muy bueno, habrá que cuidar mucho más la cimentación ya que, cualesquiera que sean las precauciones tomadas, estos tanques rara vez son impermeables. A fin de evitar las dislocaciones debidas a posibles infiltraciones, se puede colocar bajo la cara de base un drenaje de tubos de barro que desembocan en uno o varios colectores.

Cuando se requiere manejar aguas subterráneas o aguas superficiales sometidas a filtración, es necesario disponer de tanques cerrados que usualmente son de mampostería en sus paredes y cubiertas, construidos parcialmente en excavación y parcialmente sobre terraplén, si el terreno es accidentado. También se han construido tanques de mampostería a considerable altura sobre el terreno, llamándoseles elevados, pero son casos excepcionales.

3. TANQUES DE CONCRETO REFORZADO. El concreto reforzado es un material muy apropiado para la construcción de tanques para agua potable. Permite el empleo de varios sistemas arquitectónicos, como pueden ser el de columnas, traveses o losas planas; de arcos y bóvedas, etc. Debido a las cualidades del concreto reforzado, las secciones en general son de menores dimensiones que las de mampostería, y por lo tanto más ligeras, requiriendo cimentaciones menos reforzadas. Los tanques

construidos de este material son útiles sobre todo cuando necesitan-
ir cubiertos, de esta forma los techos, paredes y pisos serán de con-
creto y se asegurará en un mayor grado su impermeabilidad, aventajan-
do así a los de mampostería.

Para la construcción de grandes tanques a nivel del terreno se-
prefiere el concreto reforzado. Generalmente sus paredes son verti-
cales, debiendo actuar como muros de contención para resistir la pre-
sión o empuje de tierras cuando el tanque se encuentra vacío. Será
recomendable que la losa de techo en tanques cubiertos construida -
de concreto reforzado sea impermeable.

El concreto reforzado es empleado a veces para tanques elevados
en combinación con otros materiales. Se puede tener, por ejemplo, -
un tanque cilíndrico de concreto o acero montado sobre una torre de
mampostería o de concreto reforzado, o sobre columnas de concreto. -
La estructura de soporte podrá cubrirse con un cascarón de concreto,
con lo cual se mejorarán las cualidades estéticas del conjunto. La
cimentación será usualmente de concreto reforzado.

Si el tanque se ha construido de concreto reforzado será neces-
rio realizar un trabajo constructivo cuidadoso para lograr que sea -
impermeable ya que de lo contrario, y sobre todo en climas fríos, --
pronto presentará grietas verticales, o fugas debidas a congelamien-
to, lo cual llevará a un rápido deterioro de la estructura (5). Es-
te problema se solucionará asimismo y de forma más satisfactoria, si
el acero de refuerzo es prestresado.

Una alternativa en la construcción de tanques de concreto con-
siste en la ejecución de la obra principal en un taller, prefabrican-
do los elementos estructurales y montándolos posteriormente en su lu-
gar de destino.

4. TANQUES DE CONCRETO PRESTRESADO. Su construcción se basa -
en los mismos principios que los de concreto reforzado, pero tienen-

la ventaja de que las secciones son más rebeltas. Además, el concreto reforzado anula prácticamente la posibilidad de agrietamientos y las subsecuentes fugas del agua. Otra ventaja importante es que permite el diseño de estructuras más originales que conllevan mejor las cualidades estéticas. Si el tensado se hace previamente a la colocación de los elementos, o en la etapa de prefabricación, se habla de concreto prefornado, pero si se realiza en el sitio, después de que han sido colocados los elementos, entonces el concreto es postensado.

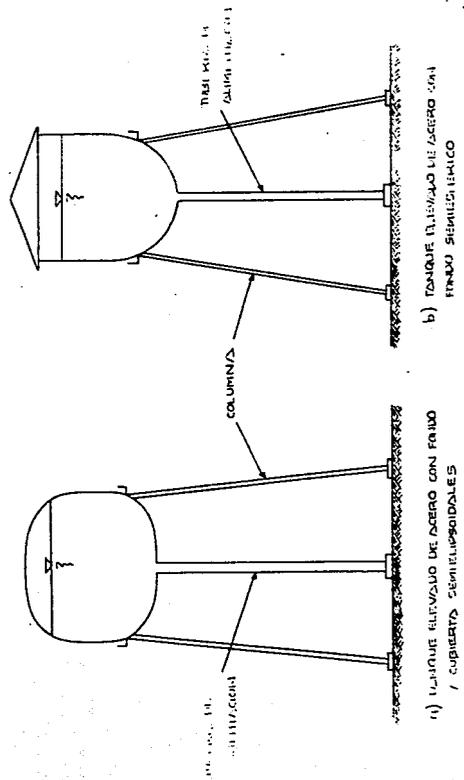
5. TANQUES METÁLICOS. El acero se emplea en la construcción de tanques para agua potable sobre todo por sus cualidades intrínsecas y por la buena apariencia que permite dar a los mismos, cualquiera que sea su capacidad. Como ya se mencionó anteriormente, se puede combinar favorablemente con el concreto.

Dentro de los tanques elevados de acero hay dos tipos: el de fondo semiesférico y el de fondo semielipsoidal. En el segundo tipo la tubería de alimentación del tanque es empleada para soportar una parte del peso del agua y tanque, mientras que en el tanque de fondo semiesférico este peso es soportado totalmente por la estructura de torre. Una ventaja del tanque semielipsoidal es que puede ser de grandes dimensiones, por consiguiente los tanques de mayor capacidad son de este tipo, presentando la ventaja de que para una capacidad dada un diámetro grande permite el diseño de un tanque más somero, lo cual trae como consecuencia un rango de variación de la carga más pequeño para variaciones considerables de volumen.

Los tanques metálicos se pueden construir en zonas donde la corrosión sea mínima, no siendo recomendables para sitios costeros. Su función principal puede ser combinada con una buena apariencia. También se pueden prefabricar. En la fig. II.4 se presentan los dos tipos de tanques elevados de acero que aquí se han discutido.

Hay otros materiales que también se emplean en la construcción

FIGURA II.4 DOS TIPOS DE TANQUES ELEVADOS DE ACERO



a) TANQUE ELEVADO DE ACERO CON FRUO / CUBIERTOS SEMIINDEPENDIENTES

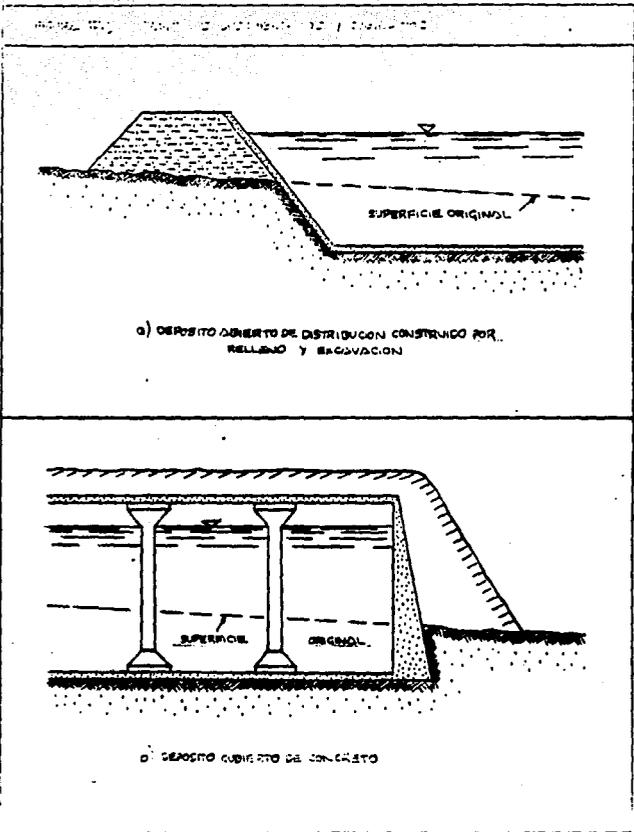
b) TANQUE ELEVADO DE ACERO CON FRUO RIGIDO

de tanques, como son la madera, el plástico, etc., pero su uso es li
mitado.

Los tanques para agua potable pueden ser cubiertos o descubier-
tos, dependiendo de las necesidades y los recursos económicos. Si -
los tanques son descubiertos conviene construirlos de tierra, aunque
también pueden ser de mampostería o concreto. El almacenamiento de-
aguas superficiales en tanques de tierra no afecta normalmente su ca-
lidad, especialmente si han sido previamente almacenadas en grandes-
depósitos. Será necesario cercarlos para evitar que sean contamina-
dos sobre todo por la mano del hombre.

Por su parte, los tanques cubiertos son usualmente de mamposte-
ría o concreto, se hacen necesarios cuando se manejan aguas subte-
rráneas o aguas superficiales sometidas a filtración. La principal-
ventaja que ofrecen es la de proteger las aguas almacenadas contra -
el crecimiento de algas estimulado por la luz solar, o contra la caí-
da de hollín y polvo o excrementos de aves (6). La cubierta o techo
no requiere ser impermeable, si el tanque se encuentra cercado. En-
la fig. II.5 se presentan ambos tipos de tanques.

También podemos diferenciar a los tanques por su forma en plan-
ta. Para grandes capacidades, si la situación y condiciones del em-
plazamiento permiten que el tanque sea de tipo abierto, será preferi-
ble que su forma en planta sea circular. Para otros casos convendrá
la planta rectangular, la cual tiene la ventaja de que permite un ma-
yor recorrido del agua dentro del tanque, con lo cual se logra la se
dimentación de lodos y arenas que lleva en su seno.



REFERENCIAS :

1. González G. Zabaleta, G. CALCULO Y CONSTRUCCION DE DEPOSITOS. Ed. CEAC, 1930.
2. Autores Varios. PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Centro de Educación Continua, 1984.
3. Watermen, E.L. ELEMENTS OF WATER SUPPLY ENGINEERING. Ed. John Wiley and Sons, Inc.
4. Fair Geyer. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES, Tomo I. Ed. Limusa, 1933.
5. Fair, Geyer. op. cit.
5. Fair, Geyer. op. cit.

CAPITULO III

CRITERIOS PARA LA SELECCION DE TANQUES

A continuación se presentan algunos de los criterios que se deberán tener en consideración para seleccionar el tipo de tanque a utilizar.

III.1 TOPOGRAFIA

La selección del tanque más apropiado dependerá, en gran parte, de la topografía de la localidad donde se asienta la población, ya que en función de ella se definirán tanto el tipo de tanque como su localización.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, si la topografía de la localidad es accidentada y el sistema funciona por gravedad, será recomendable instalar un tanque subterráneo o superficial en terreno elevado lo más cercano posible a la población, pero a una elevación -- tal que pueda cumplir con los requerimientos de carga hidráulica en -- toda la red. El tanque convendrá ubicarlo en el extremo final de la -- líneas de conducción, en el punto donde se une a la red de distribución,

o tan cerca como sea posible de él, según lo permita la topografía. - En la fig. VII.I (a) se muestra lo anterior. La ventaja de un sistema de este tipo es que permite reducir el tamaño de la línea de conducción, debido a la capacidad de regularización del tanque.

Otra alternativa posible es un sistema con las mismas características consiste en colocar el tanque principal, como en el caso anterior, en el extremo final de la línea de conducción (o tan cerca como se pueda de él), y otro auxiliar en un lugar elevado en el extremo opuesto de la localidad, como puede verse en la fig. III.I (b). A este sistema se le llama de FLUJO DOBLE POR GRAVEDAD (I). Tiene la ventaja de hacer más uniformes tanto las presiones como el flujo en toda la red, pues durante los períodos de demanda máxima el agua fluye desde ambos tanques al sistema, abasteciéndolo adecuadamente, mientras que durante los períodos de bajo consumo podrán volver a llenarse tanto el tanque principal como el auxiliar (flujo nocturno).

En una topografía sensiblemente plana la mejor alternativa que se puede contraponer a la de bombeo directo consiste en colocar un tanque elevado o una columna reguladora. Convendrá lo anterior principalmente por tres razones:

1) no disminuirá la eficiencia de las bombas, que se presenta cuando el rango de variación de la carga sobre ellas es muy grande, debido a que no habiendo almacenamiento regularizador el equipo de bombeo tiene que satisfacer las demandas variables de la red de distribución; - 2) se logrará la uniformización de las presiones en la red, la cual será mayor o menor dependiendo de donde se coloque el tanque distribuidor; y 3) se dispondrá de una reserva en caso de falla de las bombas.

Sobre la elección del sitio adecuado para colocar el tanque, hay tres opciones. La más desfavorable será colocarlo junto a las bombas, lo cual viene equivaliendo a que no exista, ya que no tendrá ningún -

Figura 11. Flujo de agua en el caso de un sistema de tanques.

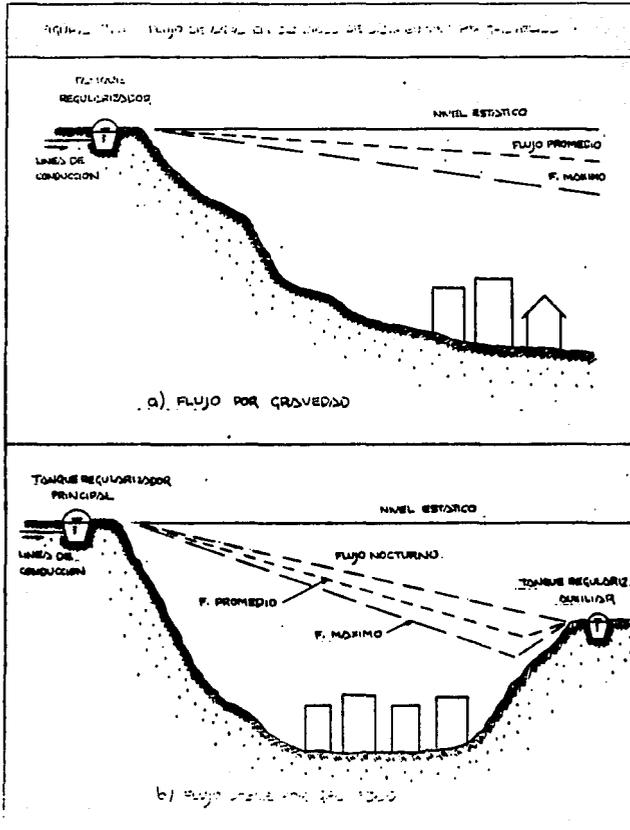
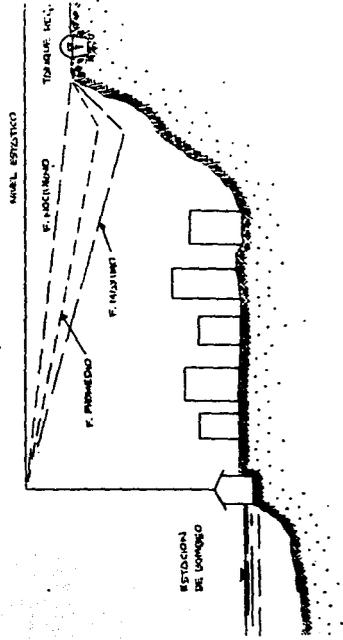


FIGURA III-1 FLUJO DE AGUA EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION (ambuscada)

c) FLUJO DUAL - Embarcaciones conseriales al buque



efecto sobre el sistema de distribución, proporcionando únicamente - uniformidad a la carga de bombeo y una reserva para emergencia. En este caso, como se muestra en la fig. III.2 (a), la línea de gradiente hidráulico tendrá una pendiente muy grande, lo cual implica que - en los puntos más alejados de la estación de bombeo la presión será - insuficiente, a menos que se aumente el tamaño de los conductos o se incremente la presión de bombeo.

Para el caso en que el tanque se localice al centro de la localidad, o en un punto intermedio entre la estación de bombeo y el extremo opuesto de aquella, lo cual se muestra en la fig. III.2 (b), - se tendrán las siguientes ventajas: 1) se podrán reducir las pérdidas por fricción en las tuberías de distribución al reducirse la distancia recorrida por el agua, pues ésta fluirá tanto de la estación de bombas directamente como de la reserva que se tiene en el tanque; 2) se conseguirá una uniformización de la presión en toda la zona -- servida por el tanque; y 3) como en el caso anterior, se dispondrá - de una reserva en caso de falla de las bombas.

La tercera alternativa será colocar el tanque en el extremo - opuesto de la localidad respecto de la estación de bombas, como se - muestra en la fig. III.2 (c). con lo cual se logrará un mejor aprovechamiento del mismo en lo referente a la regulación del bombeo, reducción de la carga promedio sobre las bombas y uniformización de la presión en el sistema. La desventaja respecto al caso anterior es - que las pérdidas por fricción en las tuberías de distribución serán - mayores, pues aumentará el recorrido que debe hacer el agua desde la estación de bombeo.

Siendo la topografía de la localidad accidentada, se puede obtener una considerable economía si en vez de colocar un tanque elevado en terreno plano se coloca una superficial en un lugar elevado y en un punto opuesto a la estación de bombeo, como se puede ver en la --

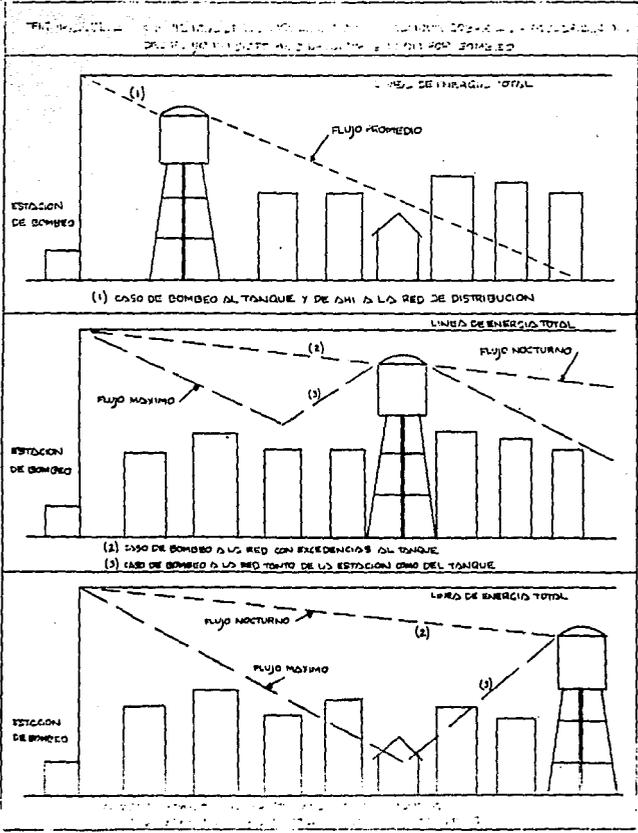


fig. III.1 (c). A este sistema se le llama de FLUJO LUAL (2).

También se tiene la opción del bombeo directo a la red, ya sea sin tanque o con un tanque superficial a partir del cual se bombea al sistema de distribución mediante un servicio programado de acuerdo a la demanda variable. Se podrá elegir esta opción siempre y cuando se haga el estudio económico respectivo y se compare con la solución tradicional de tanques elevados.

Para localidades grandes que se encuentren establecidas en topografías accidentadas convendrá colocar varios tanques superficiales a distintos niveles, cada uno de los cuales abastecerá al sector correspondiente, aunque es recomendable que estén interconectados entre sí y puedan aprovecharse en caso de emergencia.

Se ha observado asimismo que la elevación más adecuada de un tanque elevado dependerá sobre todo de la presión requerida en las líneas principales de distribución, quedando así establecido si conviene tanque elevado o columna reguladora.

III.2 CRITERIO ECONOMICO

Desde este punto de vista lo primero que se debe definir es si conviene o no construir el tanque, aunque la experiencia demuestra que su inclusión en el proyecto del sistema de distribución es casi siempre ventajosa, tanto en lo relativo a costos de construcción como en cuanto a los de operación.

Si el abastecimiento es por gravedad, un tanque será de gran utilidad como elemento de regularización tanto hacia la línea de conducción como hacia la red de distribución, además de que evitará la suspensión del servicio en caso de ruptura en la conducción o --falle en el rebombeo o cartación, permitiendo así una reducción de la inversión inicial, pues no tendrán que duplicarse los equipos na

ra subsanar cualquiera de estas eventualidades.

Respecto a la línea de conducción, la inclusión del tanque hará mínima la variación del gasto demandado por la localidad, permitiendo -- así que el tamaño y costo de aquella se reduzcan sustancialmente: y respecto a la red de distribución, como el tanque será un regulador general del flujo, también permitirá reducir el diámetro de las tuberías y los costos.

Cuando la línea de conducción es por bombeo, la colocación de un almacenamiento de servicio permitirá reducir el tamaño y costo de las bombas y equipo necesario. Asimismo, se reducirán de forma importante los costos de operación, pues las bombas podrán funcionar con un alto grado de eficiencia bajo cargas uniformes.

Como el bombeo generalmente se emplea en topografías planas, entonces el tanque idóneo para esta condición deberá ser elevado, ya sea columna reguladora o torre, resultando más caro que si fuese deslizado a nivel en un terreno elevado, pues la capacidad económica será mucho menor (se entiende por capacidad económica aquella para la cual el valor que se asigna a las ventajas de tener un volumen de agua con cierta carga hidráulica sobre la red es equirara -- con el costo que implica la construcción de la estructura que permitirá disponer de dicho volumen). No obstante lo anterior, las estructuras elevadas son de gran valor en pequeños abastecimientos, pues permiten operar las bombas más eficientemente. Resultan menos valiosas para grandes ciudades, aunque en la práctica posterior los tanques elevados con capacidad entre 6 y 8 millones de litros -- han probado ser muy económicos, incluso para grandes sistemas de distribución, por el efecto que producen al reducir la demanda pico de bombeo e incrementar la uniformidad de las presiones (j).

Si el abastecimiento es por bombeo, será económico proyectar -- almacenamiento y capacidad de las bombas del sistema de distribu --

ción de tal modo que se pueda bombear el gasto medio correspondiente al día de máxima demanda, dejando que una o más bombas permanezcan inactivas los días de menor demanda, o también instalar el almacenamiento y capacidad de bombeo suficientes para permitir bombear el gasto medio del día de demanda media dejando una o más bombas inactivas, y sobrecargar todas las unidades para satisfacer la demanda pico del día de máxima demanda, ya que no se justifica proveer el almacenamiento y capacidad de bombeo necesarios para satisfacer dicha demanda, que se presentará solo una vez cada 3 ó 5 años y durante unas pocas horas.

La capacidad económica del tanque se determina balanceando el costo de suministro de dicha capacidad contra las ventajas de: costo decreciente del bombeo cuando se tiene disponible una cierta cantidad de almacenamiento; la creciente protección contra incendios que de este modo se ve provista; y la mayor uniformidad de las presiones que puede ser obtenida en el sistema de distribución.

En algunos sistemas resulta más económico proveer un almacenamiento elevado sólo para propósitos de regularización, siendo almacenada la reserva contra incendios en un tanque a nivel del terreno, y bombeada al sistema de distribución durante la emergencia.

Como los tanques elevados generalmente se ubicarán en la zona urbana, el costo del terreno para su emplazamiento será alto; no obstante, esto se verá compensado con la ventaja de tener un almacenamiento de reserva en los puntos críticos del sistema de distribución. Se recomienda adquirir inmediatamente el terreno donde se alojará el tanque y demás estructuras conexas, para evitar especulaciones posteriores.

Ahora bien, el almacenamiento elevado puede tenerse en una columna reguladora o en un tanque elevado (que incluye el tanque, la torre y la tubería de alimentación). La selección entre ambos se ha

rá de acuerdo al costo de la estructura de soporte. En el caso de la columna reguladora, su costo será directamente proporcional al de la cimentación y a la altura de la columna que está por arriba del nivel útil. Sin embargo, para fines de selección se tomará en cuenta que, cuando la parte no útil para proporcionar presión es de una profundidad considerable, el soporte necesario puede ser proporcionado más económicamente por una torre de acero. La economía de las torres respecto a la columna de soporte es mucho mayor bajo estas circunstancias, ya que el área total de acero necesaria para las columnas de soporte en un tanque será de aproximadamente la mitad del área de acero que requiere una columna reguladora de la misma altura (4). El costo de las tuberías, refuerzos para la torre, etc. incrementarán el del tanque, pero esto se halla compensado pues la cimentación para un tanque es más barata que para una columna reguladora.

Otra peculiaridad digna de mencionarse es que, para localidades en las cuales los requerimientos de presión exigen una considerable elevación del depósito sobre la superficie del terreno, los tanques elevados son ordinariamente más económicos que las columnas reguladoras por unidad de volumen de capacidad útil (5).

En cuanto a los materiales, el tanque más barato es el superficial constituido por diques de tierra, requiriendo únicamente una inversión adicional para impermeabilización, pues suele estar sujeto a pérdidas de agua por infiltración. Desde el punto de vista de la calidad del agua también será desfavorable, pues propicia su polución, por lo cual será recomendable revestirlo de concreto. En cuanto a los tanques de mampostería, a menudo presentan también el problema de permeabilidad, además de requerir cimentaciones más importantes y costosas, a menos que se disponga de material barato y en las cercanías del sitio elegido para su construcción. En esta clase de tanques el costo de encajonamientos y catedas de mampostería se incrementa rápidamente con la profundidad, desventaja la --

cual se justifica si consideramos a su vez el alto costo del M^2 de terreno.

Los tanques de concreto reforzado, debido a las cualidades de éste como son: resistencia, continuidad, moldeabilidad, etc., avantajen a los antes mencionados también en economía, permitiendo entre otras cosas secciones de menor espesor, y sienten por tanto más ligeros. Esta economía será obtenida cuando empleemos un alto valor para el esfuerzo del trabajo del acero. Como consecuencia de lo anterior también la cimentación resulta más barata.

Una recomendación de diseño que reducirá los costos en la construcción de tanques de concreto reforzado es la siguiente: cuando se emplean cubiertas planas las paredes deberán ser soportadas en su parte superior por la cubierta, si el tanque no es muy grande, lo grándose así que actúen como vigas y no como paredes de retención -- en cantiléver. También será económico colocar en torno al tanque un relleno de tierra, que evitará tener que emplear el criterio de diseño de tanque lleno, el cual implica un costo más elevado para éste.

Los tanques de acero se prefieren ya que este material permite la erección de estructuras más ligeras respecto a otras de la misma capacidad construidas de concreto o piedra, aunque en cuanto a costos no ofrezca gran ventaja. Presentan el inconveniente de que se oxidan en forma acelerada, sobre todo en las regiones costeras, requiriendo un mantenimiento anticorrosivo periódico.

Tanto los tanques de concreto como los de acero se pueden prefabricar, lo cual resulta mejor, tanto técnicamente como en cuanto a costos, que la construcción en el sitio, más aún si sus dimensiones y capacidad de diseño están dentro de las disponibles comercialmente.

Las columnas reguladoras de concreto avantajen a las de acero -- en su bajo costo de mantenimiento, cuando desde un principio están --

bien construídas y no presentan fugas. Las de acero superan a las de concreto en el costo inicial un poco menor, pero en cuanto a mantenimiento son más costosas, ya que deben ser pintadas periódicamente para evitar la corrosión.

El concreto presforzado ha traído beneficios importantes en la construcción de tanques para agua pues resuelve el problema del agrietamiento, además de que propicia una considerable economía en materiales y costos. Se ha estimado que el ahorro en concreto del tanque presforzado respecto al reforzado es mayor de 36.5% para un tanque pequeño, y en cuanto al acero, para grandes tanques será mayor del 62% (6). Los costos por millón de litros permanecen aproximadamente constantes para capacidades superiores a 4 millones. Los costos por litro para el diseño convencional (concreto reforzado) se incrementarán rápidamente para capacidades entre 4 y 11 millones de litros, siendo de ahí en adelante menor el incremento hasta 23×10^6 litros. La desventaja del concreto presforzado es el costo inicial relativamente alto.

Aunque la decisión sobre si el tanque será cubierto o descubierto es técnica, conviene también analizar la factibilidad económica. Las cubiertas serán por lo común de concreto o acero, aunque también se pueden construir de materiales ligeros, resultando mucho más económicas, existiendo únicamente la restricción de que el terreno en encuentro cercado.

Los tanques de forma circular o de anillo son más económicos en cuanto a materiales que los de planta rectangular, para pequeñas capacidades. La desventaja de la planta circular es el alto costo de la cimbra. Para grandes tanques, sin embargo, la forma más conveniente es la rectangular.

El tamaño económico para cualquier caso particular de tanque de distribución solo puede ser determinado mediante un estudio de las variaciones en la demanda y estimación de los costos anuales correspon-

dierres e varias combinaciones de tanques y otras partes del sistema, mientras que la selección de la profundidad económica estará definida por el costo de las paredes y terreno entre otros factores.

Finalmente, la selección del tiro de tanque depende también de los fondos disponibles y del valor que para la localidad signifique disponer del agua almacenada.

III.3 CRITERIO ARQUITECTONICO

No obstante que los tanques para agua potable se adoptan por razones de funcionalidad, también vendrán a constituir un elemento más del paisaje urbano o rural, pudiendo realzarlo o por el contrario hacerlo desagradable a la vista. Es por esto que el aspecto arquitectónico debe tomarse en cuenta para el diseño de estas estructuras, con el objeto de que se integren de manera armoniosa al entorno.

En el caso de los tanques subterráneos y superficiales la apariencia estética no es tan importante como en el de las columnas reguladoras y tanques elevados, más aun si se encuentran dentro del área urbana.

Los materiales más usuales en la construcción de tanques elevados y columnas reguladoras son el concreto y el acero. Si están bien diseñados y construidos, los de concreto serán preferibles a los de acero desde el punto de vista de la apariencia (ver fig. III.3 (a)). Sin embargo, como en los tanques de concreto la impermeabilidad es muy difícil de lograr, sobre todo porque las fugas son propiciadas por las distorsiones debidas a esfuerzos, el resultado es que un gran número de tales estructuras presentan una apariencia inestigfactoria. Existe, no obstante, la variante del concreto reforzado, con el cual se soluciona el problema de fugas permitiendo asimismo un agradable tratamiento arquitectónico. En cuanto a los tanques de acero, un número considerable de estudios se han dirigido a mejorar su apariencia obteniéndose resultados favorables, como se puede ver-

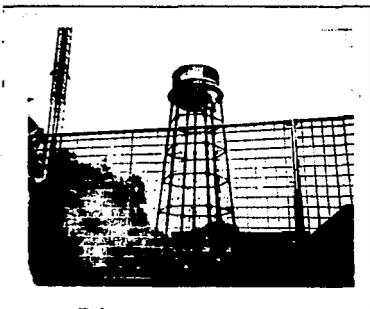
en la fig. III.3 (b).

Una solución conveniente para mejorar el aspecto de las columnas reguladoras y tanques elevados es la de colocarles una cubierta exterior aparente, aunque las columnas reguladoras no acostumbren cubrirse, pues la cubierta sería de uso reducido y no mejoraría -- gran cosa la apariencia. La razón principal del aspecto antiestético de estas columnas es la carencia de una base aparente. Un pedestal de mampostería masiva de altura proporcional a la de la columna junto con una cornisa de dimensiones también proporcionadas al conjunto mejoraría la apariencia considerablemente.

En columnas reguladoras de grandes dimensiones y poca altura -- puede ser adoptada una cubierta cónica de perfil curvo de madera o concreto, la cual proporcionará una protección considerable y mejorará la apariencia de la estructura. La cubierta también podrá ser un cascarón de concreto revestido con ladrillo o piedra. Además -- del uso de la cubierta, la monotonía en la apariencia de estas estructuras de poca altura puede ser rota colocando una escalera exterior de caracol (7).

Los tanques elevados son menos objetables en su apariencia -- que las columnas reguladoras. El caso más común es el del tanque elevado sobre columnas de acero, cuyo aspecto se puede mejorar arrojándolo sobre un encajonamiento que está dentro de una torre de mampostería, la cual puede recibir más fácilmente un tratamiento arquitectónico satisfactorio, colocando detalles tales como balcones, torres, etc., y dando un adecuado proporcionamiento a las líneas generales. Para tanques de grandes dimensiones el costo es elevado, por lo cual resulta conveniente hacer un diseño cuidadoso de la torre y tanque y así evitar el gasto adicional del recubrimiento para fines exclusivamente de apariencia.

(a) TANQUE
ELEVADO
DE CONCRETO



(b) TANQUE
ELEVADO
DE ACERO

III.4 DISPONIBILIDAD DE MATERIALES.

El tipo de material a emplear para la construcción de un tanque estará determinado de acuerdo a los requerimientos técnicos, pero -- también según la disponibilidad de los materiales en la región; por ello en los estudios de campo previos a la realización del proyecto del tanque deberá considerarse la localización de bancos de material.

En el caso de la cimentación, cuando el tanque se va a construir por el sistema de excavación-relleno, la economía del procedimiento dependerá en gran medida de la disponibilidad del material requerido para los terraplenes.

Respecto al tanque en sí, si el derribo es de tierra, lo más importante será la obtención del material apropiado para el núcleo impermeable (generalmente arcilla). Si el tanque va a ser de mampostería, será conveniente localizar un banco de roca o cantera apropiado. Si se va a construir de concreto armado o acero, entonces se deberá ver el problema de transporte de los insumos desde los centros de abastecimiento más cercanos, así como el estudio detallado de localización del camino de acceso al tanque, para conducir los materiales de construcción. Por otra parte, si se considera ventajoso construirlo prefabricado, el problema de disponibilidad quizá se agravará teniendo que pagar fletes aún más costosos.

En lo referente a los tanques construidos in situ la cubierta, en caso de que se requiera generalmente se construirá de concreto, aunque también puede hacerse de algún material ligero, dependiendo de su disponibilidad en el lugar.

REFERENCIAS :

1. Fair, Geyer, ABASTECIMIENTO DE AGUAS Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES. Tomo I. Ed. Limusa. 1993.
2. Fair, Geyer. OP. CIT.
3. Turneaure, Russell. PUBLIC WATER SUPPLIES.
4. Turneaure, Russell. OP. CIT.
5. Babbitt, Doland. WATER SUPPLY ENGINEERING. Mc. Graw Hill Book - Co. 1955.
6. Babbitt, Doland. OP. CIT.
7. Fair, Geyer. OP. CIT.

CA-ITULO IV

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE UN TANQUE

Dentro de los tanques construídos para el abastecimiento de agua a poblaciones se consideran tres tipos: el de almacenamiento, el de regularización y el de almacenamiento y regularización. El primero tiene como finalidad regular el caudal de una corriente de modo que el agua se acumule en la época de lluvias o a lo largo de varios años, o que se acumule el caudal extraído de pozos, para su aprovechamiento durante la época de escasez o de mayor demanda. Con el segundo se busca modificar el régimen del depósito de almacenamiento o el de la misma fuente para ajustarlo al del consumo. Si en un solo tanque se acumulan volúmenes destinados a cumplir estos propósitos u otros como son el combate de incendios, prevención de emergencias, etc., entonces el tanque será de almacenamiento y regularización. En el presente capítulo se tratan varios aspectos que influyen en

la determinación de la capacidad hidráulica de los tres tipos de tanques, así como los procedimientos de cálculo más usuales resolviéndose algunos ejemplos.

IV.I TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

En este concepto se incluyen tres tipos de depósitos, que se diferencian entre sí de acuerdo a su función en:

1) Grandes embalses u obras de captación de corrientes superficiales, que se requieren cuando el escurrimiento mínimo para un cierto período de diseño es menor que la demanda media anual de la población.

2) Tanque cuya finalidad es almacenar agua para regular la variación anual o estacional, es decir, suplir toda la temporada de sequía cuando la fuente no es suficiente. Su capacidad -- puede ser hasta de varios años.

3) Cuando las fuentes de suministro son pozos de capacidad limitada o el agua debe filtrarse y bombearse, se emplean depósitos de reserva, para compensar la demanda durante un período prolongado y continuo de alto consumo, ya sea durante la época fría del invierno o la seca del verano (1). Su función puede -- consistir también en clarificar el agua cuando la fuente es una corriente superficial y el agua es muy turbia, durante el período de grandes avenidas.

Para elegir la opción más adecuada de las tres descritas se tiene el siguiente criterio: si el gasto anual mínimo aprovechable de una corriente es igual o mayor que el consumo previsto, - entonces se deberá disponer de un almacenamiento tal que permita afrontar únicamente a la estación seca del año de sequía más severo; si el gasto diario mínimo iguala al consumo diario máximo no se requerirá tanque de almacenamiento, excepto un volumen de emergencia en caso de fallas en la conducción; pero si el consumo previsto es igual al gasto medio, todos los sobrantes correspondientes a los años de gran precipitación deberán ser almacenados y conducidos durante los períodos de sequía.

En nuestro medio, con excepción del caso 1), que sí se emplea a nivel municipal no son recomendables los proyectos de tanques de almacenamiento, debido sobre todo al corto que está fuera de la capacidad de solvencia económica de la gran mayoría de las comunidades (2).

A continuación se describen más detalladamente cada uno de los tipos:

1) Los grandes almacenamientos se construyen usualmente para cumplir varios propósitos, uno de los cuales puede ser el abastecimiento de agua potable. La reserva para este fin se requerirá cuando el caudal de la corriente es insuficiente o se vuelve insatisfactorio por una polución intensa. Sin almacenamiento, el rendimiento seguro de un sistema fluvial es su flujo mínimo en tiempo seco; cuando este se ha desarrollado totalmente el rendi-

niento seguro se aproxima al flujo anual medio. El rendimiento económico generalmente se encuentra en algún punto intermedio. - Bajo circunstancias ordinarias el almacenamiento de diseño deberá ser adecuado para compensar una sequía no más frecuente que una vez en 20 años. Para años aún más secos puede ser necesario restringir el uso del agua.

El embalse necesario se logrará construyendo una cortina a través del valle de la corriente, pudiéndose contener en él todo el volumen requerido, o parte en éste y parte en otros depósitos de almacenamiento y distribución. El objetivo será ubicar el almacenamiento donde pueda proporcionar carga hidráulica abundante sobre el sistema de distribución y dar lugar a una conducción por gravedad, sufriendo pérdidas mínimas por evaporación y filtración estando sujeto lo menos posible a contaminación y buscando que su costo sea mínimo.

Si el valle arriba del punto de ubicación de la cortina es largo y estrecho, el embalse será de esta forma, sucediendo a veces que dos o más valle de corrientes tributarias se unen formando un solo embalse; pero de preferencia se buscará localizar una cuenca natural a una elevación y ubicación convenientes. Por otra parte, es obvio que la magnitud del escurrimiento se incrementa con el tamaño del área de captación que drena hacia el embalse, y ésta área aumenta conforme movemos la cortina hacia aguas abajo. Pero esto se contrapone a la necesidad de que el embalse esté en un punto elevado para evitar el bombeo, siendo incluso preferible construir dos o más depósitos que bombear desde uno solo construí

do a poca altura. También se debe procurar que la distancia entre el embalse y el punto de utilización sea mínima, y en consecuencia el costo se abarata. En general importará primero la calidad del abasto y luego la cantidad.

La lluvia siendo el origen de todos los abastecimientos, es la base para el cálculo del volumen de agua disponible a partir de cualquier fuente. En los escurrimientos superficiales, que son los que captan el tipo de embalses aquí considerado, se manifiesta la magnitud de la lluvia por el gasto que en un momento determinado pasa por la sección de aforo, siendo el almacenamiento requerido aquel que permita que el régimen de escurrimiento pueda satisfacer la ley de demandas de la población. Ello se verificará de la siguiente manera: Una vez que el depósito se ha llenado, el agua tomada del mismo será eventualmente repuesta por la corriente, siempre que el escurrimiento, almacenamiento y consumo se mantengan en balance apropiado. El balance se obtiene analítica o gráficamente sobre la base del registro histórico de caudales acumulados, el cual se obtiene a su vez del hidrograma, que es la representación gráfica de las variaciones del gasto de la corriente con respecto al tiempo. En las ordenadas del hidrograma generalmente se indica el gasto medio diario en m^3/seg , mientras que en las abscisas el tiempo en días o meses. Los hidrogramas anuales resultan ser los más informativos pues comprenden todo el ciclo estacional que es el de mayor importancia para conocer la variación más característica del escurrimiento. Las áreas bajo las curvas representan volúmenes, por lo cual es fácil y rápido encontrar la cantidad de agua que egresa a través de una sección de un río entre dos fechas dadas.

En todo hidrograma correspondiente a una corriente perenne - se observa un gasto base, es decir, el caudal en tiempo seco. Se integra por el sobrante de las aguas subterráneas y escurrimiento de lagos o pantanos. Los gastos normales y los de avenida se originan en la lluvia.

Para determinar en forma sencilla aunque aproximada la capacidad de almacenamiento de un embalse, de modo que se puedan satisfacer en forma confiable las demandas de agua potable de una población se emplea el método de la curva masa o de caudales acumulados. Para que realmente esto se cumpla será necesario que el registro de gastos se extienda por un período de al menos 30 - - años. Con estadísticas de esta duración se pueden visualizar fácilmente los períodos de bajo caudal, el mínimo de los cuales será el período limitante de manera que el gasto de extracción propuesto siempre sea obtenible, aunque dentro de un margen de riesgo previsto, pues el registro histórico puede no incluir alguna sequía aún más severa que se presente cíclicamente en la cuenca en estudio.

Para ilustrar el procedimiento considérese el siguiente hidrograma, fig. IV.1 (a) (3), suponiendo que los años indicados - incluyen el escurrimiento mínimo observado. La población demanda un gasto constante de $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por la conducción, que posteriormente serán regularizados para adecuarse a la ley de demandas, mientras que el gasto mínimo por el río es de $16.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$ El problema es entonces determinar el almacenamiento requerido.

La curva masa de la fig. IV.I (b) muestra la acumulación del escurrimiento en el tiempo empezando por el período de sequía. -- Las ordenadas indican el volumen total de agua que ha pasado por la sección de aforo, desde que se inició el hidrograma hasta el punto en estudio, mientras que las abscisas tienen las mismas unidades que en el hidrograma.

Entre otras propiedades de la curva masa tenemos que su pendiente en cualquier punto representa la variación del volumen con respecto al tiempo, es decir el gasto. Pero la propiedad que permite encontrar fácilmente la capacidad de almacenamiento deseada se basa en que la pendiente de una recta que una dos puntos cualesquiera de la curva, representa el gasto medio constante que se puede obtener, es decir, el incremento total de volumen en el mismo período. Así, en nuestra curva de caudales acumulados vemos -- que yendo de A a C a lo largo de ella obtenemos el mismo volumen que yendo de A a C a lo largo de la línea recta.

De la fig. IV.I (b) supóngase que en el punto A se dispone de un almacenamiento suficiente para que la satisfacción del -- consumo a partir de ese momento sea adecuada y continua. Lo anterior requerirá desde luego la acumulación del escurrimiento desde varios años atrás en el embalse. A partir de A la extracción al depósito será de $50 \text{ m}^3/\text{seg}$, y como las entradas son menores, pues la pendiente de la recta AC es mayor que la de los puntos -- de la curva masa que están en seguida de A, entonces el embalse se empezará a vaciar. Aquí se puede observar otra propiedad im--

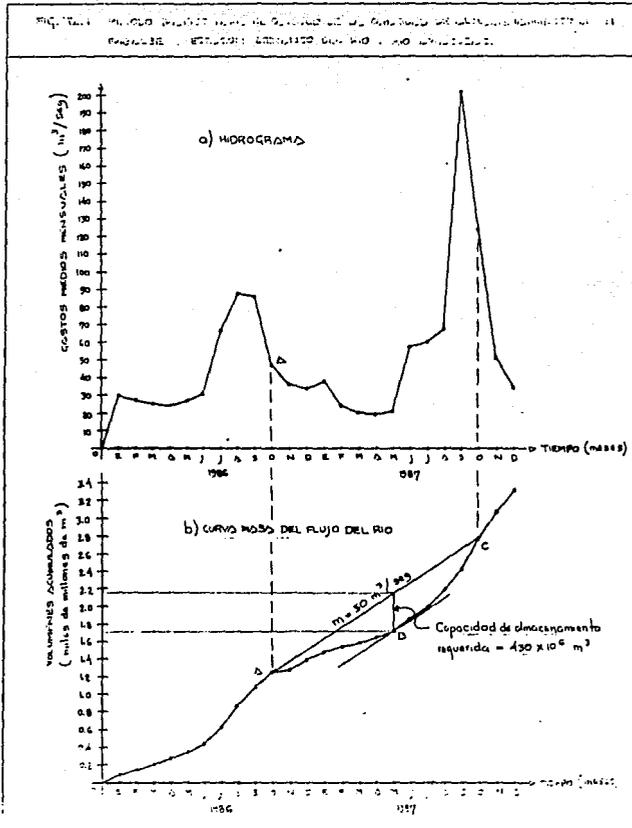
portante de la curva masa, y es que para cualquier punto comprendido entre A y C, la longitud de la ordenada que vé de la curva masa a la recta representa la cantidad en que la capacidad del vaso ha sido reducida debido a la extracción. La ordenada máxima para este caso es la correspondiente al punto B y representa $430 \times 10^6 \text{ m}^3$ de acuerdo a la escala.

Lo anterior indica que si en A se hubiera tenido un almacenamiento de 430 millones de m^3 o más se habría podido satisfacer una demanda constante de $50 \text{ m}^3/\text{seg}$. Se puede observar -- que a partir de B la pendiente de la curva masa es mayor que la de la recta AC, por lo cual las entradas al embalse son mayores de $50 \text{ m}^3/\text{seg}$, y si se conserva constante esta demanda el vaso se irá llenando nuevamente hasta que en C quede completamente lleno, perdiéndose el agua por el vertedor de excedencias hasta que la extracción supere nuevamente a las entradas.

Si la prolongación hacia arriba de la recta AC no corta la curva en ningún punto, eso significa que el escurrimiento es suficiente para satisfacer la derivación propuesta. También es posible que la prolongación de la recta no corte a la curva en varios años, significando un período prolongado de aguas bajas en el embalse.

En algunas ocasiones se necesitará conocer la máxima extracción que puede mantenerse estando predeterminado el volumen de reserva del embalse debido a limitaciones de índole topográfica o geológica, para lo cual, a semejanza del caso anterior, se trazarán paralelas por los puntos altos y bajos de la

FIG. 10.11. Método gráfico para la determinación de la capacidad de almacenamiento normal de un embalse. ESTACION: ESTACION DEL RIO DEL AGRICULTORES.



curva masa, lo cual dará ordenadas que indicarán la reserva disponible. El par de líneas paralelas con pendiente mínima nos dará la extracción que pueda mantenerse en forma segura (1).

Además del método gráfico de cálculo de la capacidad a partir de la curva de caudales acumulados se tiene el método analítico a partir de la misma curva, el cual permite obtener cifras más precisas, por medio de cálculos, aunque los resultados serán del mismo orden de magnitud de los obtenidos por el método gráfico.

El mismo caso que se ha empleado para ilustrar el método gráfico se empleará para el analítico. En la tabla IV.1 se pueden ver las cifras correspondientes al cálculo. En las columnas (a) y (b) se enlistan los años y los meses considerados; en la columna (c) los escurrimientos de entrada al vaso (valores mensuales promedio), en m^3/seg ; en la (d) el volumen en $m^3 \times 10^3/мес$, en la columna (e) los volúmenes acumulados que sirven para construir la curva masa; en la (f) las extracciones al embalse adicionales a las entradas, para completar $50 m^3/seg$; y, finalmente en la columna (g) las extracciones acumuladas donde el valor máximo será el volumen de almacenamiento requerido.

Cuando se necesite determinar la capacidad del depósito -- con mayor precisión considerando pérdidas, gastos de compensación o una ley de demandas variable, será recomendable emplear el análisis de funcionamiento de vaso, que se explicará con un ejemplo ilustrativo al final de este subcapítulo.

TABLA IV.1 CÁLCULO DEL VOLUMEN DE MANEJO (VECTOR ANALÍTICO)

ESTACION HIDROLOGICA ATAMAZO DEL RIO (Ref. J)								
FECHA		FIJURA	(CUBA)	EXTRACCIONES	CAPACIDAD			
		(valor medio mensual)	(MVA)	(MVA)	(MVA)			
AÑOS	MES	m ³ /seg.	m ³ 10 ⁺³					
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)		
0	0	0	0	0	0	0		
1966	ENERO	29.3	79,49	79,49	0	0		
	FEBRERO	24.2	63,95	131,07	0	0		
	MARZO	25.7	68,91	211,54	0	0		
	ABRIL	24.5	63,48	325,02	0	0		
	MAYO	28.5	76,25	351,29	0	0		
	JUNIO	31.1	84,67	411,96	0	0		
	JULIO	46.7	129,91	445,84	0	0		
	AGOSTO	90.9	243,57	819,45	0	0		
	SEPTIEMBRE	88.8	238,22	1,089,63	0	0		
	OCTUBRE	19.4	52,84	1,212,52	0	0		
	NOVIEMBRE	31.7	84,86	1,307,33	144,744	44,744		
	DICIEMBRE	31.4	83,67	1,392,08	144,929	59,525		
0	0	0	0	0	0	0		
1967	ENERO	32.4	88,97	1,199,99	136,424	129,295		
	FEBRERO	22.1	53,94	1,544,89	175,684	195,192		
	MARZO	17.2	46,18	1,791,83	183,432	209,444		
	ABRIL	14.4	39,22	1,631,88	187,174	244,422		
	MAYO	19.8	53,88	1,684,29	174,554	199,122	445,712	
	JUNIO	28.7	78,02	1,838,57	22,442	429,750		
	JULIO	39.9	108,90	1,998,27	34,780	399,120		
	AGOSTO	21.6	58,82	2,198,81	42,292	322,650		
	SEPTIEMBRE	188.0	513,45	2,264,41	381,815	0		
	OCTUBRE	127.0	345,96	2,045,20	211,336	0		
	NOVIEMBRE	52.9	142,28	1,182,57	7,461	0		
	DICIEMBRE	30.5	82,05	1,295,44	126,525	74,525		
0	0	0	0	0	0	0		

(1) Se consideran meses estándar de 30 días.

Previamente a la aplicación de los métodos gráfico o analítico aquí descritos es necesario calcular las pérdidas por evaporación en el embalse y otras superficies líquidas tales como estanques y cuerpos de agua (las cuales pueden llegar a ser mayores que las que se presentan a partir del depósito mismo) que son tan importantes en zonas cálidas, así como las pérdidas de infiltración a través de la cortina o alguna zona permeable dentro del embalse. Para contabilizarlas podrán sustraerse al escurrimiento medio o bien añadirse al consumo.

La magnitud de las pérdidas por evaporación se calculará a partir de registros de estaciones climatológicas localizadas en el sitio en estudio y en puntos cercanos dentro de la misma cuenca hidrológica, para que sean confiables. El registro se dará en milímetros de evaporación mensual el cual, multiplicado por el área del embalse se dará el volumen de pérdidas, que se añadirá al consumo o se sustraerá al escurrimiento medio para el mismo período. Si se requiere estar, no obstante, del lado de la seguridad, se puede emplear para el diseño el valor de la velocidad de evaporación anual máxima, debiéndose entonces prorratear mensualmente este valor. La evaporación será proporcional al área de la superficie del agua en el depósito, debiendo suponerse el valor de ésta última para el cálculo preliminar. Paralelo será necesario disponer de registros de aforo de la corriente elegida para varios años. De la inspección de estos registros se podrá estimar la capacidad requerida para permitir que el consumo sea igual al escurrimiento promedio. Esta capacidad dividida entre la profundidad promedio del depósito dará su área (4).

Respecto a la infiltración, la que se efectúa hacia el terreno aguas arriba de la cortina puede ser considerada como un almacenamiento adicional, con la ventaja de no estar sujeto a pérdidas por evaporación. En cuanto a las pérdidas a través de la cortina, si ésta es de concreto, serán mínimas. Pero a través de una presa de tierra el volumen infiltrado puede ser considerable, variando de acuerdo al tipo de terraplén, el cual deberá ser construido de tal forma que la infiltración diaria no exceda de 400 lt/m^2 de sección vertical longitudinal de terraplén. Empleando buenos materiales y mano de obra la infiltración se puede reducir a 200 o aún 100 lt/m^2 de sección.

Si el valle que rodea a un depósito tiene estratos porosos-subyacentes, esto también podrá dar lugar a infiltraciones, cuya magnitud se podrá determinar con una exploración del subsuelo. Esta infiltración no se encuentra confinada necesariamente a las inmediaciones del dique. Puede darse en cualquier zona suficientemente permeable -en los lados o fondo del depósito- y así permitir que el agua escape a través de las colinas circundantes.

Antes que las aguas provenientes del almacenamiento pasen a la conducción y al tanque regulador deben ir a una planta de tratamiento, donde después de ser sometidas al proceso de filtro y depuración, podrán ser utilizadas. Esto se debe a que durante los primeros 10 o 15 años de funcionamiento de un embalse sus aguas presentarán características insatisfactorias de sabor, olor, turbidez, etc., debido a la descomposición de la materia orgánica que ha quedado en su seno. Pero una vez que se haya es-

tablecido un equilibrio, lo cual ocurre a los 15 años aproximadamente, el agua quizá ya no requerirá tratamiento, o éste será mínimo, consistiendo únicamente en una desinfección protectora. La planta de tratamiento deberá colocarse de preferencia al inicio de la conducción que une el almacenamiento con el tanque regulador.

La obra de toma en estos grandes almacenamientos para agua deberá colocarse a un nivel bajo, de modo que aunque disminuya la reserva por sequía prolongada pueda aprovecharse totalmente.

Cuando el sistema por gravedad se obtiene a partir de un corriente de tamaño tal que no requiere almacenamiento, será necesario desviar por medio de una obra apropiada parte del gasto ordinario, o tomar todo el flujo durante períodos de aguas bajas.

Si el depósito de captación que constituye la fuente de abastecimiento no está a la elevación necesaria para dar la presión adecuada a la distribución, incluyendo las pérdidas por fricción en los conductos, se deberá recurrir al bombeo. Si la elevación disponible permite obtener la presión requerida para la parte baja de la ciudad, pero no para la alta, entonces el abastecimiento para ésta última deberá ser bombeado. Como critrio general, aunque sujeto a excepciones, se puede decir que los almacenamientos superficiales con fines de abastecimiento no requieren bombeo; mientras que los ríos, lagos y aguas superficiales si lo requieren (4).

Puesto que el sistema de bombeo, como cualquier otro mecanismo, está sujeto a interrupción por roturas u otras causas, mientras que el sistema por gravedad nunca cesa de actuar, éste último será preferible al primero, además de que el costo inicial de un abasto por gravedad es prácticamente el desembolso total, no así el bombeo que implica un gasto monetario continuo por concepto de energía, mantenimiento, reparaciones y sueldo del personal de la planta de bombeo.

2) Además de los grandes embalses para abasto de agua potable existen los depósitos cuya finalidad es almacenar agua para hacer frente a las sequías estacionales.

El fenómeno de almacenamiento existe de por sí en la naturaleza, observándose que el escurrimiento de las áreas de drenajes retenido en mayor o menor grado por los lagos y estanques. -- así como por los canales, remansos y bancos de los ríos y otros cauces acuáticos. En los períodos de sequía estos almacenamientos naturales son liberados reduciendo así la severidad de la escasez; durante las crecientes se recargan, disminuyen los picos de las avenidas y reducen el rigor de los niveles de agua.

En los embalses superficiales naturales como lagos, estanques, etc., también se puede controlar el almacenamiento de agua por medio de diques y represas, pudiéndose así aprovechar mejor los escurrimientos de las épocas de lluvia y deshielos para satisfacer la demanda de las temporadas de escasez. Este tipo de obras también podrían clasificarse como de almacenamiento estacional.

El almacenamiento artificial se obtiene principalmente de dos formas:

a) Captando las aguas limpias procedentes de las tierras altas, generalmente cerca de sus fuentes, en regiones esfercidas y elevadas, lográndose de esta manera que el abastecimiento sea -- por gravedad. Debido a que durante las sequías estacionales susflujos son insuficientes para satisfacer la demanda de la población, sus crecientes deberán almacenarse para así compensar el abasto. Para ello se deberán construir presas a través del valle de la corriente, pudiendo ser usada de este modo una cantidad de agua equivalente al gasto anual medio. En el cálculo de la capacidad deberá considerarse, como en el caso anterior, la evaporación que se generará desde la nueva superficie de agua, así como las demandas hacia aguas abajo ya existentes, aparte del consumo para agua potable. También deberá preverse la disminución paulatina de la capacidad de almacenaje por azolvamiento.

b) Excavando grandes depósitos de almacenamiento en tierras bajas adyacentes a las corrientes o en otro sitio adecuado. Esto se hace necesario cuando la corriente a utilizar es de caudal pobre. Como por lo general estas corrientes superficiales están -- contaminadas, sólo podrán aprovecharse las aguas relativamente limpias de las crecientes. El agua así almacenada cubrirá la demanda durante las temporadas en las que no es posible obtener -- flujo de la corriente. Si el consumo directo de la corriente se reduce a 3 meses, por ejemplo, el tanque deberá tener una capacidad mínima correspondiente al 75 % del consumo anual (5).

Al consumo habrá que añadir también las pérdidas por evaporación de acuerdo a la superficie del depósito, pues sus dimensiones considerables y la necesidad de reducir el presupuesto obligará a construirlos abiertos. En estos casos se aconseja cuidar mucho la construcción del tanque y la red de distribución, y así minimizar las pérdidas por infiltración.

Una vez medida la superficie del área de drenaje, estimó el valor medio probable máximo y mínimo del escurrimiento aprovechable (que no se evapora ni infiltra o, en el caso de corrientes contaminadas, el correspondiente a las avenidas) para los ciclos estacional y anual respectivamente, y determinado el consumo requerido por la población, se puede proceder a calcular el almacenamiento requerido. Si el escurrimiento anual mínimo aprovechable es igual o mayor que el consumo previsto, entonces se requerirá un almacenamiento tal que se le pueda hacer frente únicamente a la estación seca de un año de sequía dado.

El cálculo de la capacidad se hará de la misma forma que para grandes almacenamientos, por el método analítico o gráfico, o bien aplicando el funcionamiento de vaso. También se podrá abordar el problema de manera más sencilla pero económica, si dada la situación geográfica y socioeconómica de la localidad y la magnitud de la población se propone una dotación mínima para la temporada de sequía (6).

Como ejemplo sea una población cuya temporada de sequía dura 3 meses, y cuya dotación mínima es de 100 l/h/d. Entonces, -

por cada 1000 habitantes y mes de suspensión se deberá prever la siguiente capacidad:

$$C = 1000 \times 30 \times D \quad (+)$$

$$C = 1000 \times 30 \times 100 = 3,000,000 \text{ l} = 3,000 \text{ m}^3$$

(+) considerando meses de 30 días.

3) Cuando las fuentes de suministro son pozos de capacidad limitada o el agua debe filtrarse (por razones de potabilidad) y después bombearse, se emplean depósitos de reserva, para compensar la demanda durante un período prolongado y continuo de alto consumo, - ya sea durante la época fría del invierno o la seca del verano.

El cálculo de la capacidad del depósito requerirá el estudio de las cifras de la demanda de algunos años por lo menos y además tener en cuenta los futuros incrementos de la misma. Los períodos de elevado consumo deben tabularse y, mediante la construcción de diagramas del tipo de la curva masa, puede calcularse la cantidad de agua que es necesario almacenar; o bien, en forma analítica (1). A falta de estos datos, y siendo necesario conocer el consumo máximo de agua durante el período crítico (verano e invierno), puede ser útil la fórmula obtenida por H.C. Goodrich:

$$p = 180 t^{-0.10}$$

en la cual p es el porcentaje sobre el consumo medio anual durante un tiempo t en días de $\frac{2}{24}$ a 360. La fórmula da un consumo máximo para el día de un 180% sobre el promedio; para el consumo semanal de un 148%, y para el mensual de un 126%. Estas cifras son aplicables particularmente a ciudades residenciales pequeñas. Las ciudades más grandes tendrán generalmente puntas de consumo menores y por lo tanto no será aplicable la fórmula. Por otra parte, los mínimos de

consumo dependerán sobre todo de las pérdidas y cerroches y de los usos industriales nocturnos. Variarán entre el 25 y el 50% del promedio diario o dotación.

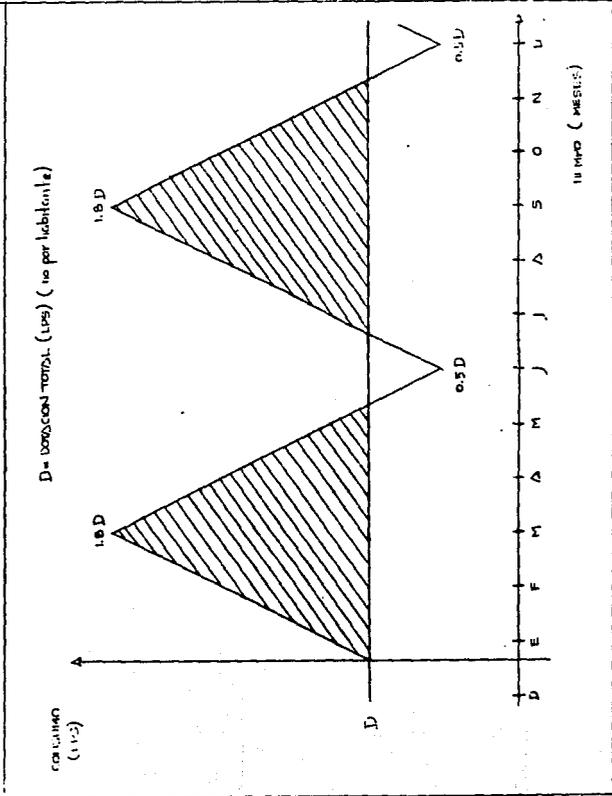
Conocidos los máximos y mínimos de consumo se podrá dibujar la gráfica de consumo anual, como se muestra en la Fig. IV.2 donde, con base en un planteamiento bastante esquematizado del problema, se podrá conocer en forma aproximada la capacidad de almacenamiento requerida. Para ello se traza una recta horizontal que corresponde a la dotación D , la cual generará dos áreas bien acotadas (asíuradas en la figura), cuya superficie, traducida en unidades de volumen, nos dará la capacidad de almacenamiento requerida.

En algunos casos excepcionales podrá abastecerse a la población directamente del agua de lluvia, a través de su captación en cuencas naturales (hidrológicas) preparadas, o colectores situados en suelo naturalmente impermeable o impermeabilizado con recubrimiento, cementado, pavimentado o cubierto de alguna forma.

El rendimiento bruto de aguas pluviales es proporcional al área receptora y a la cantidad de precipitación. De acuerdo a lo anterior, a los requerimientos y a las pérdidas que se presentan se calculará la capacidad del depósito de almacenamiento.

Ejemplo: Se desea abastecer de agua potable a una comunidad cuya población de proyecto es de 500,000 habitantes, ubicada en una región fría. Se pretende satisfacer todo el requerimiento a partir de una sola fuente, que es una corriente intermitente alimentada por la precipitación en la cuenca, la cual se -

FIGURA 131.-2 OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO A PARTIR DE LA FORMULA DE COOKNICH



restringe a 6 meses al año, teniéndose el hidrograma de diseño de la Fig. IV.3. Se proporciona así mismo la ley de variación mensual del consumo de agua potable para esta población así como la evaporación mensual neta (ver tabla IV.2). Calcúlese la capacidad de almacenamiento requerida.

Solución: Para resolver con mayor exactitud el problema se aplicará el análisis de funcionamiento de vaso empleado para calcular la capacidad útil en presas. Consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamientos del vaso en un cierto período de tiempo (7).

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad, que expresada en volumen es como sigue:

$$\text{VOLUMEN DE ENTRADAS} = \text{VOLUMEN DE SALIDAS} + \text{ALMACENAMIENTO} \quad \text{-- (1)}$$

$$\text{ó} \quad I = D + E + S + (V_f - V_i) \quad \text{-- (2)}$$

Donde:

- I volúmenes escurridos por ríos u otras aportaciones.
- D volúmenes demandados ó consumo.
- E volúmenes evaporados en el vaso (que incluye la lluvia, aunque es una entrada)
- S volúmenes derramados por el vertedor.
- V_i volumen de almacenamiento al inicio del At
- V_f volumen de almacenamiento al final del At

Los volúmenes infiltrados en el vaso y boquilla también constituyen pérdidas, pero por lo general se desprecian.

FIGURA III.3 HIDROGRAMA DE DISEÑO DEL EJEMPLO
(obtenido del hidrograma para el río Amacuzac, Rep. S)

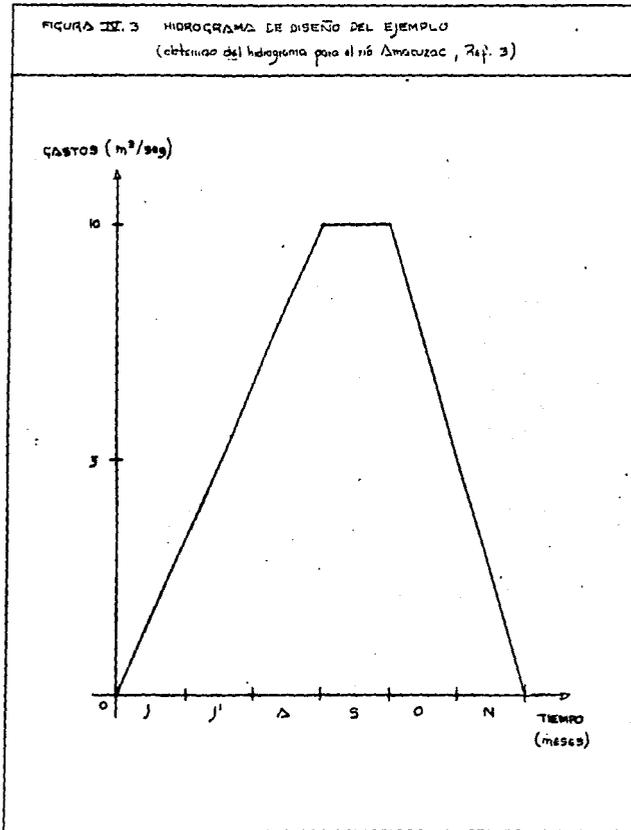


TABLA IV.2 VARIACIONES MENSUALES DEL CONSUMO EN PORCENTAJE Y VALORES DE LA EVAPORACION NETA Y VALORES DE (CORRECCION)

MES	CONSUMO	CONSUMO EN VALORIN	EVAPORACION NETA	VOLUMEN DE ADJUSTACION
	%	10 ⁶ kg m ³	m.m.	10 ⁶ m ³ (t)
ENERO	6.0	3.1	120	0.0
FEBRERO	7.2	3.2	170	0.0
MARZO	7.6	3.3	220	0.0
ABRIL	7.5	3.3	265	0.0
MAYO	8.5	3.9	330	3.9
JUNIO	10.1	4.6	160	12.6
JULIO	10.5	4.8	-70	21.5
AGOSTO	9.2	4.2	40	10.9
SEPTIEMBRE	8.3	3.8	60	5.2
OCTUBRE	7.9	3.5	50	0.0
NOVIEMBRE	7.5	3.4		
DICIEMBRE				

(t) calculados a partir del hidrograma

La evaporación total en el período de tiempo considerado será:

$$E = e \left(\frac{A_i + A_f}{2} \right) \text{ --- (3)}$$

$$e = \text{lámmina de evaporación neta (m.m.)} = K \cdot E_p - p \text{ --- (3')}$$

K = constante del evaporímetro (varía entre 0.7 y 0.8)

E_p = evaporación medida (m.m.)

P = precipitación (m.m.)

A_i = área de embalse al inicio del At

A_f = área de embalse al final del At

sustituyendo (3) en (2) tenemos:

$$I + V_i - D - \frac{M_1}{2} \cdot A_i = V_f + \frac{M_2}{2} \cdot A_f + S \text{ --- (4)}$$

que es la ecuación de funcionamiento de vaso, siendo los términos del primer miembro conocidos y los del segundo desconocidos al inicio del At.

Esta ecuación se resuelve por tanteos suponiendo un V_f hasta que se cumpla la igualdad. Por lo tanto el proceso es ITERATIVO.

Se recomienda tomar At = 1 mes; por lo cual el análisis será mensual.

INFORMACION NECESARIA:

- a) Curva elevaciones - áreas - capacidades del vaso.
- b) Entradas mensuales al vaso (I).
- c) Demandas (D).
- d) Evaporación y precipitación.

De momento no importa la indefinición de las dimensiones del vertedor; si hay derrames se supone que de cualquier forma se pueden desalojar.

La condición ideal es que los niveles del embalse varíen entre el N_{MIN} y el N_{AN}, pues de ésta manera siempre se podrá satisfacer la demanda y por otro lado nunca se desaprovechará el agua derramándola.

Para el ejemplo se tiene que, de acuerdo a las NORMAS SEDUE para agua potable, con: clima frío y población de 500,000 habitantes, la dotación deberá ser: $D = 250 \text{ L/H/D}$; $V = D \times P \times 365$; donde:

D Dotación en LITROS/HAB/DIA

P población a servir durante el tiempo de proyecto, en habitantes.

V volumen anual, en litros.

y sustituyendo valores:

$$V = 250 \times 500,000 \times 365 = 45,625,000,000 \text{ lt} = 45.7 \times 10^6 \text{ m}^3$$

En la Tabla IV.2 se presenta la variación mensual del consumo y de la evaporación neta, así como los volúmenes aportados por la corriente.

Supondremos también que:

$$C_M = 5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$C_U = 45 \times 10^6 \text{ m}^3 ; V_1 = 44 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$C_T = 50 \times 10^6 \text{ m}^3$$

La curva capacidades - áreas se da en la Fig. IV.4.

En la Tabla IV.3 se presenta el funcionamiento de vaso paralelo el cual quedan subsanadas todas las deficiencias en el abasto teniendo el tamaño mínimo de presa, que implica una capacidad útil de $45 \times 10^6 \text{ m}^3$, sensiblemente igual al volumen requerido.

IV.2 TANQUES DE REGULACION.

El almacenamiento de agua en un depósito que está conectado directamente a la red de distribución se denomina tanque de regularización; permite que un régimen de alimentación relativamente constante satisfaga al de demanda fluctuante. Aún cuando en un sistema de abasto por gravedad se coloca frecuentemente a lo largo de la línea de conducción, donde reduce las presiones (ver Fig. IV.5), su fin principal es satisfacer los requerimientos de la red, por lo que debe ubicarse más arriba que ésta, considerándosele componente de la distribución.

Si el tanque se localiza antes de la red de distribución se tendrá flujo en un solo sentido, como se explicó en el Capítulo II. Si se ubica más allá de la red se tendrá flujo dual. También puede estar dentro de la red, pero de cualquier forma se conectará a ella por medio de un solo tubo. La alimentación de la red urbana rara vez se limitará a un depósito único, requiriéndose más bien varios de ellos, situados en los centros de consumo más importantes o en posición de depósitos de equilibrio al extremo de la red.

FIGURA III.4 CURVA CAPACIDADES - AREAS PARA EL EJEMPLO

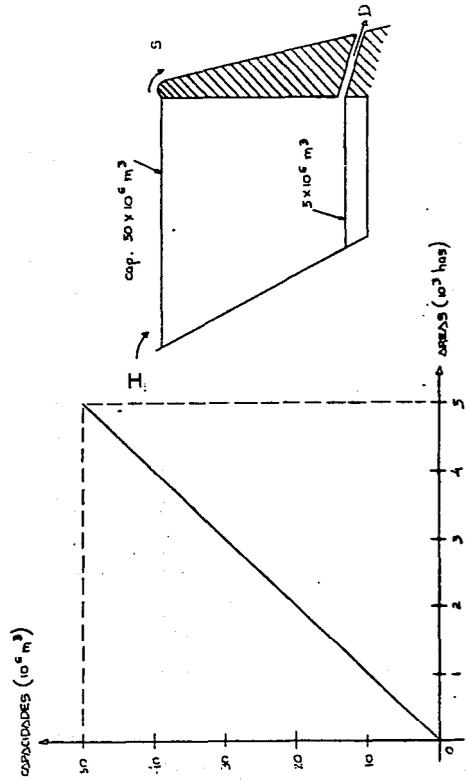


Tabla IV-3 FUNCIONAMIENTO DE VEDOS PARA EL CASO DEL ALMBEN-STERIO REGULADO

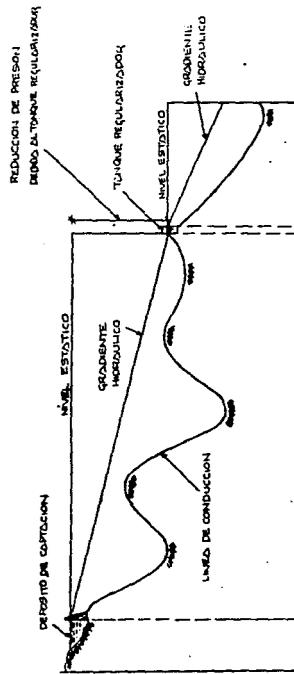
MES	ALMBEN-STERIO		ENTRADA		SEMANAS		RENTA		EMPAQUE		RENTA		SEMANAS		RENTA		EMPAQUE		RENTA		SEMANAS		RENTA		EMPAQUE		
	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63	10'63
ENERO	44.0	0.0	3.1	3.1	170.0	2.4	18.9	37.1	1.2	0.0	36.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FEBRERO	37.1	0.0	3.3	3.3	140.0	2.4	31.2	24.2	2.0	0.0	31.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MARZO	29.2	0.0	3.2	3.2	170.0	2.5	31.5	21.7	1.8	0.0	21.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ABRIL	21.7	0.0	3.4	3.4	220.0	2.4	15.9	14.2	1.4	0.0	15.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MAYO	14.2	0.0	3.9	3.9	240.0	1.9	8.5	7.5	1.0	0.0	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
JUNIO	7.5	3.9	4.4	4.4	330.0	1.3	5.4	4.8	0.9	0.0	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
JULIO	4.8	12.4	6.8	6.8	410.0	0.3	12.2	11.7	0.9	0.0	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGOSTO	11.7	21.5	4.5	4.5	170.0	0.4	13.1	30.2	11.1	0.0	30.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SEPTIEMBRE	30.2	25.3	4.2	4.2	150.0	0.8	52.3	50.8	11.3	0.0	52.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
OCTUBRE	50.8	18.9	3.8	3.8	40.0	1.0	64.1	50.8	1.9	0.0	64.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NOVIEMBRE	50.8	4.2	3.3	3.3	20.0	1.3	31.2	48.7	1.5	0.0	31.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
DICIEMBRE	48.7	0.0	3.4	3.4	50.0	1.2	45.1	48.0	1.1	0.0	45.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	440.0	45.7	45.7	45.7	164.0	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4

EN RESERVA:
 ENERO 44.0
 FEBRERO 37.1
 MARCH 29.2
 APRIL 21.7
 MAY 14.2
 JUN 7.5
 JUL 4.8
 AUG 11.7
 SEPT 30.2
 OCT 50.8
 NOV 50.8
 DEC 48.7

FOR THE: Cantidad mensual 54.0 m3
 Cantidad total 42.0 m3
 Cantidad total 50.0 m3

440.0-45.7-16.1-10.2-16.7-45.8-44
 0/45.7-0
 0
 100.1

FIGURA III.5 LOCALIZACIÓN ADECUADA DEL DEPÓSITO DE COPIACION Y DEL TANQUE REGULADOR (2, 1.)
LÍNEA DE LA UNIÓN DE CONDUCCIÓN EN UN SISTEMA POR GRAVEDAD.



La localización de la fuente de abastecimiento definirá si el sistema funcionará por gravedad o bombeo, y por tanto el tipo de tanque regulador. Pueden tenerse ambos sistemas combinados, ya sea cuando hay dos fuentes de abastecimiento o cuando el territorio a ser alimentado está a diferentes elevaciones. En el segundo caso se tendrá un tanque de servicio alto, ya sea superficial o elevado, hacia el cual se bombea el agua; en el otro caso los abastos por bombeo y gravedad pueden ser distribuidos por dos sistemas separados, o bien solo bombeando cuando el suministro por gravedad resulte insuficiente.

En un sistema por gravedad, cuando la fuente es capaz para proveer el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si puede sustituirse el almacenamiento por una conducción capaz de llevar dicho caudal (2). El tanque será recomendable cuando la captación o almacenamiento se encuentran alejados de la población o muy por arriba de ella, pues reducirá las presiones excesivas en la red y permitirá una descarga abundante durante cortos períodos. Dicho tanque se deberá colocar sobre la conducción cerca de la red, ya que así el conducto a presión será de corta longitud y podrá tener un diámetro considerable; y así también el gasto a distribuir será alto y con menos pérdidas de carga, pues el conducto adaptado a un alto gasto de descarga necesitará partir únicamente desde el tanque regulador hasta la red, mientras que el tanque será alimentado por un gasto continuo menor a través de un conducto mucho más pequeño que corre sólo desde la captación o embalse al tanque.

Quando la región donde se asienta la población es accidentada, convendrá ubicar el tanque de regularización a una elevación entre 45 a 90 m sobre la ciudad. Si no se dispone de un sitio -- así y el embalse se encuentra a más de 100 m sobre la ciudad -- (siendo necesario el tanque regulador para prevenir una carga de presión peligrosa para la tubería ordinaria), el depósito distribuidor puede ubicarse aguas abajo sobre la misma corriente que -- capte el depósito de almacenamiento, debiéndose construir un pequeño dique a través del valle del río, sirviendo el antiguo cauce de la corriente como conducto para conectar ambos depósitos. -- Pero si la cuenca localiza aguas arriba del tanque distribuidor está propensa a contaminar el abastecimiento, entonces el tanque debe localizarse fuera del canal de flujo del río. (4).

En cuanto a los sistemas de distribución por bombeo, se tienen tres tipos: bombeo directo, indirecto y directo-indirecto. En el primero se debe bombear de acuerdo a la curva de demanda, que tiene como límite su valor máximo instantáneo. El agua que es elevada por la planta de bombeo deberá pasar por una tubería de presión directamente al punto de utilización. Se requerirá además -- la obra necesaria para conducir el agua a la bomba, la planta de bombeo y el edificio donde se alojará. En este sistema, cuando -- las bombas cesan de trabajar y los consumidores continúan extrayendo agua, la presión cae casi hasta cero, de modo que si la -- planta de bombeo se avería, inmediatamente se suspende el abasto. La ventaja de este sistema es que, excepto durante incendios, la presión puede ser mantenida al mínimo satisfactorio para el servicio ordinario, reduciéndose así el costo de bombeo, pérdidas por

fugas, y esfuerzos en las tuberías caseras. Pero la elevación de la presión durante un incendio frecuentemente provoca rupturas de bidas a un deterioro que no fué advertido mientras las presiones eran bajas. Esto, y la posibilidad de la falla de la energía o un descuido humano que retrase el accionamiento de las bombas auxiliares contra incendio son objeciones serias al bombeo directo.

Cuando entre la planta de bombeo y la red se tiene un tanque regularizador de por medio el sistema es indirecto. La capacidad de almacenamiento y bombeo deberá ser tal que puede satisfacer el gasto medio durante el día de máxima demanda, aunque una o más unidades de bombeo permanezcan inactivas los días de menor demanda, o bien se podrá instalar el almacenamiento y capacidad de bombeo suficientes para poder bombear el caudal promedio del día de demanda media, teniendo también inactivas una o más bombas y sobrecargar todas las unidades para satisfacer la demanda pico en el día máximo, ya que no es justificable económicamente suministrar almacenamiento y capacidad de bombeo para satisfacer dicha demanda, que se presenta muy eventualmente y se mantiene por unas pocas horas (6).

En el bombeo indirecto se requerirá un tanque, una tubería de presión de las bombas a él, y un conducto desde él al sistema de distribución. La topografía local definirá si el tanque será superficial o elevado. Según la ubicación del tanque respecto a la planta de bombeo se podrá tener flujo en un solo sentido o flujo dual por la tubería de presión. El flujo dual se recomienda sobre todo en un abastecimiento a partir de aguas subterráneas

u otra fuente no sujeta a contaminación con materia suspendida, o bien si el agua es filtrada. A este sistema también se le conoce como directo-indirecto.

En este último sistema el tanque podrá ser superficial o elevado, determinando esto las mismas circunstancias que para el caso de bombeo indirecto. No obstante, el tanque elevado conviene porque ocupa un espacio reducido y puede ser colocado en cualquier punto de la ciudad, pero será más eficiente si se coloca al centro de la zona de más valor -generalmente la zona comercial o fabril- pues así la protección contra incendio será mayor.

En vez de tanque elevado puede emplearse una columna reguladora, siendo sus funciones las mismas: nivelar la presión y proveer almacenamiento de regularización si su sección transversal es suficientemente grande. Cuando solo se requiere una torre - amortiguadora o un regulador de presión, se empleará una columna de pequeña sección. Si también servirá de almacenamiento entonces el área de su sección transversal debe incrementarse considerablemente.

Dependiendo de la topografía y las características urbanas - de la población a servir, se pueden adoptar varias combinaciones de tanques y columnas reguladoras para abastecerla. En algunos casos se opta por bombear toda el agua a un tanque superficial - en terreno elevado, estando comunicados los sistemas de alto y bajo nivel por una tubería, en la cual se coloca un regulador de presión, para evitar que sean muy elevadas en el sistema de bajo nivel; este tanque abastecerá a todo el sistema. También pueden-

conectarse ambos sistemas alto y bajo a la misma tubería maestra, debiéndose colocar entonces un regulador de presión en la conexión al sistema de bajo nivel. El tanque de nivel elevado servirá entonces en este caso, a ambos niveles del sistema.

En un sistema directo-indirecto se tiene también la ventaja de que al ubicarse el tanque en el lado opuesto de la ciudad respecto a las bombas, en caso que se presente una ruptura en el conducto alimentador del sistema que sale de las bombas al tanque, el flujo restante abastecerá al sistema.

La capacidad del tanque de regularización se calcula en función del régimen de la entrada y de la ley de demandas considerada. Para esto también se debe tomar en cuenta el estudio económico del conjunto de las obras que forman el sistema.

En un sistema por gravedad normalmente se abastecerá el tanque con un régimen de entrada uniforme a lo largo del día y, puesto que para el diseño de su capacidad se deben considerar las condiciones críticas, este gasto corresponderá al máximo diario, es decir, al gasto medio horario para el día de máximo consumo.

En un sistema por bombeo la cantidad de almacenamiento requerida para que aquel sea de valor uniforme dependerá de las variaciones en la demanda durante el día considerado. Si se toma un día promedio entonces habrá necesariamente muchos días en los cuales la cantidad total requerida de almacenamiento será mayor que

la suministrada, aún cuando las variaciones horarias en porcentaje respecto al promedio para el día permanezcan iguales. Bajo estas condiciones se requerirá un mayor almacenamiento si se mantiene el mismo gasto de bombeo, y solo en casos excepcionales será posible satisfacer las variaciones en la demanda durante todo el año con tal almacenamiento de distribución; una parte debe ser suministrada por medio de bombas adicionales. La cantidad que debe ser provista por éstas puede variar de una a dos horas de abastecimiento hasta dos o tres días (9). Esto se evitará si se calcula la capacidad del tanque de modo de satisfacer las variaciones horarias del día de máximo consumo al año, con lo cual se reduce el riesgo de deficiencia en el abasto durante los días más críticos.

Es práctica común que el bombeo al tanque regularizador se efectúe solo durante unas horas al día, teniéndose que aumentar por consiguiente los caudales de entrada para compensar las horas sin bombeo, y así al final del día haber acumulado un total que corresponda al 2,400 por ciento horario (100 % durante las 24 horas). Conviene estudiar la hora en que deba iniciarse el bombeo así como su duración, para que resulten mínimos tanto la capacidad del tanque como el costo y mantenimiento del sistema: aunque en general este bombeo se hace coincidir con los turnos o medios-turnos de trabajo por facilidad administrativa.

La variación horaria de la demanda respecto al consumo medio horario para una determinada población dependerá de su clima, del número de habitantes y del tipo de población (agrícola, comercial o industrial), de acuerdo a lo que se indica en la Tabla IV.4. --

TABLE III

DETERMINATION OF THE CLIMATIC ZONE

MONTH	TYPE	PLANT	TYPE
OF	OF	OF	OF
POPULATION	POPULATION	POPULATION	POPULATION
LESS THAN 10,000	Agricultural	A T B 1	1
	Commercial		
	Industrial	B 2 T B 3	2
BE 10,000 TO 25,000	Agricultural	A T B 1	3
	Commercial		
	Industrial	B 2 T B 3	4
BE 25,000 TO 75,000	Agricultural	A T B 1	5
	Commercial	B 2 T B 3	6
	Industrial	A T B 1	7
BE 75,000 TO 300,000	Agricultural	A T B 1	9
	Commercial	A T B 1	10
	Industrial	B 2 T B 3	11

No aparecen datos de poblaciones con más de 300,000 habitantes, por no disponerse de ellos. Llegado al caso, puedan usarse los correspondientes a las poblaciones de 175,000 a 300,000 habitantes, haciendo las modificaciones a que obliguen las condiciones locales...

CLASIFICACION CLIMATICA DE C. WENEN THORNTHWITE DE ACUERDO A LA TEMPERATURA Y HUMEDAD

POR TEMPERATURA

- A' - tropical, calido
- B' - mesotermal, semicaldo
- B₂' - mesotermal, templado
- B₃' - mesotermal, semifrio

POR HUMEDAD

- A - muy húmedo
- B - húmedo
- C - semiseco
- D - seco
- E - muy seco (desértico)

Conocido el tipo de variación horaria se entra a la Tabla IV.5, para así obtener los porcentajes para cada hora. El procedimiento anterior para la obtención de la ley de demandas puede ser afinado, por ello importa mucho conservar la información completa sobre el volumen de agua suministrada diariamente a una ciudad y al resto de las fluctuaciones en la demanda durante el día. Estos son los datos básicos que se requieren para el planteamiento de mejoras en el servicio. Una vez obtenidos y analizados indicarán el curso que siguen los consumos por persona y las demandas horarias para las que debe hacerse la futura previsión.

Habiendo sido determinados el régimen de entrada y la variación horaria de la demanda se procederá al cálculo de la capacidad del tanque, ya sea en forma analítica o gráfica. El procedimiento analítico se basa en la misma ley de las masas que se aplica para el cálculo de la capacidad de un tanque de almacenamiento, al considerar gastos de entrada y gastos de demanda. En un cuadro se -- tabulan las horas del día y los porcentajes horarios correspondientes, tanto los de alimentación como los de extracción. Con los valores de estos porcentajes se encuentra hora por hora, la diferencia alimentación-demanda, pudiendo ser positiva o negativa, mientras que en otra columna se van acumulando algebraicamente estas diferencias. De esta columna se buscan los valores positivos y negativos máximos para sumarlos en valor absoluto; este resultado será el porcentaje horario que multiplicado por el volumen medio horario nos dará la capacidad de regularización del tanque (10). Ver - Tabla IV.6. El valor positivo máximo en porcentaje representa la parte de la capacidad que debe tener el tanque para almacenar el -

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA IV. 5

VARIACIONES PERMANENTES DE (CONTINUA)
 7 del gasto medio horario

HORA	TIPO PERIODO										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0-1	45	45	47	47	47	51	51	51	40	40	70
1-2	47	47	47	47	47	52	52	52	55	55	40
2-3	48	48	48	48	48	50	50	50	55	55	40
3-4	45	45	52	52	52	50	50	50	55	55	40
4-5	45	45	50	50	50	50	50	50	45	45	45
5-6	40	40	40	40	40	56	56	56	45	45	40
6-7	40	40	43	43	43	41	41	41	41	41	41
7-8	40	40	43	43	43	41	41	41	41	41	41
8-9	47	47	48	48	48	47	47	47	43	43	43
9-10	45	45	44	44	44	45	45	45	42	42	42
10-11	45	45	43	43	43	43	43	43	43	43	43
11-12	45	45	43	43	43	42	42	42	42	42	42
12-13	44	44	42	42	42	42	42	42	42	42	42
13-14	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42
14-15	44	44	42	42	42	42	42	42	42	42	42
15-16	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42
16-17	43	43	42	42	42	43	43	43	42	42	42
17-18	40	40	42	42	42	42	42	42	42	42	42
18-19	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42
19-20	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42
20-21	40	40	42	42	42	42	42	42	42	42	42
21-22	40	40	42	42	42	42	42	42	42	42	42
22-23	40	40	42	42	42	42	42	42	42	42	42
23-24	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42
24-25	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	42

TABLA IV.A CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL TAPQUE DE REFRACCIÓN EN BASE A LA LEY DE DEMANDA MEDIALIZADA PARA SUREDO POR R-105

COSTO DE MANTENIMIENTO		DEMANDA		DIFERENCIA		ACUMULADA	
EN \$	EN \$	EN \$	(2)	(2)	(2)	(3)	(3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0-1	0	0	45	-45	-45		
1-2	0	0	45	-45	-90		
2-3	0	0	45	-45	-135		
3-4	0	0	45	-45	-180		
4-5	0	0	45	-45	-225		
5-6	0	0	60	-60	-285		
6-7	0	0	90	-90	-375		
7-8	300	135	135	165	-210		
8-9	300	150	150	150	-60		
9-10	300	150	150	150	90		
10-11	300	150	150	150	240		
11-12	300	140	140	160	400		
12-13	300	170	170	170	570		
13-14	300	110	110	160	730		
14-15	300	140	140	160	890		
15-16	0	150	150	-150	740		
16-17	0	130	130	-130	610		
17-18	0	170	170	-170	440		
18-19	0	180	180	-180	260		
19-20	0	100	100	-100	160		
20-21	0	90	90	-90	70		
21-22	0	90	90	-90	0		
22-23	0	80	80	-80	-80		
23-24	0	80	80	-80	-160		
24-25	0	0	0	0	-160		

CAPACIDAD DEL TAPQUE = 3750 m³/día
 = 17,75 m³/1000/1600 x 01 = 45,70 m³/día

Q.M.D. = Costo maximo diario en litros/día.
 C = Capacidad en ml

agua que le llega; y el negativo la parte adicional para que se --
efectúe el funcionamiento sin deficiencias.

Cuando existe gran incertidumbre acerca del régimen de deman-
da a adoptar, se puede recurrir a la ley de demandas horarias nor-
malizada que fue estimada para el promedio general de las poblacio-
nes mexicanas (es la que se muestra en la columna (3) de la Tabla-
IV.6). Empleando esta ley de demandas se pueden obtener coeficien-
tes de regularización en por ciento los cuales, multiplicados por -
el volumen medio horario del día de máximo consumo, o bien por el
gasto máximo diario para el mismo día, pero haciendo las conservio-
nes pertinentes, nos darán la capacidad requerida para el tanque -
de regularización. Existen tablas donde se han calculado estos -
coeficientes para los períodos de bombeo más usuales (8,12,16,20 y
24 horas). En la Tabla IV.6, se emplea la correspondiente al bom-
beo de 8 horas. En la Tabla IV.7, se indica la capacidad de regu-
larización requerida para el tanque de acuerdo a los períodos de -
bombeo más usuales, expresada en por ciento y como coeficiente del
gasto máximo diario.

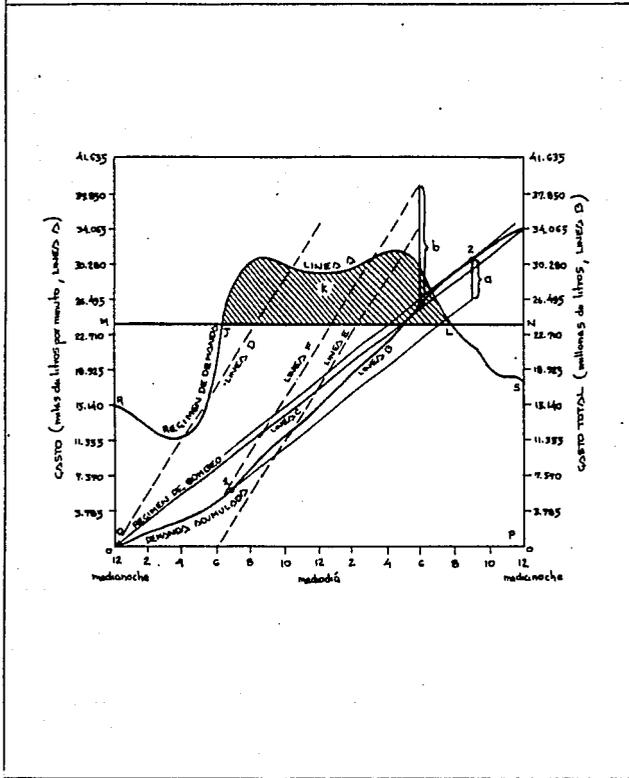
Para ilustrar el método gráfico de cálculo supongase el hidró-
grama de demandas representado por la línea A en la Fig. IV.6, don-
de las abscisas indican el tiempo y las ordenadas de la izquierda-
el gasto en cada instante. La línea B representa el hidrograma de
demandas acumulado, siendo sus abscisas tiempo y sus ordenadas, que
se muestran a la derecha, el gasto total acumulado hasta ese momen-
to. Cuando la alimentación es constante durante las 24 horas, que
da representado por una línea recta que se obtiene uniendo los ex-

TABLE 19.7 CAPACIDAD DE REGISTRO DEL TAMBOR PARA DIFERENTES
 (TEMPOS DE BOMBEO)

N.º DE CONTADOR	N.º DE RENTACION		N.º DE RENTACION		CAPACIDAD DE REGISTRO	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	EN LITROS	EN GALONES
0	0	0	0	0	0	0
1	24	0	0	24	100	965
2	20	4	0	24	120	200
3	14	0	4	22	150	175
4	17	0	7	19	200	275
5	0	0	7	15	300	1275
6	0	0	0	0	0	0

(1) G.M.D. = Certe maximum diario en litros/día.

FIGURA III.6 DETERMINACION GRAFICA DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE REGULADOR.



tremos de la línea B (recta C en la figura), siendo su pendiente - el gasto de suministro. Enseguida se trazan dos líneas paralelas a la línea C y tangentes a la línea B en los puntos 1 y 2 respectivamente. La distancia vertical "a" entre estas dos líneas, medida sobre la escala de la derecha, esta capacidad requerida para regularización. En este caso será de 4'500,000 litros aproximadamente.

Mucho de lo concerniente a la operación del tanque puede ser determinado de un estudio de la Figura. Así, el tanque estará:

1. Lleno en el punto 1.
2. Vacío en el punto 2.
3. Llenándose cuando la pendiente de la línea C sea mayor -- que la pendiente de la línea B.
4. Vacándose cuando la pendiente de la línea B sea mayor -- que la pendiente de la línea C.
5. El caudal que entra o sale del tanque en cualquier momento está representado por la diferencia entre las pendientes de las líneas B y C en ese instante.

Cuando la alimentación al depósito se realiza en un tiempo -- menor de 24 horas, se procede a representar esta ley por una línea recta que parte del origen y termina en el punto cuyas coordenadas representan el tiempo y gasto totales de bombeo (línea D en la figura). La pendiente de esta línea representa el gasto de bombeo requerido, siendo en este caso de 68 millones de litros/día aproximadamente. A continuación movemos paralelamente esta línea hasta encontrar el volumen mínimo, fijándose así las horas iniciales

y final de alimentación (línea E). En nuestro caso, con un bombeo de 12 horas, vemos que las horas inicial y final más convenientes serán las 6.00 A.M. y 6.00 P.M., respectivamente. Trácese ahora la línea F, paralela a E, de forma que interseque a la línea B en la ordenada correspondiente a las 6.00 A.M.; la distancia vertical entre la intersección de la línea F con la ordenada de las 6.00 P.M. y la línea B representa la capacidad del tanque en la escala de la derecha. En este caso será de 12'500,000 litros.

Otro método para determinar la capacidad del tanque consiste en trazar una recta horizontal que represente la alimentación promedio necesaria para abastecer la demanda dada por el hidrograma. Esta es la línea MN en la Figura IV.6. El área OKNP es igual al área bajo la curva ORSP. El área asciurada arriba de la línea MN y abajo del hidrograma, es decir, el área JKL, convertida a unidades de volumen, representa la capacidad requerida para el tanque regularizador, y es de 4.5 millones de litros. La economía en el uso del tanque queda parcialmente demostrada si observamos que, sin almacenamiento, el máximo gasto de suministro requerido deberá ser de casi 31,400 lt/min, mientras que si se proyecta un tanque de regularización de capacidad igual al volumen representado por el área asciurada bajo la curva K en la figura, solo se requerirá un gasto de entrada constante igual a 23,850 lt/min (8).

A continuación se presentan algunos comentarios que pueden resultar útiles en el diseño de los depósitos, y que además afectan a todo el sistema de abasto a una población.

Respecto a los depósitos de nivel elevado, que pueden ser contruidos sobre el terreno o bien sobre soportes para agregar carga - hidráulica, tienen un efecto mucho mayor sobre la economía del sistema que los de bajo nivel, pues influyen grandemente sobre la capacidad de bombeo, tamaño de las tuberías principales y uniformidad de la presión en toda la red (11).

La elección entre tanques de nivel elevado superficiales o -- elevados, bien sean tanques elevados o columnas reguladoras, favorece a los primeros, especialmente a los depósitos abiertos contruidos de tierra, siendo su capacidad óptima mayor. No obstante, aunque el tanque sea elevado o columna reguladora, su valor para reducir las pérdidas será considerable, por lo cual su uso es amplio. Presentan la desventaja de que el costo por unidad de capacidad es alto y la capacidad económica baja.

Ahora bien, en un sistema por bombeo (de bajo nivel), la capacidad del tanque o tanques elevados dependerá de las características de carga del sistema, que deben analizarse cuidadosamente antes de tomar una decisión. Para equilibrar el régimen de funcionamiento de las bombas y hacer que se mantenga uniforme durante el día se requiere, normalmente, almacenar del 15 al 30% de la máxima demanda diaria, debiéndose considerar, por lo demás, los futuros incrementos de la misma.

La altura de la torre del tanque elevado podrá ser de 10,15 - ó 20 m como máximo, de acuerdo a la elevación del lugar de emplazamiento y las presiones requeridas en la red, que variarán entre --

1.5 y 4.5 kg/cm². Para satisfacer estos requerimientos de presión, la diferencia de nivel del piso del tanque respecto a los puntos -- más alto y bajo por abastecer deberá ser de 15 y 45 m. En poblacio-- nes pequeñas se puede aceptar una presión mínima de 1.0 kg/cm². Las presiones reducidas de operación ocasionan menos fugas en las tube-- rías y reducen la cantidad de agua no contabilizada. Para abaste-- cer los pisos superiores en edificios se eleva el agua a tanques si-- tuados a varios niveles, o bien a las azoteas o tanques elevados -- privados.

El tanque regulador colocado a una elevación apropiada tiende a minimizar las variaciones en la presión, pues se convierte en una segunda fuente de abastecimiento, la cual es requerida siempre que la presión en las zonas servidas sea por abajo de la creada por la elevación de la superficie del agua almacenada, debiéndose esto a -- la extracción excesiva de agua por parte de los usuarios y a las -- grandes distancias que debe recorrer, dando lugar a fuertes pérdi-- das por fricción.

A diferencia de los tanques de nivel elevado que funcionan por gravedad, los de bajo nivel, que funcionan por bombeo, sólo serán -- útiles para regularizar la operación de filtros, bombas de pozo pro-- fundo, bombas aspirantes de pequeña carga y conductos que traen agua desde una fuente distante.

Entre los aspectos constructivos importantes relacionados con el funcionamiento hidráulico de los depósitos para agua potable que se deben considerar está la necesidad de ventilación para mantener la presión atmosférica en su interior, cuando son cubiertos. En -- los superficiales debe localizarse la entrada del agua en la parte--

superior, y la salida a nivel del fondo a unos centímetros por arriba, reservándose así un pequeño volumen para sedimentos, evitando - que las arenas pasen a la red de distribución. Conviene dividir el tanque en dos compartimientos por medio de una pared divisoria, cada uno de la capacidad requerida, de forma que el agua permanezca - por dos o más días en uno de ellos y así se depositen los sedimen- tos, mientras el otro compartimiento dá el servicio. Esta precau- ción puede no ser del todo satisfactoria, pues si el agua es muy -- turbia requerirá más tiempo de sedimentación. Se deberá instalar - un registro para poder retirar los sedimentos, para limpieza o repa- raciones.

Anteriormente se acostumbraba construir dos compartimientos de manera que cuando se diera mantenimiento a uno, el otro diera el -- servicio, pero esto, se soluciona fácilmente con un bypass que aban- dezca a la población directamente mientras se dá servicio al depósi- to. La operación debe efectuarse rápidamente y durante los perio- dos de demanda mínima (10). Cuando se prevén futuras ampliaciones- al sistema sí se recomienda un tanque de dos cámaras provisto de -- una derivación o by pass.

El control de las entradas, salidas y derrames se efectúa deg de una caseta de compuertas. Mediante mamparas entre la salica y la entrada puede provocarse la recirculación del agua, así como la indispensable retención después de la cloración. La capacidad de- derrame debe igualar el gasto máximo entrante. Las válvulas de -- control del nivel del agua en el tanque que se colocan en la entra- da del mismo deben cerrar automáticamente el tubo de entrada del -

agua cuando se alcanza el nivel máximo en el depósito. Un arreglo que no interfiere el consumo desde el depósito incluye una derivación con una válvula de retención colocada sobre la tubería de entrada. Deben conocerse en todo momento los niveles del agua en -- los tanques para así poder efectuar un manejo inteligente del almacenamiento de regularización. Cuando los niveles no pueden observarse directamente mediante indicadores o flotadores, puede transmitirse la información deseada al centro de control mediante indicadores y registradores eléctricamente operados.

Cuando la calidad del agua captada no es satisfactoria se introducen obras para purificación. El agua contaminada se desinfecta; la desagradable se hace atractiva y de buen sabor; a la que -- contiene hierro o manganeso se le suprimen estos elementos; la corrosiva se desactiva y la dura se suaviza. Además, los tanques se deben construir de forma que las aguas ya depuradas no estén expuestas a contaminación, como pueden ser las inundaciones.

La continuidad del suministro de agua es importante porque -- las presiones negativas que se originan en el sistema distribuidor cuando el abastecimiento es intermitente provocan la succión de -- contaminantes en el sistema por cualquier grieta que puede haber o por el retrosfonamiento que se produce en las instalaciones defectuosas de fontanería doméstica.

IV.3 TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULARIZACION

En este tipo de depósitos se combinan en una sola unidad varias funciones, como son: la regularización, el almacenamiento de

agua para el combate de incendios y el volumen de reserva para la prevención de emergencias, debiendo igualar su capacidad a la suma de los requerimientos componentes, si la solvencia económica lo permite. Habiéndose tratado en páginas anteriores lo relativo a la regularización, aquí se tocará el tema del almacenamiento contra incendios y prevención de emergencias.

En todo proyecto de abastecimiento de agua a una comunidad se debe tener presente la posibilidad de incendios, principalmente si el poblado es de importancia, densamente poblado o con un alto porcentaje de construcciones con material combustible. Para ello se reserva un volumen de agua, que al sumarse al de regularización, incrementa considerablemente la capacidad requerida para el tanque. En nuestro país, por razones económicas, usualmente no se diseñan los tanques considerando este requerimiento, sino que dada una emergencia se emplea toda el agua disponible dejando a un lado los otros usos (10). El combate de incendios se efectúa por lo común empleando el equipo de bombeo y carros-tanque.

Cuando la capacidad económica de la población lo permite o la necesidad lo hace indispensable se deberá considerar una reserva contra incendios, para lo cual se podrá adoptar alguno de los siguientes criterios, según las circunstancias.

El criterio del manual SELUE (2) establece que para ciudades donde se justifique considerar demanda contra incendio, la capacidad adicional del tanque regulador se determinará como se indica a continuación:

Capacidad de incendio: 2 horas o más, de acuerdo al estudio -
realizado en cada caso del consumo para incendio, en m³.

Consumo de incendio: $Q = \text{número de hidrantes en uso simultáneo}$
 $\times \text{gasto por hidrante.}$

Existen otros criterios que a continuación se enuncian. Todos
ellos consideran una cierta duración del siniestro; se suponen 5 -
horas de duración en poblaciones menores de 2,500 habitantes y 10-
horas en poblaciones con más de 2,500 habitantes.

Según Kuichling: $Q = 44 P$

Según Freeman: $Q = 16 \left(\frac{P}{5} + 10 \right)$

Según la NEFU (National Board of Fire Underwriters de los --
Estados Unidos) :

Para poblaciones de hasta 200,000 habitantes:

$$Q = 64 P (1 - 0.01 P)$$

Para poblaciones que excedan de 200,000 habitantes:

$$Q = 755 \text{ lt/seg. para un primer incendio}$$

agregando: $Q = 125$ a 500 lt/seg para un segundo incendio si
multáneo.

En todas estas fórmulas:

Q está dado en lt/seg

P en millares de habitantes.

Otros criterios suponen que pudieran ocurrir 4 incendios simultá-
neos, requiriéndose:

a) En zonas de bajo valor comercial 10 lt/seg.

- b) En zonas de alto valor comercial 15 lt/seg.
- c) En zonas residenciales 30 lt/seg.

La elevación del depósito superficial o tanque elevado determinará el volumen y alcance de los chorros contra incendio en la ciudad, ya que la presión en la boquilla, más las pérdidas por fricción en la manguera y tuberías entre aquella y el tanque, deberán ser igual a la diferencia en nivel entre la boquilla y la superficie del agua almacenada. Conociendo el volumen y el alcance de los chorros contra incendio y el número de chorros simultáneos deseados, así como el tamaño y longitud de las tuberías entre la boquilla y el abastecimiento, la velocidad en éstas puede ser finalmente calculada y de ahí la carga de fricción; y la carga de fricción, más la carga de presión en la boquilla, más la elevación de la zona de más riesgo por incendio darán la elevación deseada del agua en el depósito (4).

Cuando se almacena en un solo depósito el volumen contra incendios y el de regularización y dicho depósito requiere ser elevado, convendrá más almacenar el volumen contra incendios en un tanque superficial y el de regularización en un elevado, para reducir el costo y bombear cuando sea necesario el agua contra incendio al tanque elevado o directamente a la red, previendo el sistema de bombeo adecuado.

Además de la reserva contra incendios, en algunos sistemas de abastecimiento se ha de prever un volumen de reserva para asegurar

la continuidad en el servicio de agua potable en caso de interrumpirse la alimentación al tanque, lo cual es más factible cuando la línea de conducción de la captación al tanque es muy larga. Este caso es muy propio de un sistema de suministro por gravedad. La interrupción también puede deberse a desperfectos en la obra de captación o en el caso de canales de riego que no conducen agua durante todo el tiempo. Generalmente esta reserva se añade a la capacidad de regularización para así tener un solo depósito.

Para el cálculo del volumen de emergencias se debe considerar el tiempo estimado necesario para hacer las reparaciones pertinentes, en caso de que se presente algún desperfecto. Si la vuesta fuera de servicio del suministro se reduce al tiempo necesario para inspecciones de rutina durante las horas de consumo mínimo, la reserva de emergencias se hace no mayor al 25% de la capacidad total del almacenamiento regulador o 4 horas de tiempo de consumo, lo cual es la práctica común para la mayoría de las poblaciones en México. Sin embargo, el NBFU de los Estados Unidos propone que, si se espera que las líneas de conducción o el equipo se encuentren fuera de operación por tiempos mayores, deberán tomarse márgenes de hasta 5 días de flujo máximo.

Asimismo el hecho de que el sistema de suministro sea por gravedad o por bombeo provocará algunas diferencias en cuanto a los

requerimientos de almacenamiento. Comparativamente hablando para el abastecimiento por gravedad se necesitará una línea de conducción más larga debido a que la fuente de suministro generalmente está lejana. El tamaño de esta línea estará determinado por el gasto máximo diario requerido y la carga disponible. La carga estará fijada por la elevación de la fuente o manantial, pero el gasto máximo requerido podrá verse favorablemente disminuido por la cantidad de almacenamiento elevado disponible.

Ahora bien, en un sistema de abasto por bombeo el almacenamiento, que puede ser elevado o no, proporciona una reserva que puede utilizarse en los casos de incendio y cuando se producen averías en las bombas, proporcionando así este método una amplia seguridad. El excedente también se puede emplear para igualar la demanda normal. Otra ventaja de contar con el almacenamiento de reserva será la de poder bombear menos horas durante el día, pues el tanque compensa la deficiencia.

En cada caso la selección final estará dictada por consideraciones económicas. En suministros por bombeo, el costo de almacenamiento debe balancearse con el costo de bombeo, debiendo concederse atención a las economías realizadas por la operación más uniforme de las bombas y la restricción del bombeo a una fracción del día solamente, como ya se mencionó antes. En todos los suministros, el costo del almacenamiento debe estar balanceado con el costo de las líneas de conducción, el incremento en la protección contra incendios y la mayor uniformidad de las presiones en el sistema de distribución (5).

EJEMPLO: Una nueva fuente de suministro de agua potable para una población de 20,000 habitantes va a ser

desarrollada en un sitio a 32 km. de la localidad a la elevación - 1207 M.S.N.M. La ciudad se encuentra a 1120 M.S.N.M. A 2 km. de la población en dirección de la fuente de suministro existe un lugar adecuado para la construcción de un tanque de almacenamiento y regularización cuyo nivel de desagüe se propone a la elevación 1190 M.S.N.M. La dotación es de 200 L/H/D. La demanda máxima por fuego se calculará a partir de la fórmula dada por la NBFU :

$$Q = 64 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P}) \text{ para poblaciones de hasta 200,000 habitantes.}$$

y sustituyendo valores :

$$Q = 64 \sqrt{20} (1 - 0.01 \sqrt{20}) = 273 \text{ lt/seg} = 23'600,000 \text{ lt/día}$$

El problema consiste en determinar :

- a) El diámetro de la línea de conducción requerida si no existe almacenamiento;
- b) La capacidad del tanque de almacenamiento y regularización -- que se requiere y el diámetro de la línea de conducción correspondiente.

SOLUCION :

a) Suponiendo que la demanda máxima por fuego durará -- 2 horas y que la presión contra incendios requerida es de 5 kg/cm² (carga = 50m). Se acostumbra succionar el consumo -- para el día de máxima demanda igual al consumo durante una demanda máxima contra incendios, siendo en este caso:

$$273 \times 60 \times 60 \times 2 = 1'965,000 = 2'000,000 \text{ lt/día.}$$

valor el cual sumado al consumo por demanda contra incendio dará un consumo total máximo de :

$$2'000,000 + 23'600,000 = 25'600,000 \text{ lt/día}$$

siendo este el gasto que deberá obtenerse con una pérdida de carga de :

$$1207 - (1120 + 50) = 37 \text{ m.}$$

Y como la longitud de la línea de conducción será de 32,000 m, la pérdida de carga permisible será de :

$$37/32,000 = 1.15 \text{ m por cada mil.}$$

Si la tubería es de concreto reforzado ($n=0.012$) y considerando el consumo máximo total diario y las pérdidas de carga arriba anotadas podemos calcular por medio de la fórmula de Manning el diámetro requerido para la línea de conducción :

$$Q = Av ; Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} ; R = \frac{A}{P} ; Q = \frac{A}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2} ; Q = \frac{\pi}{4n} \frac{D^{8/3}}{4^{2/3}} S^{1/2} ; D^{8/3} =$$

$$= \frac{10.03 Qn}{\pi S^{1/2}} ;$$

Finalmente:

$$D = \left[\frac{10.03 Qn}{\pi S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Y tenemos que :

$$\begin{aligned} Q &= 25'600,000 \text{ lt/día} = 0.296 \text{ m}^3 / \text{seg} \\ n &= 0.012 \\ S &= 0.00115 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores :

$$D = \left[\frac{(10.08) (0.296) (0.012)}{(3.1416) (0.00115)^{1/2}} \right]^{3/8} = 0.66 \text{ m}$$

Así, el diámetro de la línea de conducción sin considerar almacenamiento deberá ser 66 cm.

b) El suministro arriba discutido no proveería ningún factor de seguridad y en el caso de una ruptura en la línea de conducción la ciudad quedaría sin agua. Por ello se recomienda, cuando sólo existe una línea de conducción como en este caso, prevenir una reserva de emergencia para abastecer a la ciudad durante el tiempo suficiente para reparar cualquier ruptura en la conducción. Se supondrá que bajo las condiciones más desfavorables, una ruptura podría ser reparada en 3 días y que un incendio máximo ocurre en ese período. El almacenamiento requerido para satisfacer la demanda por esos 3 días sería entonces:

$$200 \times 20,000 \times 3 = 12'000,000 \text{ lt.}$$

Suponiendo como en el inciso (a) que la demanda máxima por fuego dura 2 horas, entonces:

$$273 \times 60 \times 60 \times 2 = 2'030,000 \text{ lt}$$

Cantidad que sumada a la anterior dará un total de :

$$12'000,000 + 2'030,000 = 14'030,000 \text{ lt} = 14,030 \text{ m}^3$$

Contando con este volumen de almacenamiento la capacidad de la línea de conducción puede ser estimado con seguridad considerando sólo el consumo anual promedio :

$$(200 \times 20,000) / (24 \times 60 \times 60 \times 1000) = 0.046 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La longitud de la línea de conducción entre la fuente y el tanque será de 30 km y la carga disponible de :

$$1207 - 1190 = 17 \text{ m.}$$

La pendiente será : $S = 17/30,000 = 0.00057$

De la fórmula de Manning :

$$D = \left[\frac{(10.08) Q_n}{\pi S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(10.08) (0.046) (0.012)}{(3.1416) (0.00057)^{1/2}} \right]^{3/8} =$$

$$= 0.377 \approx 38 \text{ cm.}$$

Comparando los diámetros se puede apreciar la ventaja de disponer del tanque, además de que provee una gran confiabilidad en la operación del sistema.

REFERENCIAS :

1. Steel, E.W. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
2. SEDUE. NORMAS DE PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
3. Torres Herrera, F., OBRAS HIDRAULICAS, Ed. Limusa, 1981.
4. Polwell, Prescott A. WATER SUPPLY ENGINEERING.
5. Fair, Geyer, Okun. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES. TOMO I. Limusa, 1983
6. Zardoya, M.J., ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE.
7. Ing. Francisco Castro Juárez. HIDROLOGIA, APUNTES DE CLASE F.I. UNAM.
8. Babbitt, Doland, WATER SUPPLY ENGINEERING. Mc Graw Hill Book - Company. 1955.
9. Waterman, E.L. ELEMENTS OF WATER SUPPLY ENGINEERING. Ed. John Wiley and Sons.
10. Murguía Vaca, Ernesto. INGENIERIA SANITARIA.
11. Turneaire, Russell. PUBLIC WATER SUPPLIES.

CAPITULO V

ASPECTOS GEOTECHNICOS Y ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO DE UN TANQUE

En el presente capítulo se exponen algunos criterios de diseño usuales tanto en el aspecto geotécnico como estructural para tres tipos de depósitos: superficiales, elevados y subterráneos, resolviéndose algunos ejemplos.

V.1 TANQUES SUPERFICIALES

ASEPECTO GEOTECNICO. Aquí se intentará hacer una exposición global que incluya algunas ideas sobre los grandes embalses para almacenamiento de agua potable.

Se puede afirmar que el buen diseño de un embalse para agua potable en el aspecto geotécnico debe fundarse en un sólido conocimiento previo de las características generales y de las propiedades mecánicas de los materiales que intervienen en él. El programa de trabajo para el estudio geotécnico de esos materiales comprende dos fases: La etapa preliminar, con la cual se obtiene suficiente información geotécnica, general, que permite hacer la selección de uno o

dos sitios entre varios originalmente propuestos. La información requerida es la siguiente:

- a) Geología general del vaso y del sitio, atendiendo especialmente a la permeabilidad de las formaciones geológicas.
- b) Características generales de la cimentación de la presa, en especial permeabilidad, comprensibilidad y resistencia de los materiales de la boquilla, tanto de las formaciones rocosas como de los depósitos de suelo que en ella existan.

La información anterior se puede obtener de cartas existentes, investigación de campo geológica y geofísica y de fotografía aérea.

La segunda etapa se denomina estudio definitivo y difiere del preliminar solo en el grado de detalle que se requiere, siendo su finalidad proporcionar datos numéricos utilizables directamente en el diseño y construcción. En relación con la cimentación, se debe conocer lo siguiente:

- Estructura geológica general y propiedades mecánicas de las formaciones rocosas, particularmente las relacionadas a su permeabilidad y resistencia.
- Propiedades mecánicas de los depósitos de suelo, en lo que se refiere a su estratigrafía, resaltando su grado de homogeneidad, permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte (1).

Para lograr lo anterior será necesario practicar numerosos sondeos a profundidad así como pozos a cielo abierto en el sitio propuesto para desplantar la cortina y en todas las zonas aledañas, pues se debe determinar con precisión la naturaleza del sustrato firme subyacente. Si no es posible reconocer un subsuelo adecuado a un costo razonable será mejor abandonar ese sitio.

Si el depósito es de tierra o enrocamiento, la estructura también requerirá de un estudio geotécnico. Como ésta se obtiene - -

usualmente de bancos de préstamo, será necesario investigar la disponibilidad de materiales para su construcción, sobre todo en lo que se refiere a sus propiedades mecánicas y a los volúmenes existentes de cada tipo de material.

Para determinar la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los materiales de la cimentación y los que formarán la cortina o dique, es necesario obtener especímenes representativos de ellos. Para obtener muestras se requieren las perforaciones. Hay de muchos tipos, según las características o condiciones locales y el equipo disponible. Entre ellas se tienen: pozos a cielo abierto, herramientas de mano, ademe y chiflón, máquina de percusión, perforadora rotatoria.

En cuanto a las herramientas de muestreo, se emplean para obtener las muestras del subsuelo desde el fondo de una perforación. Son: el tubo partido, el tubo de pared delgada o Shelby, el barril muestreador Denison, entre otras.

Referente al estudio geotécnico para tanques de regularización con diques de tierra o enrocamiento, rigen las mismas condiciones que para los de almacenamiento, aunque no con el mismo grado de importancia, pues son de dimensiones más reducidas. En líneas generales se puede decir que una arcilla compacta o tepetate constituye el mejor suelo de cimentación, requiriéndose la presencia del estrato impermeable a una profundidad media, de forma que no pueda ser alcanzado por la excavación para la cortina, y que el material cercano a la superficie sea lo suficientemente compacto para soportar la carga. La roca sólida también es recomendable, siempre y cuando no esté fisurada, pues provocaría fugas.

No obstante que las condiciones de impermeabilidad antes descritas son altamente deseables, es necesario frecuentemente cons --

truir cortinas de tierra sobre suelos más o menos porosos, y aún sujetos a asentamientos considerables si están sobrecargados (2).

Cuando la cortina se construirá de concreto, la importancia de una buena cimentación es también decisiva. La cimentación de una cortina alta debe ser roca sólida. Las cortinas de poca altura se podrán construir directamente sobre el terreno, pero tomando precauciones para evitar la infiltración excesiva y la socavación al pie de la cortina por lavado, ya que la causa más común de falla en cortinas de concreto ha sido las condiciones defectuosas de la cimentación.

La roca sobre la que descansa una cortina de concreto, especialmente si trabaja por gravedad, deberá ser lo bastante sólida para soportar las presiones resultantes debidas al peso de la cortina, la máxima carga de agua en el embalse en la sección de la presa, y la acción indirecta del material de azolve que se va acumulando al fondo de la presa y que actúa contra la cortina. La roca de cimentación debe estar libre de grietas, estratificación en sentido normal al eje de la cortina, o vetas. Si se encuentran tales aberturas deben ser rellenadas con lechada de cemento. Entre las características de la roca que se requiere investigar con más cuidado está su posible solubilidad bajo presión.

En muchos casos una cortina recta ubicada en la boquilla más estrecha será la solución óptima; pero por condiciones de topografía es frecuentemente más económico construirla con curvatura hacia aguas arriba, o formada por dos o más secciones que tengan un ángulo entre sí. La curvatura puede a veces ser deseable para evitar la falla del lecho rocoso, asimismo dará mayor estabilidad a la cortina.

En las presas de arco o contrafuerte, puesto que parte del empuje que resiste la cortina es transmitido a las laderas de la boquilla en los empotramientos, es necesario que éstas sean también de roca firme, debiendo ser sometidas a estudios geotécnicos para determinar si pueden soportar los esfuerzos a que se verán sujetas.

Por lo demás, el programa para la elección del sitio óptimo para el emplazamiento de una cortina de concreto seguirá las mismas etapas que para las de tierra o enrocamiento.

El estudio geotécnico requerido para cimentar el dique de concreto o mampostería de un tanque de regularización será del mismo tipo para las grandes cortinas, aunque el grado de precisión cuantitativa de las características de resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad quizá no sea tan riguroso.

En tanques para agua potable, para los cuales es importante reducir al mínimo los asentamientos diferenciales, que pueden provocar incluso la falla de la estructura, y aún los asentamientos totales, que no teniendo normalmente consecuencias graves si pueden dar lugar a un mal funcionamiento de las instalaciones, en ocasiones es económico el empleo de materiales de precarga para consolidar el terreno cuando es compresible y así mejorar su resistencia al corte antes de construir la estructura definitiva. La fig. V.1, muestra el caso del mejoramiento de un terreno arcilloso - compresible, mediante el peso de un relleno temporal colocado en la superficie donde va a construirse el tanque. El peso del relleno no es por lo menos igual al peso del tanque lleno, sembrando en planta la superficie del mismo. Cuando el suelo se ha consolidado al 100% o poco menos, según nivelaciones y mediciones de campo, se retira el relleno para proceder a la construcción del tanque (3).

Si se encuentran aguas freáticas, como están sometidas a considerable presión será necesario, para evitar la ruptura del piso del tanque, drenar el terreno por abajo del revestimiento. En algunos casos, cuando no hay riesgo de contaminación, se permite al agua freática entrar al tanque cuando su carga excede la interior, a través de válvulas, las cuales se cierran cuando la diferencia de carga se da en la dirección inversa. Este drenado se debe hacer cuidadosamente, poniendo atención especial en rodear todos los drenes con arena y grava bien graduadas y así prevenir de forma eficaz el lavado y transporte de material.

ASPECTO ESTRUCTURAL. También aquí será necesario diferenciar entre un dique o cortina de materiales térreos o concreto, pues las consideraciones de diseño variarán mucho para cada caso, siendo las del primero más bien de carácter geotécnico, debiendo por tanto satisfacer ante todo dos requisitos: impermeabilidad y estabilidad, los cuales se deben considerar por separado. Si esto es posible entonces se debe elegir preferentemente la cortina de tierra o enrocamiento, por el costo. De hecho, en la construcción de embalses de almacenamiento para agua potable, las cortinas de tierra se emplean más ampliamente que cualquier otra estructura, dando el mismo servicio si se diseñan adecuadamente.

En el diseño de cortinas de materiales térreos se requiere aplicar un amplio margen de seguridad, ya que las propiedades de los materiales empleados son menos uniformes y también menos conocidas que, por ejemplo, las de concreto reforzado (2).

Si la estructura del suelo de cimentación es adecuada, entonces será preferible usar el concreto, sobre todo si la cortina es

alta. Es más confiable, y cuando ocurren grandes presiones proporciona un diseño más seguro para las tuberías de toma. No obstante esto y que en el pasado las cortinas de tierra estaban limitadas a una altura no mayor de 40 m, actualmente ha quedado demostrado que se pueden construir dimensiones mucho mayores, con la condición que se disponga de los materiales adecuados y en volumen suficiente. Sin embargo no podrán ser vertedoras, debiéndose proveer un vertedor de concreto para transitar el agua excedente.

Los métodos, así como los materiales de construcción, determinan la resistencia, impermeabilidad y estabilidad de estas presas. El tipo de cimiento, la topografía del lugar, el tamaño e importancia de la estructura, el grado de impermeabilidad requerido y el costo definirán si el eje será recto o curvo, pretendiendo en el último, cuando es hacia aguas arriba, producir una compresión axial en el núcleo y la prevención de grietas cuando la presa se asienta.

La sección transversal de una presa de tierra será trapezoidal, y la distribución de los materiales en ella deberá satisfacer los requisitos de buen funcionamiento y mínimo costo. En razón de lo primero, esta distribución deberá buscar la impermeabilidad y estabilidad de la cortina, lo cual dependerá de esas mismas características en los materiales. El problema es que ambas características no son compatibles en un mismo material, pues los materiales más resistentes al corte, constituidos predominantemente por granos macroscópicos, son los más inadecuados para dar impermeabilidad, y viceversa. Por tanto será necesario combinarlos ambos.

Atendiendo al funcionamiento de los materiales en la sección, ésta puede ser de tres tipos:

- 1) Sección homogénea. Constituida mayormente por un solo material que proporciona a la vez la estabilidad e impermeabilidad necesarias.
- 2) Sección graduada. Disponiendo de volúmenes suficientes de suelos con diferente permeabilidad, se pueden distribuir en la sección de acuerdo a esta propiedad, colocándose los más finos en el núcleo y finalmente los gruesos en los respaldos.
- 3) Sección mixta. El corazón está formado de un material impermeable pero que proporciona poca estabilidad, mientras que los respaldos son gruesos, de alta impermeabilidad y gran estabilidad. Entre ambos se coloca una capa delgada que funciona como filtro.

El factor costo dependerá sobre todo de la disponibilidad de materiales y de las distancias de acarreo.

El diseño actual de cortinas de tierra se basa tanto en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales de la sección, como en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado (1). Las causas de falla más frecuentes son:

- 1) Insuficiencia del vertedor. Ha sido causa frecuente de falla, al subestimar el gasto correspondiente a la avenida máxima que debe transitar el vertedor de excedencias resultando insuficiente su capacidad y provocando que el agua fluya sobre la corona de la presa y erosione el talud de aguas abajo. Al disminuir la estabilidad de la sección, se produce la falla total.

Este tipo de falla se ha asociado a la escasez de datos hidro-

lógicos, especialmente cuando se trata de pequeñas corrientes, ya que en ellas el gasto máximo de escurrimiento por km.^2 de cuenca de captación llega a ser notablemente mayor que el correspondiente a corrientes mayores ubicadas en la misma zona, por lo cual no es posible extrapolar la información de un caso a otro. Evidentemente, en la producción de este fenómeno no intervienen las propiedades maccánicas de los materiales.

2) Tubificación. Es un fenómeno debido al flujo del agua a través del terraplén o la cimentación de la presa. Cuando la velocidad del agua a su salida aguas abajo es suficiente para provocar en ese punto el arrastre de las partículas de suelo, se empieza a formar un ducto que progresa hacia aguas arriba, hasta el punto de llegarse a establecer la comunicación entre ambos lados de la cortina. Al incrementarse el gasto por el ducto también aumenta el arrastre de material, ampliándose considerablemente su sección, pudiendo provocar finalmente la falla de la presa.

El flujo de agua depende mayormente de la permeabilidad del suelo, es decir, la mayor o menor facilidad con que el agua puede fluir a través de sus poros. Así, bajo la misma carga hidráulica, el agua fluye mejor a través de un suelo mientras mayor sea el tamaño de sus poros.

Para prevenir la tubificación se deben colocar filtros de materiales permeables de buena graduación en el lado de aguas abajo de la cortina para evitar el arrastre del material, quedando condicionada su granulometría a la del material que se pretende proteger.

Además de la tubificación, la infiltración del agua a través de la presa puede provocar, cuando la línea de saturación está por-

arriba del pie del talud de aguas abajo, la paulatina erosión de su superficie, pudiendo causar su derrumbe. Este problema también se evita colocando un núcleo central, delante impermeables o -- filtrantes o filtros al pie, como se ilustra en la fig.V.2. Con esto la línea de saturación se puede mover convenientemente, de manera que se absta la superficie libre por abajo del pie del talud.

3) Agrietamiento. Este fenómeno se origina en los asentamientos -- diferenciales del terraplén de la presa. Cuando estos llegan a ser grandes, se generan tensiones en el cuerpo de la presa, que producen grietas. Si éstas son transversales al eje de la cortina y se presentan cuando el vaso está lleno entonces el agua, al escurrir por ellas las amplía por erosión de sus paredes -- y acaba por destruir parcial o totalmente la cortina, siendo variable la duración de este proceso, según la susceptibilidad de los -- materiales a la erosión.

La contracción del terraplén se puede deber a la consolidación -- del mismo o de la cimentación, al estar constituida por suelos finos, no elásticos, de estructura suelta y bajo grado de saturación. Para prevenir la consolidación se puede suministrar relleno adicional en compensación durante la construcción, o bien se puede optar por compactar al máximo el núcleo impermeable. También conviene colocar el material con un bajo grado de saturación, y -- disponer filtros sobre ambos taludes del corazón impermeable, y -- así evitar la erosión de las paredes de la grieta, pues el material grueso del filtro la taponará.

4) Deslizamiento de los taludes. Una cortina de tierra no fallará por deslizamiento como un todo -- sobre su base, más bien la pérdida de estabilidad para resistir la presión del agua se manifestará como deslizamientos de porciones --

FIGURA III.1 PRECONSOLIDACION DE UN TERRENO SATURADO CON PRESIONES

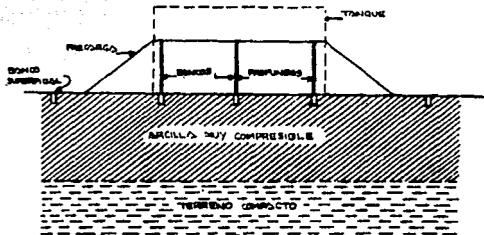
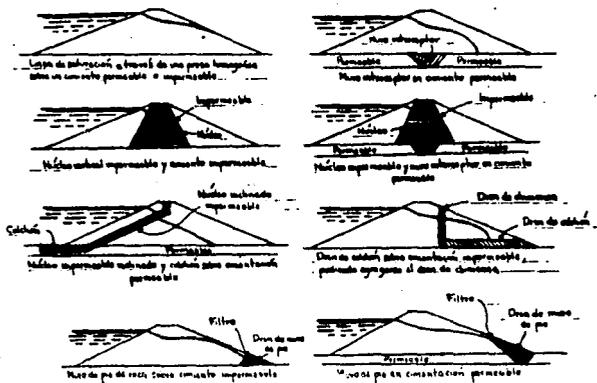


FIGURA III.2 MODIFICACION DE LA LINEA DE SATURACION EN PRESAS DE TIERRA



de la cortina en el talud de aguas abajo.

Los métodos de análisis de la estabilidad de una presa deben investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerno de la misma y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la constituyen, para lograr un diseño en el cual los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación son capaces de soportar excedan con un margen de seguridad razonable a aquellos originados por el peso propio de la presa y las fuerzas de filtración.

La estabilidad de una cortina de tierra se acostumbra revisar para las condiciones extremas, es decir, la inicial al término de su construcción, cuando los materiales se encuentran en estado de desiccación de la presión del vapor, y la final una vez lleno el embalse, cuando los materiales alcanzan la saturación completa. Bajo ella los materiales impermeables se encuentran saturados y bien por ciento consolidados, debido a la acción de los nuevos esfuerzos impuestos por el peso propio del material y las fuerzas de filtración. Una tercera condición crítica es la de vaciado rápido, que se produce en la época de sequía, cuando el agua alcanza su mínimo nivel, entonces las zonas impermeables y semipermeables de la presa quedan saturadas y se inicia en ellas un flujo descendente que crea nuevas condiciones de esfuerzos que pueden hacer fallar sobre todo el talud de aguas arriba.

En cuanto al efecto sísmico, si la presa está bien diseñada de acuerdo al criterio actual, se acepta que puede soportar un sismo intenso sin sufrir graves daños. No obstante, si el caso lo amerita conviene incluir en el análisis la acción de los esfuerzos alterados y repetidos inducidos por el sismo.

5) Licuación. Se origina en la pérdida total de la resistencia al corte de un suelo, a consecuencia del desplazamiento brusco de la estructura granular suelta, bajo la acción de esfuerzos cortantes inusitados cuando el material está saturado, dando lugar a la formación de una suspensión concentrada de suelo en agua, sin resistencia temporalmente. Cuando se presenta este tipo de falla el material se extiende sobre un área grande adoptando taludes irregulares con pendientes casi horizontales.

Aun cuando en la actualidad la falla por licuación es raro, debido al mejoramiento de las técnicas y equipo para compactar terraplenes, será necesario prevenirla cuando es inevitable emplear en la cimentación o en el cuerpo de la presa materiales susceptibles a este tipo de falla.

Algunos tanques de regularización para agua potable de medianas dimensiones también se construyen de tierra, a semejanza de las grandes presas de almacenamiento. La ventaja respecto al concreto también será el costo. Usualmente se construyen abiertos formando diques alrededor del área que va a ser llenada con agua, empleando el método de excavación y terraplén balanceados. Para su diseño valdrán en líneas generales los criterios aplicados a las grandes cortinas, siendo los requerimientos esenciales estabilidad e impermeabilidad. Con frecuencia su costo se incrementa ya que, como normalmente se ubican en zonas volutas, se debe atender especialmente a su permeabilidad, en razón del valor del agua. El problema de la estabilidad se resuelve, cuando es posible, excavando el interior del tanque hasta una profundidad considerable, y así se evita el volteo de los diques.

Según la disponibilidad de materiales todo el dique puede ser impermeable, o puede colocarse únicamente un núcleo central o delan

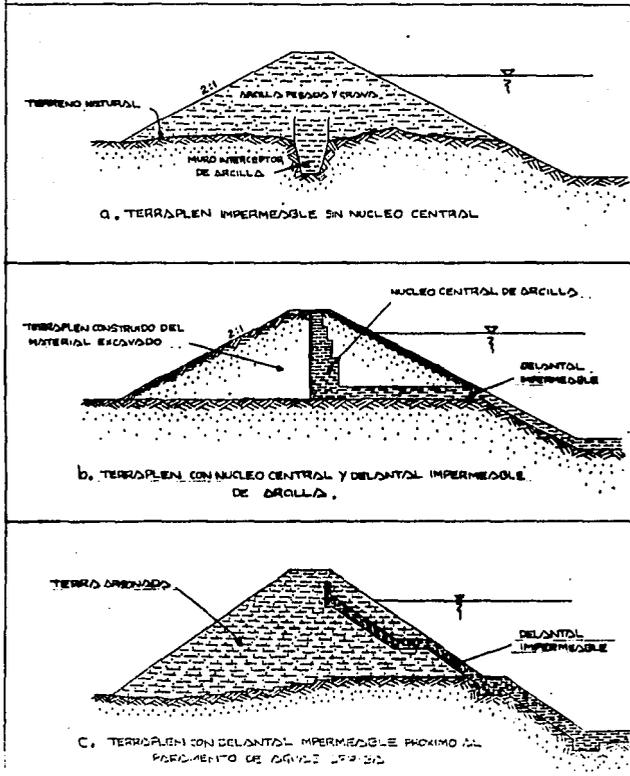
tal impermeable, como se muestra en la fig.V.]. En el inciso (a)- de dicha figura se propone una alternativa en la cual el material- que compone el cuerpo del terraplén es una mezcla de arcilla ressa- da con una pequeña cantidad de grava. Esta mezcla es más segura - en caso de que haya lavado por fugas de agua, y será menos susceti- ble al agrietamiento que una arcilla pura, la cual puede disolver- se y ser fácilmente arrastrada debido al tamaño microscópico de las partículas.

En cuanto al caso (b), las mismas objeciones que se hacen a - los núcleos centrales de material térreo para grandes presas se -- pueden hacer para tanques, aunque quizá para estos las consecuen-- cias de una falla no lleguen a ser tan catastróficas.

En el inciso (c) se ilustra un dique en el cual se ha colocado un delantal impermeable cerca del paramento de aguas arriba, el -- cual se puede conectar fácilmente con el revestimiento del fondo, - y con menos material que cuando se coloca como núcleo central como en el caso (b). Dará no obstante, una base menos firme para el pa- vimento que si el material fuera suelto, y cuando el agua es extraí- da por abajo hay más riesgos de deslizamientos. Para evitar esto, el pavimento debe ser colocado sobre un estrato de piedra suelta - con un buen soporte en la base, como se ve en el inciso (c).

Respecto a la pavimentación mencionada, que se hacía con losas de concreto u otros materiales con el fin de impermeabilizar el in- terior del tanque, actualmente ha caído en desuso, debido a que los elementos se esforzaban religiosamente e incluso fallaban al asen-- tarse el relleno o sus cimientos.

FIGURA 7.3 TRES ALTERNATIVAS PARA LOGRAR LA IMPERMEABILIDAD DE UN DIQUE DE TIERRA.

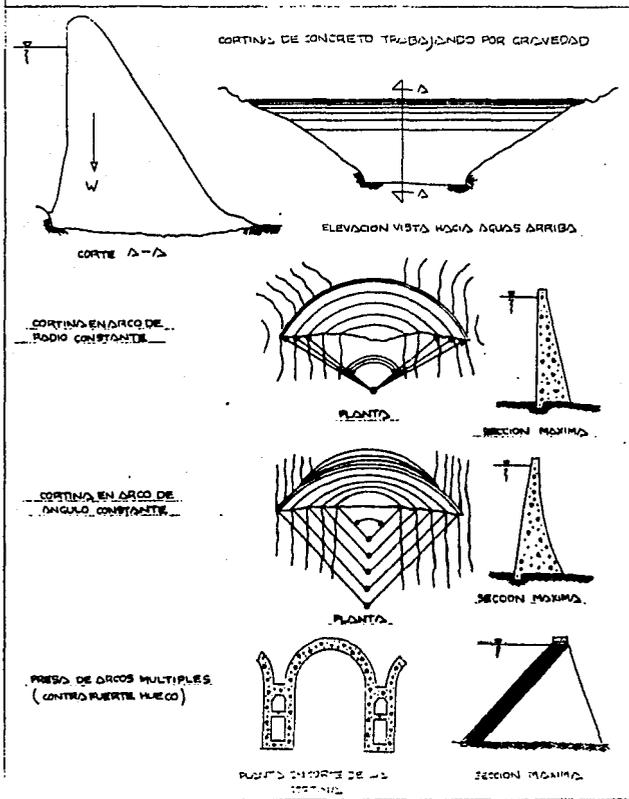


Algunas recomendaciones de diseño y construcción para estas -
estructuras serán:

- El ancho de corona del dique será al menos $1/4$ de la altura máxima total, con un ancho mínimo de 1.20 m.
- El ángulo de reposo del material en estado saturado gobernará la pendiente máxima de los taludes laterales, la cual casi nunca se rá mayor de $1.5 : 1$.
- Una unión efectiva entre la superficie del terreno natural y el dique se puede asegurar removiendo toda la materia orgánica, arena, etc., desde la superficie original y bajo ella hasta la profundidad a que se extienden las raíces. Si en el subsuelo se encuentra roca será necesario colocar un dentellón de concreto, -- que se deberá profundizar de 30 a 60 cm en ella y un mínimo de - 30 cm dentro del terraplén.
- Las esquinas deben ser redondeadas con el objeto de permitir un avisonamiento adecuado del material con las aplanadoras o rodillos. Hay que evitar también las fugas de agua en torno a las - tuberías que cruzan el terraplén.

En cuanto a las cortinas de concreto tres son los tipos comunes: de gravedad, en arco y de machones o contrafuertes (ver fig. V.4). En las cortinas de gravedad la estabilidad depende del peso de su sección; están diseñadas para permanecer en compresión bajo todas las condiciones de carga. Requieren estar cimentadas sobre roca sólida, ya que todo el peso lo transmiten al suelo. A veces se les da una curvatura hacia aguas arriba para que se ajusten mejor a las condiciones topográficas o geológicas. La sección en arco no se considera en el diseño, pero pasa a ser un factor de seguridad adicional.

FIGURA III.4 TIPOS COMUNES DE CORTINAS DE CONCRETO



La cortina en arco se curva hacia aguas arriba y utiliza el principio de acción del arco. Algunas se diseñan para resistir la presión del agua así como cantilevers verticales y arcos horizontales simultáneamente; para otras, se supone únicamente la acción de arco, transmitiéndose el empuje lateralmente a ambos lados de la boquilla, debiendo ser los arcos suficientemente fuertes para servir como empotramientos. De la cortina en arco hay dos tipos: la de radio o centro constante (ver fig.V.4) con la cara aguas arriba vertical o al menos fuertemente inclinada cerca del fondo, y proyectándose la cara de aguas abajo como una serie de contornos circulares concéntricos en planta. Estas cortinas se ajustan bien a boquillas en U, donde la acción de cantilever se espera que responda favorablemente a las cargas de fondo de alta intensidad. En la cortina de ángulo constante o centro variable de la fig. V.4. la cara aguas arriba se curva hacia la boquilla, mientras que la de aguas abajo lo hace hacia adentro, por lo cual se ajusta bien a boquillas en V, convirtiéndose la acción de arco en su fuente principal de resistencia a cualquier nivel.

La cortina de machones se diseña con contrafuertes que soportan sendos arcos (cortina de arcos múltiples) o losas planas, y resiste el desplazamiento por su peso combinado con el del agua sobre la cara inclinada de la cortina por el lado de aguas arriba. Se puede proponer para cualquier condición del cimiento, pues la acción sobre él es reducida. La pendiente más suave de la cortina por el paramento de aguas arriba elimina el empuje del hielo en caso de existir, y las mayores dimensiones de la base proveen gran seguridad contra volteo.

Las fuerzas externas que actúan sobre una cortina son las que

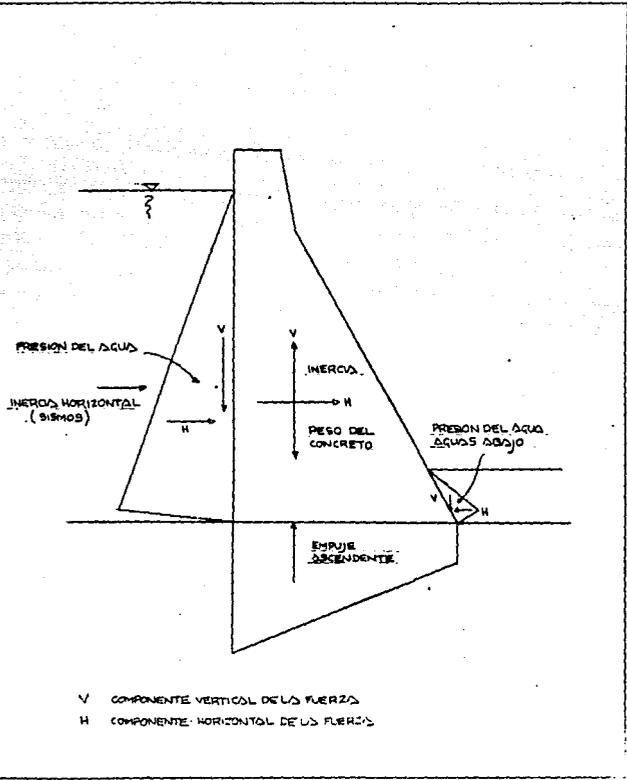
se muestran en la fig. V.5 . Mientras que el diseño de presas de terraplén está regido por la trasmisión interna, en las de concreto lo rigen las fuerzas externas (4). La naturaleza, magnitud y línea de acción de estas fuerzas se mencionan a continuación.

- Presión del agua. Fuerza principal actuante sobre la cortina. La componente horizontal de la presión hidrostática para un ancho unitario de la presa es $wh^2/2$ (w = peso específico del agua, ton/m^3) y h la profundidad de la cara aguas arriba. Existe una componente opuesta menor que actúa sobre el paramento de aguas abajo, por debajo del nivel del agua de salida. La resultante se aplica a $1/3$ h desde la base. La componente vertical de la presión hidrostática es wh , y se aplica en el centro de gravedad de la columna de agua que yace sobre la cara.

- Subpresión. Es un empuje ascendente debido a la presión del agua que se infiltra a través de la cimentación de la cortina. Para un ancho unitario de cortina, la subpresión es wh_t , siendo h la altura de la columna promedio de agua (m) y t el ancho de la base sujeta a la subpresión. El empuje resultante actúa en el centro de área del triángulo o trapecio de presión supuesto. La variación de la presión hidrostática debida a este fenómeno se toma como la total o $2/3$ de ella en el talón, y de ahí decrece linealmente hasta igualarse a la atmosférica o la del agua de salida en la línea de base, aguas abajo. A otros niveles diferentes al de la base también se generarán subpresiones. Este fenómeno se podrá disminuir con un buen drenado interno.

- Empuje debido a sismos y fuerzas hidrostáticas oscilatorias. Los sismos crean fuerzas de inercia tanto horizontales como verticales. La inercia horizontal es igual a kmg , en donde k es la relación de la aceleración causada por el sismo a

FIGURA IV.5 FUERZAS EXTERNAS QUE ACTUAN SOBRE UNA CORTANTE DE CONCRETO



la de la gravedad, g , y m es la masa de la cortina. Para cimientos de tierra, k frecuentemente se supone tan pequeña como 0.1 ó 0.2; para roca tan alta como 0.75. La inercia vertical reduce el peso efectivo de la presa solo momentáneamente. Como el peso de la estructura misma, las fuerzas de inercia actúan en el centro del área de la sección transversal. La variación oscilatoria de la presión hidrostática, inducida por el sismo, se supone igual a $0.555 kwh^2$, actuando a una distancia $4h/3H$ sobre el fondo del embalse.

En cortinas de gravedad la resultante de las fuerzas que actúan sobre cualquier plano horizontal que se haga pasar por la cortina a cualquier elevación deberá caer dentro del tercio medio para que no haya tensión en el plano. Teóricamente la sección transversal más económica será aquella para la cual la línea de presiones resultantes siga el límite superior del tercio medio cuando el embalse esté vacío y el límite inferior cuando esté lleno (5).

La falla en una cortina de gravedad de concreto se puede deber a cualquiera de los siguientes factores o combinación de ellos:

1. Volteo en torno al pie de aguas abajo si los momentos de las fuerzas resistentes son menores que los de las fuerzas actuantes.
2. Aplastamiento del concreto en la cortina o cimentación si la resistencia a la compresión del material es excedida por los esfuerzos de compresión generados sobre él.
3. Corte o deslizamiento a lo largo de cualquier unión dentro de la estructura o entre ella y la cimentación, debido a que el empuje horizontal excede a la resistencia al corte.

4. Fractura a lo largo de cualquier plano atribuible a esfuerzos de tensión excesivos.

Con el fin de prevenir las diferentes situaciones arriba descritas, para que el diseño sea seguro, se establecen las siguientes limitantes:

1. Las líneas de presión resultante no deberán caer fuera del tercio medio para cualquier plano horizontal considerado, tanto para cuando el embalse se encuentre lleno como vacío; no obstante, si la cortina se diseña reforzada en la cara de aguas arriba, la línea de presión resultante para cuando el embalse está lleno puede caer fuera del tercio medio en la parte superior de la sección.
2. El esfuerzo máximo de trabajo en cualquier punto sobre un plano horizontal o sobre la cimentación nunca deberá exceder al esfuerzo de trabajo de seguridad del material.
3. El coeficiente de fricción en cualquier plano horizontal o entre la cortina y la cimentación deberá ser menor que la tangente del ángulo que la resultante forma con la vertical.
4. Se deberá dar una tolerancia para la subpresión que se presenta en la base de la cortina. Su magnitud dependerá de la impermeabilidad relativa del material sobre el que está cimentada la estructura.

El criterio de selección entre un tanque regularizador de materiales térreos o mampostería o concreto será la limitante de espacio, pues cuando éste es reducido o bien el tanque requiere ir cubierto, será más económico emplear muros de concreto o mampostería en vez de diques de tierra.

Como todas las estructuras cuyo objetivo es almacenar agua, el tanque de concreto o mampostería debe cumplir las condiciones de estabilidad e impermeabilidad con economía. Cuando se emplea el concreto, para evitar el riesgo de falla se debe calcular con cargas de proyecto superiores a las solicitaciones que se prevé actuarán sobre él. El cálculo se puede hacer por métodos elásticos o plásticos. La justificación del empleo de la teoría plástica - justificación necesaria por sus fórmulas notablemente más complicadas -, se funda en que se aproxima mucho más a la realidad que la teoría elástica tradicional, especialmente en las condiciones críticas de la ruptura, que a fin de cuentas son las que importan al ingeniero (6).

A continuación se ilustra con un ejemplo el diseño de este tipo de tanques, combinándose la mampostería con el concreto reforzado.

EJEMPLO. Se desea construir un tanque de almacenamiento para agua potable, con una capacidad de $3,000 \text{ m}^3$, dándole las siguientes dimensiones:

Largo: 50 m

Ancho: 20 m

Altura: 3 m (al nivel del agua, más 0.20 m de bordo libre)

(Ver croquis en plano P-1).

Se pretende construirlo de mampostería de piedra con contrafuertes, descubierto. Entre ellos se proyectará una pantalla de concreto reforzado. La separación entre contrafuertes será de 4m.

Del estudio geotécnico se encontró que retirando la capa vegetal existe roca sana levemente fisurada, y para evitar fugas de agua se inyectarán con lechada de cemento. La capacidad de carga-

de la roca se estima de 10-40 kg/cm². El coeficiente de fricción suelo-muro es $\mu = 0.60$. Cerca del sitio de la obra se encontró un banco de granito apropiado como mamostería, y de alto grado de impermeabilidad. La zona donde se construirá la estructura no es sísmica.

Para dimensionar los contrafuertes se procederá por tanteos:

$$H = 3.20 \text{ m}$$

$$\text{DATOS: } \gamma_m = 2.3 \text{ ton/m}^3 \text{ (granito)}$$

$$\gamma_w = 1.0 \text{ ton/m}^3$$

Puesto que $H = 3.20 \text{ m}$ y la separación entre contrafuertes es de 4.0 m, el empuje será:

$$F_H = \frac{\gamma_w H^2}{2} \times 4 = \frac{1 \times 3^2}{2} \times 4 = 18 \text{ ton}$$

Dando al contrafuerte un ancho de 2 m para que queden pantallas de claro libre igual a 2 m, se tantea para un ancho unitario de muro, es decir, la mitad del ancho real del contrafuerte.

Se propone una sección de $b = 1.00 \text{ m}$; talud = $\frac{1}{2}$; $B = 2.60 \text{ m}$

- Posición y magnitud de la fuerzas actuantes. Ver fig.V.6

- Características geométricas de la base:

$$\text{Area } A = 2.60 \times 1.00 = 2.60 \text{ m}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.00 \times 2.60^3}{12} = 1.46 \text{ m}^4$$

$$c = \frac{2.60}{2} = 1.30 \text{ m} \quad s = \frac{I}{c} = \frac{1.46}{1.30} = 1.12 \text{ m}^3$$

- Cálculo del factor de seguridad contra volteo :

Cálculo de fuerzas verticales (P_v) y momento resistente (M_R) :

SECCION	$W_i = P v_i$	BRAZO b_i	$M_i = P v_i \times b_i$
1	$(3.20 \times 1.3 \times 1.0)(2.9) = 8.96$	2.10	18.82
2	$(3.20 \times 1.60 \times 1.0) / 2 \times 2.3 = 7.17$	1.07	7.67
Σ	$\Sigma P_v = 16.13 \text{ ton}$		$M_R = 26.49 \text{ ton-m}$

En cuanto a las fuerzas horizontales, la única actuante es la debida al empuje del agua, que vale :

$$P_H = \frac{1}{2} \times \gamma^2 \times 1 = 4.5 \text{ ton (la correspondiente a la sección considerada)}$$

Momento actuante o de volteamiento :

$$M_A = \frac{1}{3} P_H H = \frac{1}{3} \times 4.5 \times 3.0 = 4.5 \text{ ton-m ; y considerando un factor -}$$

de seguridad permisible = 1.5

$$F.S. \text{ VOLTEO} = \frac{M_R}{M_A} = \frac{26.49}{4.5} = 5.33 > 1.5 ; \text{ por lo tanto se acepta}$$

- Cálculo del factor de seguridad contra deslizamiento:

La fuerza que se opone al movimiento es:

$$\mu \Sigma P_v = 0.60 \times 16.13 = 9.68 \text{ ton (F.S. perm = 1.5)}$$

$$P.S. \text{ desl.} = \frac{M \sum P_v}{P_H} = \frac{9.68}{4.5} = 2.15 > 1.5 \text{ por lo tanto se acepta}$$

- Posición de la resultante de las fuerzas verticales y horizontales.

$$\text{Momento neto } M_n = M_R - M_A = 26.49 - 4.5 = 21.99 \text{ ton-m}$$

$M_n = (\sum P_v) (X_{AR})$; donde X_{AR} es la excentricidad de la resultante respecto a A.

$$\text{y despejando: } X_{AR} = \frac{M_n}{\sum P_v} = \frac{21.99}{16.13} = 1.36 \text{ m}$$

$$e = \frac{AB}{2} - X_{AR} = 1.30 - 1.36 = -0.06 \text{ m}$$

(ver fig. V.7)

por lo que cae dentro del tercio medio de la sección transversal y sólo habrá esfuerzos de compresión en la base.

- Magnitud de la resultante.

$$R = \sqrt{(\sum P_v)^2 + (\sum P_H)^2} = \sqrt{(16.13)^2 + (4.50)^2} = 16.74 \text{ ton}$$

- Angulo de la resultante con la horizontal.

$$\theta = \text{ang tan } \frac{\sum P_v}{\sum P_H} = \text{ang tan } \frac{16.13}{4.5} = \text{ang tan } 3.58 = 74^\circ 25'$$

FIGURA 3.6 POSICION Y MAGNITUD DE LAS FUERZAS ACTUANTES

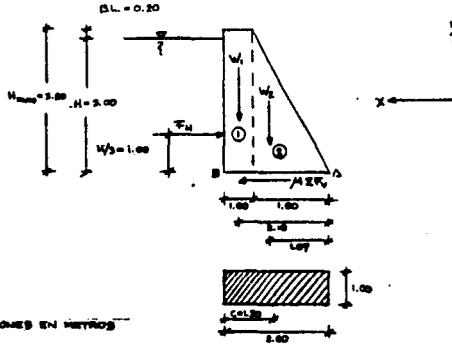
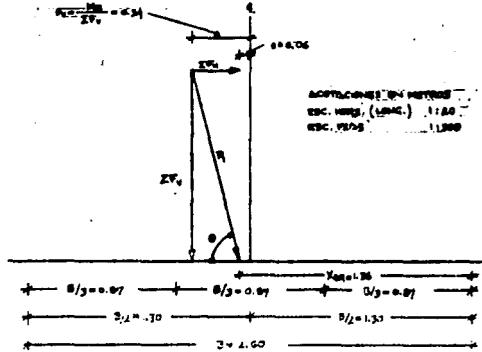


FIGURA 3.7 PUNTO DE APLICACION DE FUERZAS Y RESULTANTE



Las fuerzas y sus puntos de aplicación se muestran en la fig.V.7

- Diagrama de esfuerzos en la base.

$$\text{Aplicando la fórmula de la flexión: } f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

en donde:

$$M = e \sum P_y = (0.06)(16.13) = 0.97 \text{ ton-m}$$

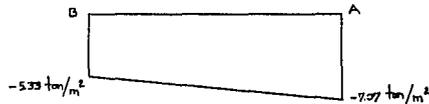
y sustituyendo valores:

$$f = -\frac{16.13}{2.60} \pm \frac{0.97}{1.12} = -6.20 \pm 0.37 ;$$

$$f_A = -7.07 \text{ ton/m}^2$$

$$f_B = -5.33 \text{ ton/m}^2$$

y el diagrama de esfuerzos será como sigue :



Del diagrama se puede observar que el terreno de cimentación resiste ampliamente la carga impuesta.

El claro entre contrafuertes será cubierto con una pantalla de concreto reforzado. Se puede diseñar considerando únicamente la franja inferior de 1 m, y haciendo extensivo el armado y espesor a toda la altura.

$$\text{DATOS: } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$
$$f^a_c = 0.9 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por ser } f_c^* < 250 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$P.C. = 1.4$$

$$P.R. = \begin{cases} 0.9 & \text{(para momento flexionante)} \\ 0.8 & \text{(para fuerza cortante)} \end{cases}$$

$$\text{carga / m}^2 = W_H A = 1 \times 3 \times 1^2 = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{carga de dise\~no } w_u = \text{carga/m}^2 \times 1.4 = 3 \times 1.4 = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

El dise\~no se har\~ de acuerdo al RCDP.

- Refuerzo m\~nimo.

$$a_s = \frac{900 x_1}{f_y (100 + x_1)} \text{ (refuerzo principal y transversal)}$$

$$a_s \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 x_1 \end{cases} \text{ donde } x_1 = h = \text{veralte total}$$

- Refuerzo m\~ximo.

$$p_{m\acute{a}x} = p_b = \frac{f_c^*}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

- Esfuerzo cortante que resiste el concreto.

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times \sqrt{160} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

ANALISIS.

Cálculo de momentos y cortantes (se supone que la pantalla trabaja como losa simplemente apoyada en ambos extremos).

Claro:

$$l = 2.00 + h ; \text{ suponiendo } h = l/20 = 2.00/20 = 0.10$$

(ver tabla V.1)

$$l = 2.00 + 0.10 = 2.10 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} W_u l^2 = \frac{4.2 (2.10)^2}{8} = 2.32 \text{ ton-m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} W_u l = \frac{4.2 \times 2.1}{2} = 4.41 \text{ ton}$$

DIMENSIONAMIENTO.

Cálculo del cerrite.

Suponiendo $p = 0.008$ (en losas el porcentaje de refuerzo es reducido).

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.008 \frac{4200}{136} = 0.2471$$

$$M_u = M_R = F_R b d^2 f_c q (1 - 0.5 q) ; \text{ despejando}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{F_R b f_c q (1 - 0.5 q)}}$$

Tabla V.3 PERALTES AJUSTES ADMISIBLES DE LOCAS ANIMADAS EN TUBOS
 APERTOS Y VIGAS, SIN COMPRESION DE REFLEXIONES 8

INTERVALO	SIMPLES Y AJUSTADA	UN EXTREMO CONTINUO	CINCO EXTREMOS CONTINUOS	NO AJUSTO
1/256	1/20	1/21	1/23	1/10
1/64	1/16	1/16.5	1/21	1/8

8 de Tabla 1 Apéndice de Normas de Materiales de Duro
 Facultad de Ingeniería, UNAH. pag. 88

y sustituyendo valores:

$$d = \sqrt{\frac{232000}{0.9 \times 100 \times 136 \times 0.2471 \times (1 - 0.5 \times 0.2471)}} = 9.36 \text{ cm}$$

$$h = d + rec. = 9.36 + 2.5 = 11.86 \text{ cm ; se propone } h = 12 \text{ cm}$$

- Ajuste del acero.

Con el nuevo valor de $d \approx 9.4$ cm y sustituyendo valores en la fórmula del momento resistente:

$$232000 = 0.9 \times 100 \times 9.4^2 \times 136 \times (q - 0.5 q^2) ; \text{ efectuando operaciones y despejando ;}$$

$$q^2 - 2q + 0.429 = 0 \text{ y despejando } q :$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.429)}}{2} ; q_1 = 1.756 ; q_2 = 0.244$$

$$A_s = q \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.244 \frac{136}{4200} 100 \times 9.36 = 7.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Separación de varillas.

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} \quad (a_s = \text{área de una varilla})$$

Si se emplean 6 v. # 4 da un área total de $7.62 \text{ cm}^2/\text{m}$ con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s_{\#4} = \frac{100 (1.27)}{7.62} = 16.67 \text{ cm} < \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 h = 3.5 (12) = 42 \text{ cm} \end{cases} ;$$

empléese $s = 17 \text{ cm}$

- Refuerzo transversal.

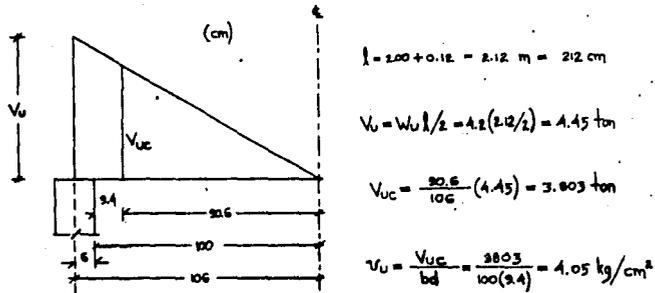
$$a_s = \frac{900 h}{f_y (100 + h)} = \frac{900 (12)}{4200 (100 + 12)} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se emplean 5 V_8 # 2.5 da un área total de $2.45 \text{ cm}^2/\text{m}$ con $a_s =$
 0.49 cm^2

$$s \# 2.5 = \frac{100 (0.49)}{2.45} = 20 \text{ cm valor que se debe emplear}$$

(Ver plano P - 1 para el armado) .

- Revisión del esfuerzo cortante.



$$V_u = 4.05 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

se acepta por cortante

Quando el tanque a nivel superficial se construye totalmente de concreto, su estructuración se deberá efectuar según las características del terreno, tirante máximo de agua, capacidad y tipo de tanque por construir. Cuando sea necesario desplantarlo en terreno que pueda presentar asentamientos diferenciales relativamente altos, lo indicado es emplear losa de cimentación (7) .

V.2 TANQUES ELEVADOS.

ASPECTO GEOTECNICO. Los tanques elevados se construyen usualmente de concreto o acero. En ellos debe cuidarse -- aun más que estén cimentados en terreno resistente, ya que cualquier asentamiento diferencial entre las columnas de soporte del tanque, -- por mínimo que sea, modificará grandemente la distribución de esfuerzos en toda la estructura. Por lo tanto el asentamiento del -- suelo debido a la carga transmitida por cada columna deberá ser prácticamente nula, siendo necesario determinar cuidadosamente la resistencia del suelo, así como su compresibilidad para evitar los asentamientos, o al menos limitarlos a que sean uniformes en toda el -- área cargada. Esto se tratará de forma más amplia en el ejemplo -- correspondiente.

ASPECTO ESTRUCTURAL. Algunas de las ventajas del concreto reforzado en tanques para agua potable son: que no se -- ve afectado por las variaciones climáticas, que no se tienen problemas de filtración, por su gran rigidez se le puede comparar al metal laminado sin presentar su gran susceptibilidad a la corrosión -- con el consecuente costo de mantenimiento, además el concreto se -- adapta a la forma que se le quiera dar.

En ocasiones la forma y el tamaño del tanque son determinados por las condiciones del sitio. Su elevación dependerá del costo del bombeo del agua y del aspecto estético, debiendo equilibrar ambos factores para lograr un buen diseño.

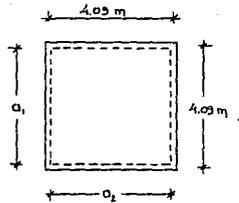
En cuanto a la forma, se puede afirmar que la esférica es la que ofrece menor área para un volumen dado de agua. En ella las paredes trabajan a tensión, requieren poco concreto y refuerzo, pero el costo de la cimbra es elevado. La forma cúbica ofrece más área que la esférica y requiere mayor espesor de sus paredes, pero es más barato en cuanto a la cimbra.

En el ejemplo que sigue se propondrá el caso de un tanque de paredes planas construido de concreto reforzado.

EJEMPLO. Se requiere proyectar un tanque elevado sobre columnas para una capacidad de 32 m^3 . Se pretende estructurar según el croquis mostrado en el plano P - 2. Se construirá cubierto para evitar las pérdidas de evaporación.

	Largo: 4 m	$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$
	Ancho: 4 m	
DIMENSIONES PROPUESTAS:	Altura: 2 m	$\gamma_{\text{concr}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$
	Elevación: 3 m	el nivel del lecho inferior de la losa de fondo.

DISEÑO DE LA LOSA TAPA DEL TANQUE. Se efectuará según el RCDF como losa perimetralmente apoyada colada monolíticamente con los apoyos y continúa con los muros laterales.



Se supone un espesor de muro lateral de 9 cm.

$s = 4.09 \text{ m}$ (c.a.c. entre apoyos)
 $l = 4.09 \text{ m}$
 $a_1 = a_2 = 4.00 \text{ m}$ (claros corto y largo)

- DATOS.

$W_m =$ carga viva máxima para diseño por fuerzas gravitacionales
 100 kg/m^2

$W_a =$ carga viva máxima para diseño por sismo y viento = 70 kg/m^2

$F_c = 1.4$ (CM + CV)

$F_R = 0.9$ (para momento flexionante)

$F_R = 0.8$ (para fuerza cortante)

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 f^*c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo máximo.

$$p \text{ máx} = p_b = \frac{f^*c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$p \text{ máx} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

Estimaciones preliminares.

- estimación de carga.

G.M. Se supone espesor losa 3 cm	$0.08 \times 2.4 = 0.192 \text{ ton/m}^2$
C.N. adicional	0.020
C.V. Para azoteas y cubiertas con $S \leq 5\%$	<u>0.100</u>
G.S. Carga de servicio = $W =$	0.312 ton/m^2
W_{d} Carga de diseño = $F_c \times W =$	
$1.4 \times 0.312 =$	0.437 ton/m^2

- estimación del peralte (se considera tablero interior)

$$\text{Peralte efectivo mínimo } d = \frac{4 (4200)}{300} = 5.33 \quad (\text{ para limitar las - deflexiones de la losa a valores tolerables})$$

$$\text{Si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2 ; 2520 > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } W = 312 \text{ kg/m}^2 < 330 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{por lo tanto } d_{\text{mín}} = 5.33 \times 0.034^4 \sqrt{2520 \times 312} = 5.40 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{rec} = 5.40 + 2.00 = 7.40 \text{ cm ; úsese } h=8 \text{ cm}$$

- peralte efectivo.

$$\text{para acero positivo: } d = h - r = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$$

$$\text{para acero negativo: } d = h - r - 2 = 8 - 2 - 2 = 4 \text{ cm}$$

- revisión por flexión del peralte propuesto.

Se debe cumplir $p \leq p_{\text{máx}}$

Se revisará con el momento negativo del borde (el más crítico)

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4}{4} = 1 \text{ y de la tabla 4.1 Normas Técnicas RCDF se obtiene } K = 0.0258$$

$$M_u = KW_u a_1^2 = 0.0258 \times 0.437 (4)^2 = 0.20137 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

cálculo de p (fig. 2 Ayudas de Diseño Normas Técnicas)

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{20137}{100 \times 4^2} = 12.59 \rightarrow p = 0.0036 < p_{\text{máx}} = 0.0152$$

por lo tanto el peralte propuesto se acepta -
por flexión.

~ Revisión por cortante del peralte propuesto.

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) w_u \left/ \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right] \right.$$

$$\text{De acuerdo al RCDF} \quad = \left(\frac{4}{2} - 0.04 \right) 437 \left/ \left[1 + \left(\frac{4}{4} \right)^6 \right] \right.$$

$$V_u = (1.96) 437 / 2 = 428 \text{ kg}$$

Resistencia a cortante de diseño (se supone que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño) :

$$V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f'_c} = 0.5 (0.8) (100) (4) \sqrt{160} = 2024 \text{ kg} >$$

$$> V_u = 428 \text{ kg.}$$

por lo tanto se acepta el peralte propuesto

- Refuerzo mínimo (por cambios volumétricos)

$$X_1 = h = \text{peralte total} = 8 \text{ cm}$$

$$a_s \text{ mín} = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 130)} = \frac{450 (8)}{4200 (8+130)} = 0.0079 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

empleando Va. # 2.5

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.49}{0.79} = 62.02 \text{ cm}$$

aunque se tiene la siguiente restricción:

$$S \text{ m}^{\text{áx}} \begin{cases} 3.5 h = 3.5 \times 8 = 28 \text{ cm} \leftarrow \text{rige ésta} \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Empléese Sep.máx. = 28 cm

- VALORES PARA EL CALCULO TABULAR.

$$a_1 = a_2 = 4.30 \text{ m} \quad ; \quad m = a_1/a_2 = 4/4 = 1.00$$

$$w_u \cdot a_1^2 = 0.437 (4)^2 = 6.992 \text{ kg}$$

- cálculo de $P_R b d^2 f''c$:

$$\text{para acero positivo : } 0.9 (100) (6)^2 (136) = 443640 \text{ kg-cm}$$

$$\text{para acero negativo : } 0.9 (100) (4)^2 (136) = 195340 \text{ kg-cm}$$

- cálculo de $A_s = q b d^2 / c / f_y$:

Para acero positivo: $q = \frac{(100)(6)(136)}{4200} = 19.43 \text{ q} = A_s$

Para acero negativo: $q = \frac{(100)(4)(136)}{4200} = 12.95 \text{ q} = A_s$

- Separación de varillas .

Var. No.	a_s (cm ²)	s (cm)
2.5	0.49	49/ A_s
3	0.71	71/ A_s
4	1.27	127/ A_s

$$s = \frac{100 a_s}{A_s}$$

donde:

a_s = área de una varilla.

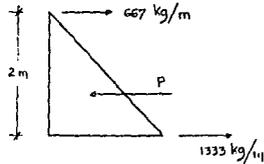
A_s = área total por metro.

En el diseño de la losa de cubierta también se debe considerar la tensión directa ejercida sobre el acero del lecho bajo de la losa y producida por el empuje del agua sobre los muros laterales colados monolíticamente con la cubierta.

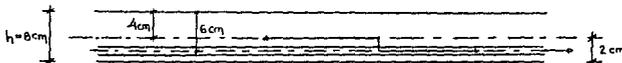
La presión en el fondo del tanque será :

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} 1000(2)^2 = 2000 \text{ kg/m}$$

que se supondrá distribuida de la siguiente manera:



Transmitiendo la tensión directa de 667 kg/m de ancho al centroide - del acero de tensión de la cubierta:



Entonces el momento último positivo $M_u^+ = K W_u a_1^2 = (0.0126)(0.437) \times$

$\times (4)^2 = 0.088 \text{ ton-m}$, se verá afectado de la siguiente manera:

$$8800 - 667 (2) = 7466 \text{ kg - cm}$$

por lo tanto: $M_u \text{ reducido} = 0.07466 \text{ ton - m}^*$

Acero por tensión directa = $\frac{667}{4200} = 0.159 \text{ cm}^2/\text{m}^{**}$

Con toda la información anterior se procede a calcular la separación de varillas en la tabla V.2. Si como se sumo al inicio el espesor de los muros es $h = 9 \text{ cm}$, entonces los requisitos de anclaje y doblado de varillas se cumplirán si :

$$\frac{9}{2} + \frac{a_1}{5} + d = 4.5 + \frac{400}{5} + 6 = 90.5 ; \text{ se toma } 95 \text{ cm}$$

$$\frac{9}{2} + \frac{a_1}{5} - d = 4.5 + \frac{400}{5} - 6 = 78.5 ; \text{ se toma } 80 \text{ cm}$$

El armado propuesto se muestra en el plano P - 2 .

TAJUA V.2 MOMENTOS Y SEPARACIONES DE VORILLLOS
 LOSAS DE CONCRETO (E2 - 1991C)

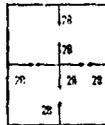
MOMENTO	CLARO	X	M ₁ (Ton-m)	M ₂ (Ton-m)	γ	A _c (cm ² /m)	Seo. 2.5 (cm)	Seo. 3 (cm)	Seo. 4 (cm)
MOMENTO EN BOMBES MOMENTOS	31+02	0.0298	0.201	0.1026	0.104	1.17	35	51	72
POSICION Elevación de			0.0766	0.01291	0.017	0.73	144	215	281
APERTURA POR ELIMINAR DIRECCION de						0.157	305		

Ejemplo: varillas No. 2.5



Por las tres direcciones la separación asignada es un
 espacio de 28 cm. por tanto sigue esta separación máxima.

Dimensiones literales
(cm)



DISEÑO DE LOS MUROS LATERALES . Se considerarán los muros laterales como losas continuas en las dos aristas verticales y empotradas en sus extremos superior e inferior. Los momentos críticos para diseño se obtendrán de la fig. V.8, CASO 3.

$$L_H = 4 \text{ , } L_V = 2 \text{ por lo tanto: } k = \frac{L_H}{L_V} = \frac{4}{2} = 2 \text{ ; } P_c = 1.4$$

1) Posición y valor del M.F. máximo positivo en dirección vertical :

$$x = 0.43 \text{ ; } x L_V = 0.43 \times 2 = 0.86 \text{ m ;}$$

$$P = \gamma H = 1 \text{ ton/m}^3 \times 2 \text{ m} = 2 \text{ ton/m}^2$$

$$M = (\text{coeficiente}) P L_V^2 = (0.028)(2)(2)^2 = 0.224 \text{ ton-m} = (22400)(1.4) = 31360 \text{ kg - cm}$$

2) M.F. máximo negativo en dirección vertical en la parte superior -- (igual al anterior, pero con signo negativo) :

$$M = - 31360 \text{ kg - cm}$$

3) M.F. máximo negativo en dirección vertical, en el punto medio del tablero inferior :

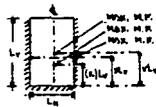
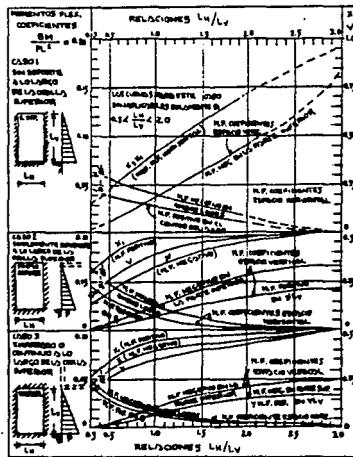
$$M = (-0.04)(2)(2)^2 = -0.32 = -32,000 (1.4) = - 44800 \text{ kg - cm}$$

4) Posición y valor del M.F. máximo positivo en dirección horizontal :

$$x_L = 0.5 \text{ ; } x_L L_H = (0.5)(4) = 2 \text{ m}$$

$$M = (\text{coeficiente}) P L_H^2 = (0.003)(2)(4)^2 = 0.096 = (9600)(1.4) = 13440 \text{ kg - cm}$$

FIGURA IX.6 GRÁFICA DE MOMENTOS FLECTANTES O MÚLTIPLOS DE UNO EN LAS DIRECCIONES X Y TABLEROS RECTANGULARES, DISTRIBUCIÓN CON CARGA TRIANGULAR



M.F. POSITIVO ESPACIO VERTICAL
 M.F. NEGATIVO ESPACIO VERTICAL
 M.F. POSITIVO ESPACIO HORIZONTAL
 M.F. NEGATIVO ESPACIO HORIZONTAL

ESPACIO VERTICAL M.F. = (coeficiente) PL^2
 ESPACIO HORIZONTAL M.F. = (coeficiente) PL^2

5) Posición y valor del M.F. máximo negativo en dirección horizontal, que se presenta en ambos lados:

$$X = 0.4 \quad ; \quad XL_V = (0.4)(2) = 0.8 \text{ m}$$

$$M = (-0.004)(2)(4)^2 = -0.128 (1.4) = -0.1792 = -17920 \text{ kg-cm}$$

DATOS DE PROYECTO. Los mismos que para la losa de cubierta

$$M_u = \text{momento de diseño} = -44800 = -0.448 \text{ ton-m}$$

- cálculo del peralte:

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 9 \text{ cm} \quad ; \quad d = h-2 = 9-2 = 7 \text{ cm} \\ \text{(supuesto)}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{44800}{(100)(7)^2} = 17.92 \text{ y de fig. 2 Ayudas de Diseño se --} \\ \text{obtiene } p = 0.0051$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad A_s = pbd = (0.0051)(100)(7) = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Revisión por deflexión en la sección de momento máximo (se considera la condición más desfavorable, la losa trabajando en una sola dirección).

Tomando en cuenta que el porcentaje de acero empleado es bajo - se considerará el valor del momento de inercia correspondiente a la sección total de concreto :

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

$$h = 9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(100)(9)^3}{12} = 6075 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{200} = 142,000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{Se tomará } w = 2 \text{ ton/m}^2 = 0.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presión máxima)}$$

$$\text{deflexión inmediata } f_1 = \frac{wL^4}{135 E_c I} \text{ (suponiendo carga uniformemente repartida)}$$

$$\text{y dando valores numéricos: } f_1 = \frac{(0.2)(200)^4}{(135)(142,000)(6075)} = 0.002 \text{ cm}$$

$$\text{deflexión diferida } f_2 = F f_1; \quad F = 2-1.2 \frac{A's}{As};$$

donde A's = refuerzo a compresión (se considerará el mínimo por cambios volumétricos)

$$\frac{A's}{A_s} = \frac{(430)(9)}{4200(9+100)} = 0.0088 \times 100 = 0.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{por lo tanto: } F = 2-1.2 \frac{0.88}{2.55} = 1.59 > 0.6$$

$$\text{y } f_2 = (1.59)(0.002) = 0.0032 \text{ cm}$$

$$\text{flecha total a largo plazo } f = f_1 + f_2 = 0.002 + 0.0032 = 0.0052 \text{ cm}$$

$$\text{flecha admisible } f_{\text{máx}} = 0.5 + \frac{l}{240} = 0.5 + \frac{200}{240} = 1.33 \text{ cm} > 0.0052 \text{ cm}$$

por lo tanto: la sección se acepta por deflexión

- Cálculo del acero necesario para las distintas secciones y el espaciamiento entre varillas (considerando varillas No. 2.5)

$$1) \frac{Mu}{bd^2} = \frac{31360}{(100)(5)^2} = 12.54 ; p = 0.0035 \text{ y}$$

$$A_s = nbd = (0.0035)(100)(5) = 1.75 \text{ cm}^2/\text{m} ;$$
$$s = 28 \text{ cm}$$

$$2) \frac{31360}{(100)(5)^2} = 12.54 ; p = 0.0035 ; A_s = 1.75 \text{ cm}^2/\text{m} ; s = 28 \text{ cm}$$

$$3) \frac{44800}{(100)(5)^2} = 17.92 ; p = 0.0051 ; A_s = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m} ; s = 19 \text{ cm}$$

$$4) \frac{13440}{(100)(5)^2} = 5.38 ; p < p_{\text{mín}} ; A_s = 0.88 \text{ cm}^2/\text{m} ; s = 55 \text{ cm}^*$$

$$5) \frac{17920}{(100)(5)^2} = 7.16 ; p < p_{\text{mín}} ; A_s = 0.88 \text{ cm}^2/\text{m} ; s = 55 \text{ cm}^*$$

* se debe cumplir otro requisito: $s \text{ máx} \begin{cases} 3.5 h = 3.5 \times 9 = 31.5 \text{ cm}^{**} \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$

** en los casos (4) y (5) se empleará $s = 31 \text{ cm}$

El resto del armado colocado es por especificación. Ver armado en -
plano P-2

DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE. Se diseñará como losa perimétricamente apoyada continua - monolítica con sus apoyos.

Todos los datos son los mismos que para la losa de cubierta.

- Estimación de la carga.

CM. (Se supone esp. losa 11 cm)

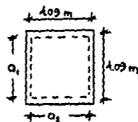
$$0.11 \times 2.4 = 0.264 \text{ ton/m}^2$$

CM. adicional = 0.20 c.c.20

CV. debida al agua $1 \text{ ton/m}^3 \times 2 \text{ m} = 2.000$

C.S. carga de servicio $w = 2.284 \text{ ton/m}^2$

$$W_u = P_c \times W = 1.4 \times 2.284 = 3.197 \text{ ton/m}^2$$



- estimación del peralte:

$$\text{peralte efectivo mínimo } d = \frac{(4)(400)}{300} = 5.33$$

$$S_1 f_s = 0.6 f_y = (0.6)(4200) = 2520 > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$y W = 2284 > 380 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{por lo tanto: } d_{\text{mín}} = 5.33 \times 0.034 \sqrt{2520 \times 2284} = 8.87 + 2 \text{ (rec)} = 10.87 \text{ cm}$$

tácese $h = 11 \text{ cm}$

- peralte efectivo :

$$\text{acero positivo } d = h - \text{rec} = 11 - 2 = 9 \text{ cm}$$

$$\text{acero negativo } d = h - r - 2 = 11 - 2 - 2 = 7 \text{ cm}$$

- revisión por flexión del peralte propuesto.

Se debe cumplir $p \leq p_{\text{máx}}$

Se debe revisar con el momento negativo del borde :

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4}{4} = 1 \text{ y de tabla 4.1 se obtiene } k = 0.0283$$

$$Mu = k W_u a_1^2 = 0.0283 \times 3.197 \times 4^2 = 1.47318 \text{ ton-m}$$

- cálculo de p.

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{1.47313}{(100)(7)^2} = 30.06 \text{ y de fig. 2}$$
$$p = 0.0094 < p_{\text{máx}} = 0.0152$$

por lo tanto: el peralte propuesto se acepta por flexión.

- revisión por cortante del peralte propuesto.

$$Vu = \left(\frac{4}{2} - 0.07 \right) 3197 / \left[1 + \left(\frac{4}{4} \right)^6 \right] = 1.93 (3197) / 2 = 3085 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) (100) (7) \sqrt{160} = 3542 > Vu = 3085 \text{ kg ; el peralte propuesto se acepta por cortante.}$$

- Refuerzo mínimo.

$$a_{s_m} = \frac{(450)(11)}{4200(100 + 11)} = 0.01062 \text{ cm}^2/\text{cm} ; A_{s_{\text{mín}}} = 0.01062 \times 100 = 1.062 \text{ cm}^2/\text{m}$$

empleando varillas No. 2.5 ; $S = 49/1.062 = 46 \text{ cm}$; pero

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 3.5 h = 3.5 \times 11 = 38 \text{ cm} \leftarrow \text{rige} \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto: Sep. máx = 38 cm

- VALORES PARA EL CALCULO TABULAR.

$$a_1 = a_2 = 4.00 \text{ m} ; m = a_1/a_2 = 4/4 = 1.00$$

$$W_u a_1^2 = 3.197 (4)^2 = 51.152 \text{ kg}$$

- Cálculo de $P_B bd^2 f'c$

$$\text{para acero positivo : } 0.9 (100)(9)^2(136) = 991440 \text{ kg-cm}$$

$$\text{para acero negativo: } 0.9(100)(7)^2(136) = 599760 \text{ kg-cm}$$

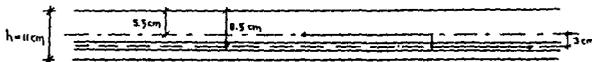
- cálculo de $A_B = q b d^2 f'c / f_y$

$$\text{para acero positivo : } q \frac{(100)(9)(136)}{4200} = 29.14 \text{ q} = A_B$$

$$\text{para acero negativo : } q \frac{(100)(7)(136)}{4200} = 22.67 \text{ q} = A_B$$

Hay que tener en cuenta la fuerza de tensión ejercida en el plano de la losa por el empuje del agua al fondo del tanque, y que ya se calculó al diseñar la cubierta; en este caso vale 1333 kg/m, la cual, como para la cubierta, tendrá dos componentes, un momento flexionante de sentido opuesto al ejercido en la sección y una tensión-

directa sobre el acero positivo.



$$M.F. = 1333 \times 3 = 3999 \text{ kg-cm} = 0.04 \text{ ton-m}^*$$

$$\text{Tensión directa} = 1333 \text{ kg} ; A_s = \frac{1333}{4200} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}^{**}$$

En la tabla V.3 se dan los momentos y separaciones de varillas.

- Requisitos de anclaje y doblado de varillas

$$\frac{9}{2} + \frac{a_1}{5} + d = 4.5 + \frac{400}{5} + 9 = 93.5 \text{ cm} ; \text{ tómesese } 100 \text{ cm}$$

$$\frac{9}{2} + \frac{a_1}{5} - d = 4.5 + \frac{400}{5} - 9 = 75.5 \text{ cm} ; \text{ tómesese } 80 \text{ cm}$$

El armado propuesto se indica en el plano P-2 .

CALCULO DE LA TRABE PERIMETRAL A LA LOSA DE FONDO.

Se supone la siguiente
sección

$$L = 4.00 \text{ m}$$

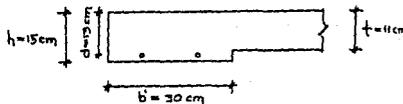
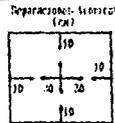


TABLA V.3 INCREMENTOS Y SEPARACIONES DE VARILLAS
USOS DE FONOS DEL TANKER

NUMERO	CLASE	K	H_0 (fonos)	H_1 (Ejes 2.º y 3.º)	H_2	H_3 (cm/da)	Seo. 2.º S (cm)	Seo. 3.º (cm)	Seo. 4.º (cm)
FACTORES EN CRISTALES SOLICITADOS	at=2	0,0299	1,473	0,215	0,205	5,14	7	10	17
PROSISTEMA (estructurado)		0,0125	0,415-0,04-0,465	0,051	0,049	1,291-0,32-0,3	21	10	55
TANQUES POR TONELAJA INTERCERIA DE						0,12			

Explicese varillas No. 3

○ Bajo esta separación por ser < 30 ca.



- Estimación de la carga.

p.p. trabe	(0.04)(0.30)(2.4)(1.4)	= 0.0403 ton/m
p. agua	(2)(1.4)	= 2.8000
p. losa cubierta	$\frac{(4.18)(4.18)(0.09)(2.4)}{4}$	= 0.2090
p. muros	$\frac{(0.09)(2)(4)(2.4)}{4}$	= 0.4320
p. losa fondo	$\frac{(4.13)(4.18)(0.11)(2.4)}{4}$	= 0.2880
		<hr/>
	W_u	= 3.769 ton/m

$$M_{u \pm} (+) = \frac{W_u l^2}{8} - \frac{W_{ul} l^2}{12} = \frac{W_{ul} l^2}{24} = \frac{(3.769)(4^2)}{24} = 2.51 \text{ ton-m}$$

$$M_{u \text{ emp.}} (-) = \frac{W_{ul} l^2}{12} = \frac{(3.769)(4)^2}{12} = 5.03 \text{ ton-m}$$

- Investigación si la trabe trabaja como "L" .

Ancho del patín que trabaja a compresión :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/8 - b^1/2 = 400/8 - 30/2 = 35 \text{ cm} \leftarrow \text{se elije el menor valor} \\ \Rightarrow b = 2b_1 + b^1 = 2(35) + 30 = 100 \text{ cm} \\ L^1/2 = 400/2 = 200 \text{ cm} \\ 8t = 8 \times 11 = 88 \text{ cm} \end{array} \right.$$

y como la sección es en L : $b = \frac{100}{2} + 15 = 65 \text{ cm}$

$$\text{Supóngase } z = d - \frac{t}{2} = 13 - \frac{11}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{de } \Sigma M = 0 ; A_B = \frac{M_R}{P_R f_y z} = \frac{2.51 \times 10^5}{(0.9)(4200)(7.5)} = 8.85 \text{ cm}^2$$

de $\Sigma F = 0$ La profundidad del bloque de esfuerzos, a, resulta:

$$a = \frac{A_s f_y}{f''_{cb}} = \frac{(8.85)(4200)}{(136)(65)} = 4.20 \text{ cm}$$

$a = 4.20 \text{ cm} < t = 11 \text{ cm}$ por tanto la viga se dimensionará como --
rectangular con ancho efectivo b

$$P \text{ máx} = pb = 0.0152 ; P \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f''_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

$$q \text{ máx} = P \text{ máx} \frac{f_y}{f''_c} = 0.0152 \frac{4200}{136} = 0.4694 ; \text{corrección de carga:}$$

$$W_u = 3.769 - 0.0403 = 3.728 \text{ ton-m}$$

$$\text{Por lo tanto: } M_{u \text{ emp}} = \frac{3.728 \times 4^2}{12} = 4.97 \text{ ton-m}$$

$$M_{u \text{ t}} = \frac{3.728 \times 4^2}{24} = 2.48 \text{ ton-m}$$

- Cálculo del momento resistente máximo de la viga si sólo tuviera -
refuerzo a tensión (MR_1) :

$$MR_1 = F_R b d^2 f''c \quad q \text{ máx} (1-0.5 q \text{ máx}) ; \quad d = t - 2 = 11 - 2 = 9 \text{ cm}$$

$$= (0.9)(65)(9)^2(136)(0.4694)(1-0.5(0.4694)) = 231 \ 502 \text{ kg-cm}$$

$$MR_1 = 2.32 \text{ ton-m} < M_u = 2.48 \text{ ton-m} \quad \text{por tanto se requiere refuerzo a compresión}$$

- Cálculo de A_s y $A's$ (Suponiendo que $A's$ fluye)

$$MR_2 = M_u - MR_1 = 2.48 - 2.32 = 0.16 \text{ ton-m}$$

$$A_s - A_s \text{ máx} = \frac{MR_2}{F_R f_y (d-d^1)} = \frac{0.16 \times 10^5}{(0.9)(4200)(9-1.5)} = 0.56 \text{ cm}^2 = A's$$

$$A_s \text{ máx} = p \text{ máx} b d = 0.0152 (65)(9) = 8.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A's + A_s \text{ máx} = 0.56 + 8.89 = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{porcentaje de acero a tensión } p = \frac{A_s}{b d} = \frac{9.45}{(65)(9)} = 0.01615$$

$$\text{porcentaje de acero a compresión } p' = \frac{A's}{b d} = \frac{0.56}{(65)(9)} = 0.00096$$

- Comprobación de que fluya el acero a compresión

$$\text{Este acero fluye si } p-p^1 > \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{d^1}{d} \cdot \frac{4800}{6000 - f_y}$$

$$\frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{4800}{6000 - f_y} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{1.5}{9} \cdot \frac{4800}{6000 - 4200} = 0.0144$$

$$p - p' = 0.01615 - 0.00096 = 0.0152 > 0.0144$$

por lo tanto: sí fluye el acero a compresión

El armado propuesto se da en el plano P-2

- Cálculo para la zona de borda donde se presenta el momento negativo:

$$MR_1 = (0.9)(65)(9.5)^2(136)(0.4694)(1-0.5(0.4694)) = 257939 = 2.58 \text{ ton-m} <$$

$$< Mu = 4.97 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto: se requiere refuerzo a compresión.

- Cálculo de As y A's (suponiendo que A's fluye):

$$MR_2 = Mu - MR_1 = 4.97 - 2.58 = 2.39 \text{ ton-m}$$

$$As - As \text{ máx} = \frac{MR_2}{FRfy (d-d')} = \frac{2.39 \times 10^5}{(0.9)(4200)(9.5-1.5)} = 7.90 \text{ cm}^2 = A's$$

$$As \text{ máx} = p \text{ máx} bd = 0.0152 (65)(9.5) = 9.38 \text{ cm}^2$$

$$As = As \text{ máx} + A's = 9.38 + 7.90 = 17.28 \text{ cm}^2$$

porcentaje de acero a tensión

$$p = \frac{17.28}{(65)(9.5)} = 0.02798$$

porcentaje de acero a compresión

$$p' = \frac{7.90}{(65)(9.5)} = 0.01279$$

- Comprobación de que el acero fluya a compresión

$$\frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{4800}{6000-f_y} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{1.5}{9.5} \cdot \frac{4800}{6000-4200} = 0.0136$$

$$p-p' = 0.02798 - 0.01279 = 0.01519 > 0.0136$$

Por lo tanto: sí fluye el acero a compresión

Ver armado propuesto en plano P-2

CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS DE LA TORRE BAJO LA ACCION DE CAR- GAS VERTICALES

Sobre N2 obra una carga uniformemente distribuida de 2969 kg/m =
2.97 ton/m

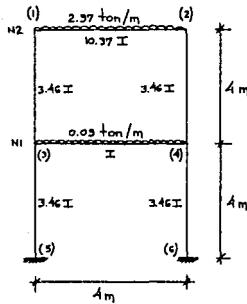
Para el nivel NI suponiendo para la trabe una sección de



entonces $w = 0.25 \times 0.15 \times 2400 = 90 \text{ kg/m} = 0.09 \text{ ton/m}$

Para las columnas se supondrá la siguiente sección





- Inercias.

$$I \text{ muro } N2 = (9 \times 65^3) / 12 = 202\,500 \text{ cm}^4 \text{ (se considera un valor suficiente)}$$

$$I \text{ trabe } NI = (15 \times 25^3) / 12 = 19530 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = (40 \times 40^3) / 12 = 67500 \text{ cm}^4$$

Para el análisis estructural del marco tipo se aplicará el método de Kary.

1o. PASO. Cálculo de los factores de distribución

$$FDA \text{ (factor de distribución angular)} = - \frac{k}{2 \sum k}$$

$$FDL \text{ (factor de distribución lineal)} = - \frac{3}{2} \frac{k}{\sum k}$$

En la tabla V.4 se enlistan los valores numéricos de FD para cada barra.

TAHA V.4 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN ANGULARES Y LINEALES
 PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE KANT

ANGULARES			LINEALES		
ÁNGULO	RIGIDEZ RELATIVA (k)	FD	ENTREPEDO (l)	RIGIDEZ RELATIVA (k)	FD
1-7	10,37/4=2,593	0,375	4-5	3,66/4=0,915	0,75
1-3	3,66/4=0,915	0,125	4-6	3,66/4=0,915	0,75
	SUMA = 3,458			SUMA = 1,73	
	263,458=4,916			(17/3)x(1,73)=1,151	
2-1	10,37/4=2,593	0,375			
2-4	3,66/4=0,915	0,125	ENTREPEDO (l)	RIGIDEZ RELATIVA (k)	FD
	SUMA = 3,458		1-3	3,66/4=0,915	0,75
	263,458=4,916		2-4	3,66/4=0,915	0,75
3-1	3,66/4=0,915	0,210			
3-4	1/4=0,25	0,443			
3-5	3,66/4=0,915	0,210			
	SUMA = 1,90				
	261,99=3,94			SUMA = 1,73	
4-2	3,66/4=0,915	0,210			
4-3	1/4=0,25	0,443			
4-6	3,66/4=0,915	0,210			
	SUMA = 1,79				
	261,99=3,94				

2o. PASO. Cálculo de los momentos de empotramiento.

$$M_{10} = -\frac{wL^2}{12} = -\frac{2.97(4)^2}{12} = 3.96 \text{ ton-m}$$

$$M_{20} = \frac{wL^2}{12} = 3.96 \text{ ton-m}$$

$$M_{30} = -\frac{wL^2}{12} = -\frac{0.09(4)^2}{12} = -0.12 \text{ ton-m}$$

$$M_{40} = \frac{wL^2}{12} = 0.12 \text{ ton-m}$$

3o. PASO. Obtención de momentos de entrepiso.

Valen cero pues no hay fuerzas laterales aplicadas.

4o. PASO. a) No se aplica por la razón anterior.

Ahora se entra a un proceso iterativo hasta alcanzar el equilibrio en los nudos.

b) Se calcula la contribución angular en cada nudo

$$\text{NUDO 1. } m_{1j} = - (PDA)(m_{10} + \sum m_{ji} + \sum \mu_{ij}) \text{ --- (1)}$$

$$\bar{m}_{10} = -3.96 ; \sum m_{ji} = 0 ; \sum \mu_{ij} = 0$$

$$\text{For lo tanto: } 1-2 ; m_{12} = -0.375(-3.96) = 1.485$$

$$1-3 ; m_{13} = -0.125(-3.96) = 0.495$$

NUDO 2. $\bar{M}_{20} = 3.96$; $\sum m_{ji} = 1.485$

Por lo tanto: 2-1 : $m_{21} = -0.375 (1.485 + 3.96) =$
 $- 2.0419$

2-4 : $m_{24} = -0.125 (1.485 + 3.96) =$
 $- 0.6806$

NUDO 3. $\bar{M}_{30} = -0.12$; $\sum m_{ji} = 0.495$

Por lo tanto: 3-1 : $m_{31} = -0.218 (-0.12 + 0.495) =$
 $- 0.0817$

3-4 : $m_{34} = -0.063 (-0.12 + 0.495) =$
 $- 0.0236$

3-5 : $m_{35} = -0.218 (-0.12 + 0.495) =$
 $- 0.0817$

NUDO 4. $\bar{M}_{40} = 0.12$; $\sum m_{ji} = -0.6806 - 0.0236 = -0.7042$

Por lo tanto: 4-2 : $m_{42} = -0.218(0.12 - 0.7042) = 0.1273$

4-3 : $m_{43} = -0.063(0.12 - 0.7042) = 0.0368$

4-6 : $m_{46} = -0.218(0.12 - 0.7042) = 0.1273$

Y así sucesivamente después de 5 iteraciones se llega a:

$$\text{NUDO 1. } \bar{M}_{10} = -3.96$$

$$\Sigma m_{ji} = -2.4708 - 0.1633 = -2.6341$$

$$\text{Por lo tanto: } 1-2 : m_{12} = -0.375(-3.96-2.6341) = 2.4727$$

$$1-3 : m_{13} = -0.125(-3.96-2.6341) = 0.8242$$

$$\text{NUDO 2. } \bar{M}_{20} = 3.96$$

$$\Sigma m_{ji} = 2.4727 + 0.1636 = 2.6363$$

$$\text{Por lo tanto: } 2-1 : m_{21} = -0.375(3.96 + 2.6363) = -2.4736$$

$$2-4 : m_{24} = -0.125(3.96 + 2.6363) = -0.8245$$

$$\text{NUDO 3. } \bar{M}_{30} = -0.12$$

$$\Sigma m_{ji} = 0.8242 + 0.0472 = 0.8714$$

$$\text{Por lo tanto: } 3-1 : m_{31} = -0.218(-0.12 + 0.8714) = -0.1638$$

$$3-4 : m_{34} = -0.063(-0.12 + 0.8714) = -0.0473$$

$$3-5 : m_{35} = -0.218(-0.12 + 0.8714) = -0.1638$$

$$\text{NUDO 4. } \bar{M}_{40} = 0.12$$

$$\Sigma m_{ji} = -0.8245 - 0.0473 = -0.8718$$

Por lo tanto: $4-2 : m_{42} = -0.218(0.12 - 0.8718) = 0.1638$

$4-3 : m_{43} = -0.063(0.12 - 0.8718) = 0.0473$

$4-6 : m_{46} = -0.218(0.12 - 0.8718) = 0.1638$

Con estos valores se llega a los momentos finales, sustituyendo en
 $M_{ij} = \bar{M}_{io} + 2^m m_{ij} + m_{ji} + \mu_{ij}$

$M_{12} = -3.96 + 2(2.4727) - 2.4736 = -1.48$

$M_{21} = 3.96 + 2(-2.4736) + 2.4727 = 1.4855$

$M_{13} = 0 + 2(0.8242) - 0.1638 + 0 = 1.4846$

$M_{24} = 0 + 2(-0.8245) + 0.1638 + 0 = -1.4852$

$M_{31} = 0 + 2(-0.1638) + 0.8242 + 0 = 0.4966$

$M_{42} = 0 + 2(0.1638) - 0.8245 + 0 = 0.4969$

$M_{34} = -0.12 + 2(-0.0473) + 0.0473 + 0 = -0.1673$

$M_{43} = 0.12 + 2(0.0473) - 0.0473 + 0 = 0.1673$

$M_{35} = 0 + 2(-0.1638) + 0 = -0.3276$

$M_{46} = 0 + 2(0.1638) + 0 + 0 = 0.3276$

$M_{53} = 0 + 0 - 0.1638 + 0 = -0.1638$

$$M_{64} = 0 + 0 + 0.1638 + 0 = 0.1638$$

En la fig. V.9 se hace un chequeo gráfico del equilibrio en los nudos.

En la fig. V.10 se dan los diagramas de elementos mecánicos correspondientes.

CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS DE LA TORRE BAJO LA ACCION DE CARGAS ACCIDENTALES.

VIENTO. De acuerdo al RCDF los tanques elevados se clasifican de la siguiente manera:

- Dentro del grupo B (según su uso)
- Dentro del tipo 2 (según la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en la estructura)

El mismo reglamento propone la siguiente expresión para calcular el empuje del viento:

$$W = 0.0055 \text{ CAV}^2, (\text{ kg })$$

donde:

C = factor de empuje, adimensional

A = área expuesta, m^2

V = velocidad de diseño, km/hr

Se considerarán los siguientes coeficientes de empuje (muros rectangulares verticales) :

PROBLEMA 12.3

EQUILIBRIO EN LOS PUNOS (CONTEO MEMBRANAS)

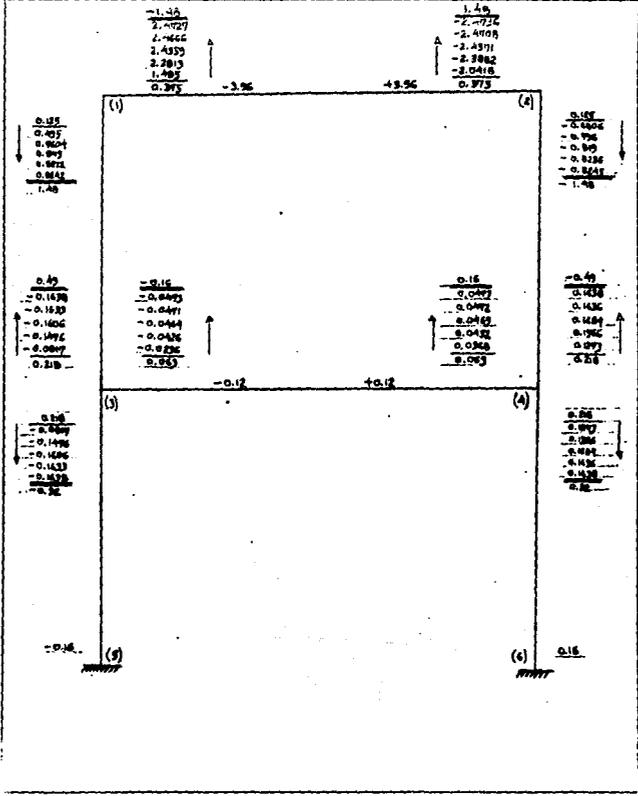
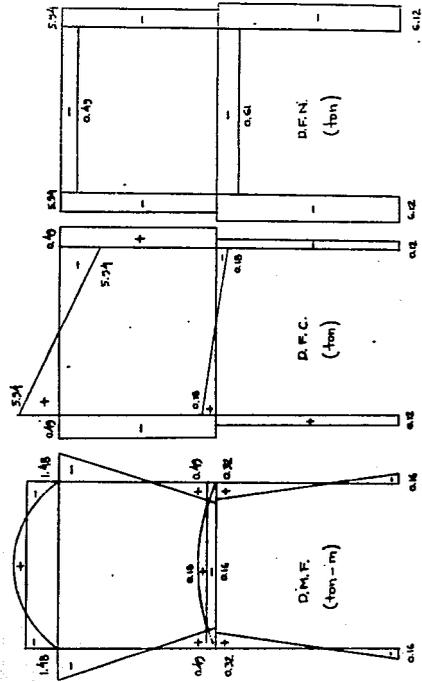


FIGURA 22.10 MARCO TIPO
 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A CARGAS ESTATICAS



C = 0.75 del lado de barlovento

C = -0.63 del lado de sotavento

C = 1.43 para efectos de estabilidad (se analiza como la suma
de los efectos de presión y succión)

Area expuesta, A , se considera la proyección de la construcción sobre un plano vertical.

En este caso será:

$$A = 2x4 + 8 \times 0.40 \times 2 + 3.20 \times 0.25 = 15.20 \text{ m}^2$$

Velocidad de diseño del viento, se considera de 80 km/hr para - - construcciones de hasta 10 m de altura edificadas en terreno plano, como es el caso, multiplicada por el factor de ráfega, 1.3

$$V_{10} = 1.3 \times 80 = 104 \text{ km/hr} \quad ; \quad Z = 10 \text{ m}$$

y la velocidad de diseño está dada por :

$$V = \frac{V_{10}}{10^{1/3}} Z^{1/3} = \frac{V_{10}}{10^{1/3}} 10^{1/3} = V_{10} = 104 \text{ km/hr}$$

Por tanto

$$W = 0.0055 \times 1.43 \times 15.20 \times 104^2 = 1293 \text{ kg} = 1.293 \text{ ton}$$

El centro de gravedad de todo el conjunto cuando el tanque está lleno será :

$$\bar{y} = \frac{(0.08 \times 4 \times 4 \times 2.4)(10.04) + (0.09 \times 2 \times 4 \times 4 \times 2.4)(9) + (2 \times 4 \times 4 \times 1)(9) + (0.11 \times 4 \times 4 \times 2.4)(8.05) + (8 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.4 \times 4)(4) + (3.2 \times 4 \times 0.25 \times 0.15 \times 2.4)(4)}{(3.07 + 6.91 + 32 + 4.22 + 12.29 + 1.15)}$$

$$\bar{y} = \frac{(3.07 \times 10.04) + (6.91 \times 9) + (32 \times 9) + (4.22 \times 8.05) + (12.29 \times 4) + (1.15 \times 4)}{59.64} = \frac{468.74}{59.64} = 7.86 \text{ m}$$

El momento de volteamiento debido al empuje de viento cuando el tanque está lleno será :

$$M_v \text{ viento} = W (\bar{y} + e_v) ; \text{ donde } e_v = 0.05 Z = 0.05 (10) = 0.50 \text{ m}$$

Por lo tanto :

$$M_v \text{ viento} = 1.293(7.86 + 0.50) = 10.81 \text{ ton-m}$$

SISMO. Según el RCDF la estructura es tipo B ; que de acuerdo al proyecto se debe desplantar en el Valle de México en la Zona II o de transición. En el diseño sísmico se aplicará el método estático para estructuras sin acóndices y sin estimar el período fundamental del edificio. Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados son tales que el factor de ductilidad se toma de $Q = 4$ en ambas direcciones ortogonales de análisis, que son idénticas.

De acuerdo con lo anterior y lo estipulado en el art. 240 del RCDF la fuerza P_i aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por :

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_g \sum W_i$$

donde:

P_i = fuerza sísmica aplicada en el nivel i , kg

W_i = peso en el nivel i , kg

h_i = altura sobre el nivel de desplante, m

C_g = coeficiente para diseño sísmico. Se toma como el -
mayor valor entre c/Q y a_o

En este caso $c = 0.20$; $a_o = 0.045$; $c/Q = 0.20/4 = 0.05 >$
 $> a_o = 0.045$

Por lo tanto: $C_{sx} = C_{sy} = 0.05$

- cálculos

W_2

W agua	4x4x2x1	= 32 ton
W tapa tanque	4.12x4.12x0.03x2.4	= 3.26
W muros laterales	16.36x2x0.09x2.4	= 7.07
W losa fondo	4.12x4.12x0.11x2.4	= 4.48
W columnas	4x0.40x0.40x2x2.4	= <u>3.07</u>
	W_2	= 49.88 ton

	W_1	
W columnas	$4 \times 0.40 \times 0.40 \times 4 \times 2.4$	= 6.14 ton
W trabes	$15.88 \times 0.15 \times 0.25 \times 2.4$	= 1.43
	W_1	= 7.57 ton

$$\Sigma W_i = W_1 + W_2 = 49.88 + 7.57 = 57.45 = 57450 \text{ kg}$$

$$W_2 h_2 = 49.88 \times 8 = 399.04$$

$$W_1 h_1 = 7.57 \times 4 = \underline{30.28}$$

$$\Sigma W_i h_i = 429.32 = 429320 \text{ ton-m}$$

entonces:

$$F_1 = \frac{30280}{429320} (0.05)(57450) = 203 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{399040}{429320} (0.05)(57450) = 2670 \text{ kg}$$

El cortante en N2 es igual a 2670 kg y repartiéndolo proporcionalmente a la rigidez de cada marco en la dirección analizada, cada marco toma 1335 kg.

El cortante en N1 es igual a 2873 kg, tomando cada marco 1437 kg.

El momento de volteamiento por efectos de sismo es:

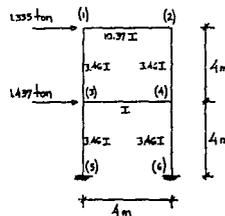
$$M_{v \text{ sismo}} = 2.67(7.86 + 0.50) = 22.32 \text{ ton-m} > 10.81 \text{ ton-m}$$

que comparado con el obtenido por viento resulta mayor, por lo cual el diseño del tanque por la acción de fuerzas horizontales está regido por la acción del sismo.

El análisis del marco tipo se hará por el método de Kary.

1o. PASO. Cálculo de los factores de -- distribución.

Son los mismos que para el análisis por cargas gravitacionales, y se enlistan en la tabla V.4



2o. PASO. Cálculo de momentos de embotamiento.

Como las cargas están aplicadas en los cabezales de la estructura, los momentos de empotramiento valen cero.

3o. PASO. Obtención de momentos de entrepiso.

Este momento es igual a $\frac{Vh}{3}$ por lo tanto:

ENTREPISO

MOMENTO

2

$$\frac{1.335 \times 3}{3} = 1.335$$

1

$$\frac{2.772 \times 3}{3} = 2.772$$

4o. PASO. Se sigue el siguiente orden

a) Se distribuye el valor de $V_h/3$ entre columnas de cada entrevista.

COLUMNA	$-\mu_{ij}$
3-5	$-2.772(0.75) = -2.079$
4-6	$-2.772(0.75) = -2.079$
1-3	$-1.335(0.75) = -1.001$
2-4	$-1.335(0.75) = -1.001$

b) Se calcula la contribución angular en cada nudo

$$\text{NUDO 1. } m_{ij} = -(\text{PDA})(\bar{N}_{io} + \sum m_{ji} + \sum i_j) \text{ --- (1)}$$

$$\text{donde } \bar{N}_{io} = 0$$

Como primera iteración puede suponerse que del paso 4(a) se obtuvo

$$\sum \mu_{ij} = -1.001, \text{ y sustituyendo en (1):}$$

$$1-2 : m_{12} = -0.375 (-1.001) = 0.3754$$

$$1-3 : m_{13} = -0.125 (-1.001) = 0.1251$$

$$\text{NUDO 2. } \sum m_{ji} = 0.3754$$

$$2-1 : m_{21} = -0.375(0.3754 - 1.001) = 0.2346$$

$$\sum \mu_{ij} = -1.001$$

$$2-4 : m_{24} = -0.125(0.3754 - 1.001) = 0.0782$$

(pasos 4a y b)

$$\text{NUDO 3. } \sum m_{ji} = 0.1251$$

$$3-1 : m_{31} = -0.218(0.1251 - 3.08) = 0.6442$$

$$\sum \mu_{ij} = -1.001 - 2.079 =$$

$$-3.08$$

$$3-4 : m_{34} = -0.063(0.1251 - 3.08) = 0.1862$$

$$3-5 : m_{35} = -0.218(0.1251 - 3.08) = 0.6442$$

$$\text{NUDO 4. } \sum m_{ji} = (0.0782 + 0.1862) = 0.2644$$

$$\sum \mu_{ij} = (-1.001 - 2.079) = -3.08$$

$$4-2 : m_{42} = -0.218(0.2644 - 3.08) = 0.6138$$

$$4-3 : m_{43} = -0.063(0.2644 - 3.08) = 0.1744$$

$$4-6 : m_{46} = -0.218(0.2644 - 3.08) = 0.6138$$

c) Se calcula la contribución lineal transversal

$$\text{ENTREPISO I } \mu_{ij} = -(\text{PDL})(Vh/3 + \sum (m_{ij} + m_{ji})) \dots (2)$$

$$\sum m_{ij} = m_{35} + m_{46} = 0.6442 + 0.6138 = 1.258$$

$\sum m_{ji} = 0$ por ser el primer entrepiso

$Vh/3 = 2.772$ (del paso 3) y sustituyendo en (2) :

$$3-5 : \mu_{35} = -0.75(2.772 + 1.258) = -3.0225$$

$$4-6 : \mu_{46} = -0.75(2.772 + 1.258) = -3.0225$$

ENTREPISO II

$Vh/3 = 1.335$ (del paso 3)

$$\sum m_{ij} = m_{13} + m_{24} = 0.1251 + 0.0782 = 0.2033$$

$$\sum m_{ji} = m_{31} + m_{42} = 0.6442 + 0.6138 = 1.258$$

$$1-3 : \mu_{13} = -0.75(1.335 + 0.2033 + 1.258) = -2.0972$$

$$2-4 : \mu_{24} = -0.75(1.335 + 0.2033 + 1.258) = -2.0972$$

Después de este caso, se regresa a calcular las m_{ij} siguiendo nuevamente toda la secuela de cálculo descrita. Con nueve iteraciones se llega a:

$$\text{NUDO 1. } \Sigma \mu_{ij} = -3.7728$$

$$\Sigma m_{ji} = 0.5729 + 1.6571 = 2.23$$

$$1-2 : m_{12} = -0.375(2.23-3.7728) = 0.5785$$

$$1-3 : m_{13} = -0.125(2.23-3.7728) = 0.1928$$

$$\text{NUDO 2. } \Sigma \mu_{ij} = -3.7728$$

$$\Sigma m_{ji} = 0.5785 + 1.6557 = 2.2342$$

$$2-1 : m_{21} = -0.375(2.2342-3.7728) = 0.5769$$

$$2-4 : m_{24} = -0.125(2.2342-3.7728) = 0.1923$$

$$\text{NUDO 3. } \Sigma \mu_{ij} = -3.7728 - 4.5636 = -8.3364$$

$$\Sigma m_{ji} = 0.1928 + 0.4785 = 0.6713$$

$$3-1 : m_{31} = -0.218(0.6713-8.3364) = 1.6709$$

$$3-4 : m_{34} = -0.063(0.6713-8.3364) = 0.4829$$

$$3-5 : m_{35} = -0.218(0.6713-8.3364) = 1.6709$$

$$\text{NUDO 4. } \sum \mu_{ij} = -8.3364$$

$$\sum m_{j1} = 0.1923 + 0.4829 = 0.6752$$

$$4-2 : m_{42} = -0.218(0.6752-8.3364) = 1.6701$$

$$4-3 : m_{43} = -0.063(0.6752-8.3364) = 0.4826$$

$$4-6 : m_{46} = -0.218(0.6752-8.3364) = 1.6701$$

ENTREFISO I

$$Vh/3 = 2.772$$

$$\sum m_{ij} = 1.6709 + 1.6701 = 3.341$$

$$3-5 : \mu_{35} = -0.75(2.772+3.341) = -4.5847$$

$$4-6 : \mu_{46} = -0.75(2.772+3.341) = -4.5847$$

ENTREPISO II

$$Vh/3 = 1.335$$

$$\sum m_{ij} = 0.1928+0.1923 = 0.3851$$

$$\sum m_{j1} = 1.6709+1.6701 = 3.341$$

$$1-3 : \mu_{13} = -0.75(1.335+0.3851+3.341) = -3.7958$$

$$2-4 : \mu_{24} = -0.75(1.335+0.3851+3.341) = -3.7958$$

y aplicando la ecuación $M_{ij} = \bar{M}_{i0} + 2m_{ij} + m_{ji} + \mu_{ij}$ se obtienen los momentos finales:

$$M_{12} = 0 + 2(0.5785) + 0.5769 + 0 = 1.7339$$

$$M_{13} = 0 + 2(0.1928) + 1.6709 - 3.7958 = -1.7393$$

$$M_{21} = 0 + 2(0.5769) + 0.5785 + 0 = 1.7323$$

$$M_{24} = 0 + 2(0.1923) + 1.6701 - 3.7958 = -1.7411$$

$$M_{31} = 0 + 2(1.6709) + 0.1928 - 3.7958 = -0.2612$$

$$M_{34} = 0 + 2(0.4829) + 0.4826 + 0 = 1.4484$$

$$M_{35} = -4.5847 + 2(1.6709) + 0 + 0 = -1.2429$$

$$M_{42} = 0 + 2(1.6701) + 0.1923 - 3.7958 = -0.2633$$

$$M_{43} = 0 + 2(0.4826) + 0.4829 + 0 = 1.4491$$

$$M_{46} = -4.5847 + 2(1.6701) + 0 + 0 = -1.2445$$

$$M_{53} = 0 + 0 + 1.6709 - 4.5847 = -2.9138$$

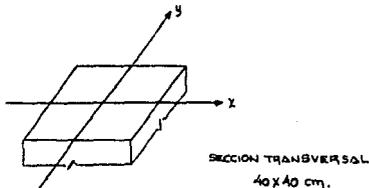
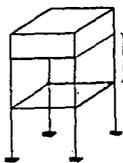
$$M_{64} = 0 + 0 + 1.6701 - 4.5847 = -2.9146$$

En la fig. V.11 se muestra gráficamente el equilibrio de los nudos.

En la fig. V.12 se dan los diagramas de elementos mecánicos correspondientes.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. También se hará según el RCDF.

- Columna N-1 a N-2



p.p. columna = $0.4 \times 0.4 \times 3.875 \times 24 = 1.48 \text{ ton}$

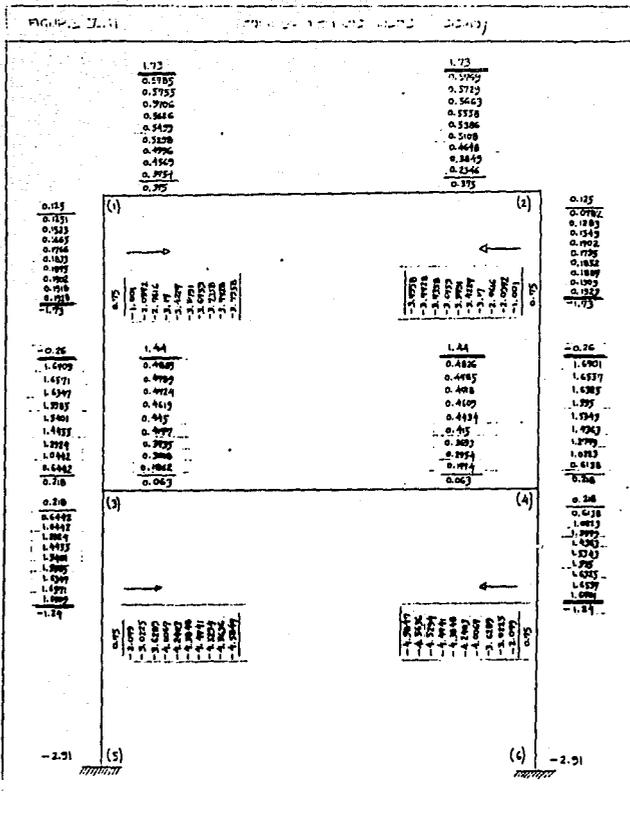
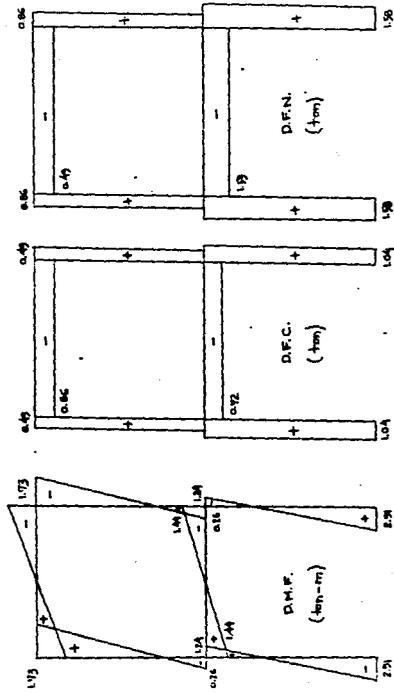


FIGURA 3E.12

MODELO TIPO

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS POR CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)



- Fuerzas internas de diseño

Dirección x=y	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
	$P_u = (5.94+1.48)1.4 = 10.38$ Ton.	$P_u = 10.38$ Ton.
CM+CV	$M_u = 0.49 \times 1.4 = 0.68$ Ton-m	$M_u = 1.48 \times 1.4 = 2.07$ Ton-m
CA(sismo)	$M_u = 0.26 \times 1.1 = 0.28$ Ton-m	$M_u = 1.73 \times 1.1 = 1.90$ Ton-m
		$P_u = 0.86 \times 1.1 = 0.94$ Ton.

- Características de los materiales.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$$

- Constantes.

$$f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \frac{f_y}{f'_c} = \frac{4200}{136} = 30.88 ;$$

$$f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_c f''_c}{1000} = (1600)(0.136) = 217.6$$

ANALISIS EN LA DIRECCION x o y (son simétricas).

- Revisión para ver si pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Se pueden despreciar si $\frac{H'}{r} < 22$ (extremos no restringidos)

$$H = 400 - 12.5 = 387.5 \text{ cm.}$$

mudo superior $\psi = \frac{k \text{ col.}}{k \text{ trab.}} = 0$ (por ser los muros del tanque mucho más rígidos que la columna)

$$\text{mudo inferior } \psi = \frac{\frac{213,000 \times 2}{387.5}}{\frac{19,531}{360}} = \frac{550 \times 2}{54} = \frac{1100}{54} = 20.37$$

de la fig. 1.1 (b) (Normas Técnicas); $k = 1.82$; $H' = kH = 1.82 \times 387.5 = 705 \text{ cm.}$

$$r = 0.3h = 0.3(40) = 12 \text{ cm.}$$

$\frac{H'}{r} = 705/12 = 58 > 22$ por lo tanto deben considerarse los efectos de esbeltez.

- Cálculo del factor de amplificación: $F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$

$$\sum P_u = 4 \times 10.38 = 41.52 \text{ Ton.}$$

$$P_c = F_R \pi^2 EI / (H')^2 = (0.85 \times \pi^2 \times 1.03 \times 10^{10}) / (705)^2 = 173852 \text{ kg.}$$

$$\sum P_c = 4 \times 174 = 696 \text{ Ton.}$$

$$EI = 0.4 (E_c \times I_g) / (1+u) = 0.4 (10,000 \sqrt{200} \times 213333) / (1+0.17) = 1.03 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$I_g = (40 \times 40^3) / 12 = 213333 \text{ cm}^4; \text{ supóngase } u = 0.68 / (2.07 + 1.90) = 0.17$$

$$\text{por tanto } F_a = 1 / (1 - (41.52/696)) = 1.063$$

DIMENSIONAMIENTO (en el extremo superior, por ser ahí mayores los momentos por CM+CV+CA)

Efectos gravitacionales $P_u = 10.38 \text{ Ton.}$; $e_{ax} = e_{ay} = 0.05 \times 40 = 2 \text{ cm.}$

en la dirección x $M_u = 2.07 + P_u e_{ax} = 2.07 + (10.38 \times 0.02) =$
 $= 2.27 \text{ Ton-m}$

en la dirección y $M_u = 2.07 + P_u e_{ay} = 2.07 + (10.38 \times 0.02) =$
 $= 2.27 \text{ Ton-m}$

Efectos del componente x del sismo $P_u = 0.94 \text{ Ton}$; $M_u = 1.90 \text{ Ton-m}$

Efectos del componente y del sismo $P_u = 0.94 \text{ Ton}$; $M_u = 1.90 \text{ Ton-m}$

- Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal en la -
dirección x ;

$P_u = 10.38 + 0.94 = 11.32 \text{ Ton.}$

$M_{2x} = 2.27 + 1.90 = 4.17 \text{ Ton-m}$; $M_{cx} = F_a M_{2x} = (1.063 \times 4.17) = 4.43 \text{ Ton-m}$

$M_y = 2.27 + 0.5 \times 1.90 = 3.22 \text{ Ton-m}$ $M_{cy} = F_a M_y = (1.063 \times 3.22) = 3.42 \text{ Ton-m}$

La columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos -
siguientes:

$P_u = 11.32 \text{ Ton}$; $e_x = 4.43 / 11.32 = 0.39 \text{ m}$; $e_y = 3.42 / 11.32 = 0.30 \text{ m}$

Aplicación por tanteos de la ecuación:

$$P_R = 1 / (1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{Ro})$$

Tanteo I. Supóngase $p = 0.01$; $A_s = p b h = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$

$$P_{Ro} = P_R (A_c f_c'' + A_s f_y) = 0.85(217.6 + 16 \times 4.2) = 242 \text{ Ton.}$$

Para calcular P_{Rx} y P_{Ry} supóngase el refuerzo distribuido en la periferia y $d/h = 0.9$

$$q = p(f_y/f_c'') = 0.01 \times 30.88 = 0.309 \quad ; \quad e_x/h_x = 39/40 = 0.975 \quad ;$$

de fig. 9 de Ayudas de Diseño $k = 0.18$

$$P_{Rx} = k^2 P_R b h f_c'' = 0.18 \times 0.85 \times 217.6 = 33.3 \text{ Ton.}$$

$$e_y/h_y = 30/40 = 0.75 \rightarrow k = 0.27 \quad ; \quad P_{Ry} = (0.27)(0.85)(217.6) = 49.9 \text{ Ton.}$$

$$P_R = (1/33.3 + 1/49.9 - 1/242)^{-1} = 21.7 > 11.3 \text{ Ton.}$$

como $P_R/P_{Ro} = 21.7/242 = 0.09 < 0.1$ se debe emplear la expresión:

$$M_{ux}/M_{Rx} + M_{uy}/M_{Ry} \leq 1.0$$

Para $p = 0.01$; $A_s = 16 \text{ cm}^2$; $P_{Ro} = 242 \text{ Ton.}$

$$M_{Rx} = (242)(39) = 9440 \text{ Ton-cm} \quad ; \quad M_{Ry} = (242)(30) = 7260 \text{ Ton-cm}$$

$d/h = 0.9$; $q = 0.309$; $e_x/h_x = 0.975$; de fig. 9 de Ayudas de Diseño $\rightarrow R = 0.18$

$$M_{ux} = R P_R b h^2 f_c'' = (0.18)(0.85)(40)^3(0.136) = 1332 \text{ Ton-cm}$$

$$e_y/h_y = 0.75 \rightarrow R = 0.194 \quad ; \quad M_{uy} = R P_R b h^2 f_c'' = (0.194)(0.85)(40)^3(0.136) = 1435 \text{ Ton-cm}$$

entonces $1332/9440 + 1435/7260 = 0.34 < 1$

Tanteo 2. $p = 0.005$; $A_s = pbh = (0.005)(1600) = 8 \text{ cm}^2$

$P_{Ro} = 0.85(217.6 + (8)(4.2)) = 213 \text{ Ton.}$

$M_{Rox} = (213)39 = 8307 \text{ Ton-cm}$; $M_{Ry} = (213)(30) = 6390 \text{ Ton-cm}$

$q = (0.005)(30.88) = 0.154$; $e_x/h_x = 0.975 \rightarrow R = 0.105$;

$M_{ux} = (0.105)(0.85)(40)^3(0.136) = 777 \text{ Ton-cm}$

$e_y/h_y = 0.75 \rightarrow R = 0.122$;

$M_{uy} = (0.122)(0.85)(40)^3(0.136) = 902 \text{ Ton-cm}$

$777/8307 + 902/6390 = 0.23 < 1$ por tanto se acepta $p = 0.005$

$A_s = 8 \text{ cm}^2$ (vues $p_{min} = 20/f_y = 20/4200 = 0.0047$)

La revisión en el sentido Y no será necesaria debido a la simetría en ambas direcciones.

- Armado $A_s = 8 \text{ cm}^2$, se emplearán 4 Vs # 5 = 7.92 cm^2

estribos $\left\{ \begin{array}{l} 850/\sqrt{4200} (1.59) = 21 \text{ cm (Vs # 5)} ; \text{ úsese } 20 \text{ cm} \\ 48(0.79) = 38 \text{ cm (estr. # 2.5)} \\ = 40 \text{ cm (la menor dimensión de la secc. tsval. de la columna)} \end{array} \right.$

por tanto se usarán E 5/16" # @ 20 cm (ver croquis en plano P-2)

- DISEÑO DE COLUMNA N-0 a N-1. Se mantiene constante la sección transversal (40x40) cm.
p.p. = 1.48 Ton

- Fuerzas internas del diseño

Dirección x o y	EXTREMO INFERIOR	EXTREMO SUPERIOR
	$P_u = (6.12+1.48)1.4 = 10.64 \text{ Ton}$	$P_u = 10.64 \text{ Ton}$
CM+CV	$M_u = 0.16 \times 1.4 = 0.22 \text{ Ton-m}$	$M_u = 0.32 \times 1.4 = 0.45 \text{ Ton-m}$
CA (sismo)	$M_u = 2.91 \times 1.1 = 3.20 \text{ Ton-m}$	$M_u = 1.24 \times 1.1 = 1.36 \text{ Ton-m}$
		$P_u = 1.58 \times 1.1 = 1.74 \text{ Ton-m}$

- Las características de los materiales son las mismas.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN x o y.

$$H = 387.5 \text{ cm}$$

$$\text{rudo superior } \psi = 20.37$$

; de fig. I.1 b de Normas Técnicas RCDF

$$\text{rudo inferior } \psi = 0$$

$$k = 1.82$$

$$\text{por tanto } H^* = kH = 1.82 \times 387.5 = 706 \text{ cm}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 40 = 12 \text{ cm}$$

$H^*/r = 706/12 = 58 > 22$; se deben considerar efectos de esbeltez.

-Cálculo del factor de amplificación

$$\Sigma P_u = 4 \times 10.64 = 42.56 \text{ Ton.}$$

$$I_g = (40 \times 40^3) / 12 = 213,333 \text{ cm}^4 ; u = 0.22 / (0.45 + 1.36) = 0.12$$

$$EI = 0.4 (10,000 / 200) \times 213,333 / (1 + 0.12) = 2.69 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = (0.85 \times \pi^2 \times 2.69 \times 10^{10}) / 705^2 = 454,040 \text{ kg.}$$

$$\Sigma P_c = 4 \times 454 = 1816 \text{ Ton.}$$

$$P_a = (1 / (1 - (42.56 / 1816))) = 1.024$$

DIMENSIONAMIENTO (en el extremo inferior, por ser ahí mayores los momentos por CM+CV+CA)

Efectos gravitacionales $P_u = 10.64 \text{ Ton} ; e_{ax} = e_{ay} = 0.02 \text{ m.}$

en la dirección X $M_u = 0.22 + P_u e_{ax} = 0.22 + 10.64 \times 0.02 = 0.43 \text{ Ton-m}$

en la dirección Y $M_u = 0.22 + P_u e_{ay} = 0.22 + 10.64 \times 0.02 = 0.43 \text{ Ton-m}$

Efectos del componente X del sismo = componente Y :

$$P_u = 1.74 \text{ Ton} ; M_u = 3.20 \text{ Ton-m}$$

-Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal en la dirección X :

$$P_u = 10.64 + 1.74 = 12.38 \text{ Ton}$$

$$M_{2x} = 0.43 + 3.20 = 3.63 \text{ Ton-m} ; M_{cx} = P_a M_{2x} = 1.024 \times 3.63 = 3.72 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 0.43 + 0.5 \times 3.20 = 2.03 \text{ Ton-m} ; M_{cy} = P_a M_y = 1.024 \times 2.03 = 2.08 \text{ Ton-m}$$

La columna se dimensionará por flexocompresión con los datos siguientes:

$$P_u = 12.38 \text{ Ton} ; e_x = 3.72 / 12.38 = 0.30 ; e_y = 2.08 / 12.38 = 0.17$$

Aplicando por tanteos la fórmula de Bresler:

$$\text{Tanto I. Supóngase } p = 0.005 ; A_g = pbh = (0.005)(40)^2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = P_R (A_g f'_c + A_s f'_y) = 0.85 (217.6 + 8 \times 4.2) = 213.5 \text{ Ton}$$

Suponiendo el refuerzo distribuido en la periferia y $d/h = 0.9$

$q=0.005 \times 30.88=0.154$; $e_x/h_x=30/40=0.75$; de fig. 9 de Ayudas de Diseño :

$$k=0.16$$

por tanto $P_{ax} = 0.16 \times 0.85 \times 217.6 = 29.6$ Ton.

$e_y/h_y=17/40=0.43$, de fig. 9 $\rightarrow k=0.37$ y $P_{ay}=0.37 \times 0.85 \times 217.6=68.4$ Ton

$$P_R = (1/29.6 + 1/68.4 - 1/213.5)^{-1} = 22.87 > 12.38 \text{ ton}$$

$P_R/P_{RD} = 22.87/213.5 = 0.107 > 0.10$ por tanto se continúa aplicando la

fórmula de Bresler, pero como el porcentaje mínimo de acero es $20/t_y = 20/4200=0.00476$ entonces $p=0.005$ resulta un valor apropiado. La revisión en el sentido Y no será necesaria.

-Armado $A_s = 8 \text{ cm}^2$; 4 Vs. # 5

$$E \begin{cases} 850/\sqrt{4200} (1.59) = 21 \text{ cm. (Vs. #5)}; \text{ úsese } 20 \text{ cm.} \\ 48(0.79) = 38 \text{ cm. (estr. # 2.5)} \\ 40 \text{ cm. (la menor dimensión de la secc. tsvgl.)} \end{cases}$$

$\therefore E \text{ } 5/16" \phi @ 20 \text{ cm.}$

Arriba y abajo de cada unión de columna con trabe o losa, medida a partir del plano de intersección, la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

$$\begin{cases} \text{dim. tsvgl. máx.} = 40 \text{ cm.} \leftarrow \text{rige} \\ 387.5/6 = 64 \text{ cm.} \\ 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

\therefore en esas zonas se colocarán E # 2.5 @ 10 cm. Ver plano P-2.

DISEÑO DE TRABE TIPO N-1

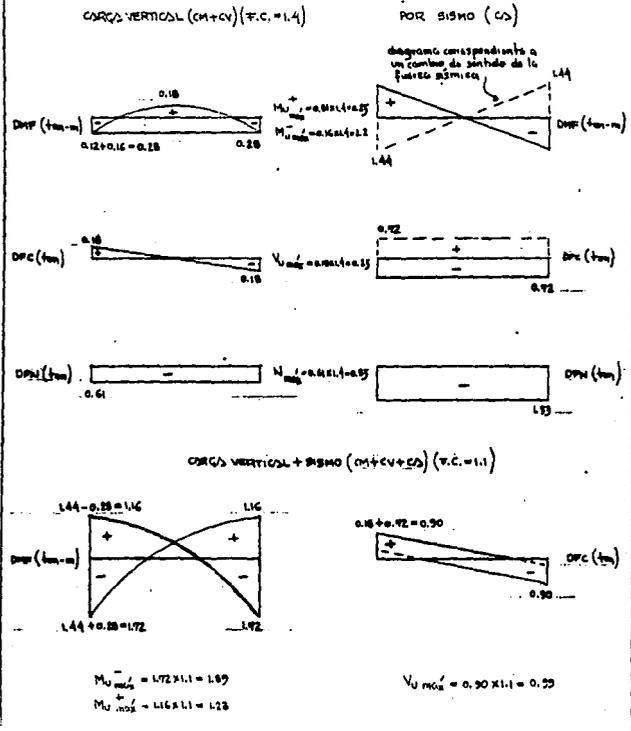
Los diagramas de elementos mecánicos se dan en la

figura V.13

-Valores de los elementos mecánicos de diseño

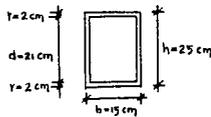
$$M_{u(-)} = 1.89 \text{ Ton-m}; M_{u(+)} = 1.28 \text{ Ton-m}; V_u = 0.99 \text{ Ton}$$

FIGURA 3.13 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE TRILIZE TIPO II-1



-Diseño de la trabe como simplemente armada (por momento flexionante).

Por momento negativo



$$\begin{aligned} M_u &= 1.89 \text{ Ton-m} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''_c &= 160 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*_c &= 136 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$pb = f''_c / f_y \times 4800 / (f_y + 6000) = (136 / 4200) (4800 / 10200) = 0.0152$$

$$p_{máx} = 0.75pb = 0.75 \times 0.0152 = 0.0114$$

$$p_{mín} = (0.7 / \sqrt{f'_c}) / f_y = (0.7 / \sqrt{200}) / 4200 = 0.00236$$

-Cálculo de la cuantía p.

$$M_u / bd^2 = (1.89 \times 10^5) / (15 \times 21^2) = 28.57 \text{ y de la fig. 2 de Ayudas de Diseño}$$

$$p = 0.0087$$

y puesto que $0.00236 < 0.0087 < 0.0114$ se acepta p

$$A_s = pbd = 0.0087 \times 15 \times 21 = 2.74 \text{ cm}^2 ; \text{ se propone 4 Vs. } \# 3 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Por momento positivo

$$M_u = 1.28 \text{ Ton-m} ; M_u / bd^2 = 1.28 \times 10^5 / 15 \times 21^2 = 19.35 \text{ y de la fig. 2 de las Ayudas de Diseño } p = 0.0055$$

$$0.00236 < 0.0055 < 0.0114 \therefore \text{ se acepta } p = 0.0055$$

$$A_s = pbd = 0.0055 \times 15 \times 21 = 1.73 \text{ cm}^2 ; \text{ se propone 4 Vs. } \# 2.5 = 1.96 \text{ cm}^2$$

Ver sección en plano P-2

-Diseño por fuerza cortante.

Fuerza cortante que toma el concreto

Se tomará $A_g = 2.84 + 1.96 = 4.80 \text{ cm}^2$ pues el acero longitudinal se correrá a todo lo largo de la trabe.

$$\begin{aligned}
 p &= A_b/bd = 4.80/(15 \times 21) = 0.0152 > 0.01 \therefore V_{cR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = \\
 &= 0.5 \times 0.8 \times 15 \times 21 \times \sqrt{160} = \\
 &= 1593 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

$V_{u \text{ máx}} = 0.99 \text{ Ton} = 990 \text{ kg} < V_{cR} = 1593 \text{ kg}$ y como $Q = 4$ debe suministrarse

un refuerzo mínimo por tensión diagonal como se muestra en el plano P-2.

DISEÑO DE LA CIMENTACION .

Se proponen zapatas puesto que la capa superficial del terreno es resistente y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura le transmitirá. El suelo es de arcilla homogénea. Se pretende desplantar a 1.00 m de profundidad, $D_f \text{ mín} = 1.00$ (abajo de la capa vegetal). $\gamma \text{ m suelo} = 1.3 \text{ Ton/m}^3$.

- Cálculo del peso de la estructura bajo la condición más desfavorable de tanque lleno considerando CM + CV.

W losa cubierta	4.18x4.18x0.08x2.4	= 3.35 Ton
W muros	4.18x2x0.09x2.4x2+4x2x0.09x2.4x2	= 7.07
W losa fondo	4.18x4.18x0.11x2.4	= 4.61
W columnas	0.4x0.4x8x2.4x4	= 12.29
W trabes N-1	3.38x0.15x0.25x2.4x4	= 1.21
W estructura		<u>28.53 Ton</u>
W contratraves (sup)		= 14.52
W zapata (sup)		<u>= 6.35</u>
W subestructura		29.87 Ton
W agua	4x4x2	= 32 Ton
		<u>W total 81.40 Ton</u>

$$\bar{w} = w/A_p = 81.40/4.18^2 = 4.66 \text{ Ton/m}^2$$

El tanque se desplantará en el Valle de México. No hay estructuras colindantes. En la zona existe, según se sabe, un estrato compresible con espesor medio entre 1 y 20 m., por lo cual el gradiente se localiza en la Zona II.

Con la información anterior: $D_f = 1 \text{ m}$, $\bar{w} = 4.66 \text{ Ton/m}^2$, -- Zona II; del RCDP se concluye que los requisitos mínimos para la -- investigación del subsuelo de cimentación serán (art. 262, Zona II, -- caso B₁₁) :

- 1) Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía, -- la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índice de los materiales encontrados. La -- profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura, exceto cuando el estrato -- -- -- -- -- resible se encuentra a una profundidad menor en cuyo caso ésta será la profundidad del sondeo.
- 2) Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índice, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario, muestreo inalterado -- y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés.
- 3) En caso de no realizar las investigaciones de los dos incisos anteriores, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 Ton/m^2 bajo zapatas ni de 2 Ton/m^2 bajo cimentaciones que abarquen más del 50% del área cubierta. Además, deberá poder comprobarse que estruc-

turas que se encuentren en la vecindad con cimentación del mismo tipo e incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados, han tenido un comportamiento satisfactorio.

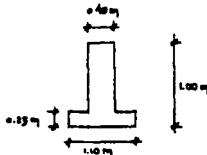
- 4) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.

De acuerdo al inciso (3) se comprobó que estructuras vecinas tuvieron un comportamiento satisfactorio para incrementos netos de presión del orden o mayores que el considerado :

$$w_n = w_t - \int D_x = 4.66 - (1.3)(1) = 3.36 \text{ Ton/m}^2$$

Se propone cimentar sobre contratraves apoyadas en una zapata corrida. El dimensionamiento se hará por tanteos de manera que la combinación de acciones más desfavorable, CM + CV + CA, produzca un esfuerzo máximo de compresión menor o igual al incremento neto de presión admisible de 5 Ton/m^2 y además no se deben presentar tensiones.

Se propone la siguiente sección de la zapata :



$$\text{Area de cimentación} = 2(4.83 \times 1.10) + 2(2.63 \times 1.10) = 16.63 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{p.p. contratraves} &= [2(4.18 \times 1.00 \times 0.40) + 2(3.38 \times 1.00 \times 0.40)] = \\ &= 6.048 \times 2400 = 14,515 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{p.p. zapata} &= [2(4.88 \times 0.35 \times 0.25) + 2(4.18 \times 0.35 \times 0.25)] + 2 \times \\
 &\quad \times (3.38 \times 0.35 \times 0.25) + 2(2.68 \times 0.35 \times 0.25) \times 2,400 = \\
 &= 6,350 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\text{Carga vertical total} = 28.53 + 20.87 + 32 = 81.40 = 81,400 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{I}_{cxx} = \bar{I}_{cyy} &= 2 \left[\left((4.88 \times 1.10^3) / 12 \right) + (4.88 \times 1.10 \times 1.89^2) \right] + \\
 &\quad + 2 \left((1.10 \times 2.68^3) / 12 \right) = 42.96 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momento de volteo por sismo en el desplante :

$$M_v = 2.6700(7.86 + 0.50) = 22.321 = 22,321 \text{ Kg-m}$$

El esfuerzo producido en el terreno será :

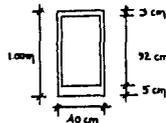
$$\begin{aligned}
 f_{\text{máx}} &= 81400 / 16.63 + 22321 / 42.96 \times 2.44 = 6163 = 6.16 - 1.3 = \\
 &= 4.86 < 5 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

por tanto se acepta la sección propuesta

-Contratrabe de cimentación.

Se considera cargada uniformemente con la carga equivalente que produciría el esfuerzo máximo descontando el peso propio de la contratrabe y de la zapata (el cálculo es el mismo en ambos sentidos por la simetría)

$$f_{\text{máx}} = 60530 / 16.63 + 22321 / 42.96 \times 2.44 = 4908 \text{ Kg/m}^2$$



$$\omega = 4908 \times 0.40 = 1,963 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(-)} = (1963 \times 3.78^2) / 12 = 2337 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} = (1963 \times 3.78^2) / 8 = 3506 \text{ Kg-m}$$

Los datos para diseño son los mismos que para la trabe N-1 .

- Por momento negativo :

$$2.34 \times 10^5 / 40 \times 92^2 = 0.69 ; \therefore \text{rige } p_{\min} = 0.00236$$

$$A_g = pbd = 0.00236 \times 40 \times 92 = 8.68 \text{ cm}^2 ; 7 \text{ Vs No. 4} = 8.89 \text{ cm}^2$$

- Por momento positivo :

$$3.51 \times 10^5 / 40 \times 92^2 = 1.04 \therefore \text{rige } p = 0.00236 ;$$

$$A_g = 8.68 \text{ cm}^2 ; 7 \text{ Vs No. 4}$$

- Revisión por fuerza cortante

$$\text{Fuerza cortante que toma el concreto. Se tomará } A_g = 2(8.89) = \\ = 17.78 \text{ cm}^2$$

$$p = A_g / bd = 17.78 / (40 \times 92) = 0.0048 < 0.01$$

$$\therefore V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 40 \times 92 \times (0.2 + 30 \times 0.0048) \sqrt{160} = \\ = 12810 \text{ kg.}$$

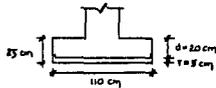
$$V_u \text{ máx} = \omega l / 2 = (1963 \times 3.78) / 2 = 3710 < 12810 \text{ kg.}$$

Se suministrará un refuerzo mínimo por tensión diagonal como se muestra en el plano P-2 .

- Zapata.

Se considera una faja de 1 m de ancho y actuando el esfuerzo máximo, descontando el peso propio de la zapata.

$$f_{m\acute{a}x} = (75050/16.63) + (22321/42.96) \times 2.44 = 5781 \text{ kg/m}^2$$



$$\omega = 5781 \times 1 = 5781 \text{ kg/m} = 5.8 \text{ ton/m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = (5.8 \times 0.55^2) / 2 = 0.877 \text{ ton-m}$$

$$M_R / bd^2 = (0.877 \times 10^5) / (100 \times 20^2) = 2.19$$

$$\therefore \text{rige } \rho_{m\acute{i}n} = 0.00236$$

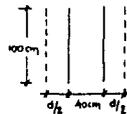
$$A_s = \rho_{bd} = 0.00236 \times 100 \times 20 = 4.72 \text{ cm}^2 ; 7 \text{ Vs No. 3} = 4.97 \text{ cm}^2$$

- Revisión por tensión diagonal (como viga encha; la sección crítica - está a un paralte d del paño de la contratraba).

$$\begin{aligned} p &= 4.97 / (100 \times 20) = 0.002485 < 0.01 \therefore V_{CR} = \frac{F_R}{bd} (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} = \\ &= 0.8 \times 100 \times 20 (0.2 + 30 \times 0.002485) \sqrt{160} = 5557 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$V_u = (0.35 - 0.20) \times 5.8 = 0.87 = 870 \text{ kg} < V_{CR} \therefore \text{se acepta}$$

- Revisión por penetración.



Perímetro de la sección crítica = $2(1) = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

Area de la sección crítica = $2(0.2) = 0.40 \text{ m}^2 = 4000 \text{ cm}^2$

$V_u = 5781 \text{ kg}$; $v_u = 5781/4000 = 1.45 \text{ kg/cm}^2$

$V_{CR} = F_R \sqrt{f'_c} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 > v_u \therefore \text{se acepta}$

- Refuerzo por temperatura (según R.C.D.F.)

$A_B = \text{pbd} = 0.004 \times 110 \times 20 = 8.80 \text{ cm}^2$; 7 Vs. No. 4 = 8.89 cm^2

Ver armado en plano P-2

V.3 TANQUES SUBTERRANEOS .

ASPECTO GEOTECNICO. Desde este punto de vista el problema fundamental que hay que afrontar es el de la flotación de la estructura, debido a que el peso del terreno excavado supera al peso de la misma. La solución más corriente consiste en incrementar el relleno sobre el tanque hasta compensar la diferencia. No obstante, en el presente caso se ha optado por calcular la expansión elástica total que experimentará la excavación, sobre excavar en esa misma magnitud, y dar el tiempo suficiente para que el suelo alcance el 100% de expansión; después se procede a construir.

En cuando al empuje de tierras que se ejerce sobre el muro lateral, en este caso resultó favorable, pues prácticamente anula la tensión circunferencial debida al empuje del agua, reduciéndose así el espesor de muro requerido y el área de acero. Por ser el tanque muy rígido en comparación con el suelo, se considera el empuje de tierras correspondiente a la condición de reposo.

Quando se deslanta por debajo del nivel de aguas freáticas, - para evitar empujes excesivos por subpresión sobre la losa de cimentación será necesario colocar drenes que alivien la subpresión. -- Cuando no hay riesgo de contaminación, se puede permitir el paso del agua freática al interior del tanque a través de válvulas, las cuales se cierran cuando la diferencia de carga se da en la dirección inversa.

ASPECTO ESTRUCTURAL. Los depósitos pequeños se construyen usualmente de forma circular. Si son de concreto reforzado se diseñan de manera que la presión del agua sea tomada por tensión en el refuerzo circunferencial, mientras que el empuje de la tierra que rodea al tanque es tomado por compresión circunferencial en el concreto. Esto es válido para tanques descubiertos.

En tanques cubiertos el diseño depende parcialmente del tipo de cubierta usada. Las paredes se diseñan en primer término para el empuje de tierras a depósito vacío, y para el empuje del arco cuando la cubierta es un casquete. Cuando se emplea una cubierta plana las paredes pueden ser soportadas en el remate por la cubierta si el tanque no es muy grande. En el presente caso, puesto que la losa plana de cubierta es reforzada no se consideró adecuado servirse de ella para apoyar el muro lateral, pues al reforzar los tendones también se inducirán momentos fuertes al muro, que pueden resultar peligrosos. Pero cuando ello es posible resulta muy conveniente, pues los muros actuarán como vigas y serán más económicos que cuando actúan como paredes de contención en cantiléver.

Las cubiertas de concreto pueden diseñarse ya sea en forma de cascarrón de concreto simple, losas planas de concreto reforzado o bien, como sistemas de trabes. En este ejemplo se optó por una losa plana reforzada, pues el claro a cubrir es grande para emplear con

creto reforzado, el cual daría lugar a deflexiones excesivas. En cambio, el concreto presforzado, debido a la contraflecha que se induce con el presfuerzo, produce deflexiones prácticamente nulas, y con ello también se eliminan las grietas. Por otra parte el uso de tendones curvos postensados, que es el caso aquí tratado, ayudará a soportar parte del esfuerzo cortante en la losa. Además, la recompresión en el concreto tiende a reducir la tensión diagonal. Así es posible emplear una sección menor en el concreto presforzado para soportar la misma magnitud de esfuerzo cortante exterior en la losa (8). En el concreto presforzado se requiere concreto de alta resistencia para armonizar con el acero de alta resistencia a fin de obtener proporciones económicas.

Se acostumbra también colocar un relleno de tierra sobre la cubierta con el fin de proteger al concreto y mantener una temperatura más uniforme en el agua.

EJEMPLO. Se pretende construir un tanque para almacenamiento y regularización de agua potable, subterráneo, según se muestra en el plano P-3. Se propone un diámetro interior de 15 m, con un tirante máximo de 4 m, por lo cual tendrá una capacidad de:

$$\text{Vol.} = \pi R^2 H = 3.1416 \times 7.5^2 \times 4 = 707 \text{ m}^3$$

Las dimensiones tentativas para cada elemento estructural también se indican en el plano P-3. En el diseño se ha tratado de combinar de la mejor manera posible el concreto reforzado con el presforzado. Se construirá en zona no sísmica.

DISÑO DE LA LOSA DE CUBIERTA.

Será plana sin sobortes interiores, -
discontinua deslizante respecto al mu

ro lateral. Se diseñará como postensada no adherida para el momento radial, y como reforzada para el momento tangencial. Para el cálculo de la carga total que debe soportar la losa se supondrá un relleno de tierra de espesor = 23 cm, un espesor de losa de 25 cm y una carga viva de 499 kg/m^2 (9).

Entonces :

$$\begin{array}{l}
 \text{CM.} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{losa cubierta} \quad 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{relleno tierra} \quad 0.23 \times 1700 = 391^* \\
 \text{CV. carga viva} \quad \quad \quad = 499 \\
 \hline
 p = 1490 \text{ kg/m}^2
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$^* (\rho_{\text{arena suelta}} = 1700 \text{ kg/m}^3)$$

- Datos .

$$p(\text{condición inicial}) = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$p(\text{condición final}) = 1490 \text{ kg/m}^2$$

$$t_{\text{losa}} = 25 \text{ cm}$$

$$t_{\text{muro}} = 10 \text{ cm}$$

$$f_o = 10500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presfuerzo inicial)}$$

$$f_a = 8400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presfuerzo efectivo o de trabajo)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 112.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo admisible máximo de compresión bajo carga de trabajo en la fibra superior) .}$$

$f_b = 126.6 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo admisible máximo de compresión bajo carga de trabajo en la fibra inferior).

No se admitirán esfuerzos de tensión en el concreto.

- Cálculo del momento radial y momento tangencial (según tablas dadas en la ref. 9). Ver tablas V.5 y V.6 .

En resumen se tiene :

MOMENTOS RADIALES(m-kg/m)

M0 (momento condición inicial)	MT (momento condición final)	
MOM.MAX.(+)	4320	10728

Sólo existe una sección crítica por momento positivo a 0.6 R del ξ .

-Diseño de la sección crítica (bajo esfuerzos de trabajo).

Sección bajo momento positivo (diseño preliminar). Se hará según los lineamientos dados en la ref. 3.

Puesto que $M0/MT$ en % = $4320/10728 = 40\% > 30\%$ entonces el cálculo preliminar es necesario hacerlo sólo para MT.

$$F=T= MT/0.65h = (10728 \times 100)/(0.65 \times 25) = 66018 \text{ kg/m}$$

$$A_g = F/f_g = 66018/8400 = 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_c = A_g f_g / 0.50 f_c = F/0.50 f_c = 66018/(0.50 \times 112.5) = 1174 \text{ cm}^2$$
$$1174 \text{ cm}^2 < 100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2$$

-Diseño de la sección(final).

$$r^2 = I/A = h^2/12 = 25^2/12 = 52.08 \text{ cm}^2$$

$$c = h/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$k_t = k_b = h/6 = 25/6 = 4.17 \text{ cm}$$

TAHA 4.5 CÁLCULO DEL MOMENTO RADIAL Y MOMENTO TANGENCIAL
(Suponiendo discontinua la losa y muro)

Para la condición inicial: $p \cdot l^2 = 600 \times (7.5)^2 = 33750 \text{ kg/m}$ y de tabla XIII (ref. 9)

MOMTO	0.0 R	0.1 R	0.2 R	0.3 R	0.4 R	0.5 R	0.6 R	0.7 R	0.8 R	0.9 R	1.0 R
Coef. tabla XII (Radial)	0.875	0.873	0.867	0.857	0.844	0.825	0.801	(0.803)	(0.803)	(0.802)	(0.825)
10.125	0.200	0.197	0.192	0.182	0.168	0.150	0.128	0.107	0.072	0.031	0.000
Coef. tabla XIII (Tangencial)	0.875	0.874	0.871	0.864	0.852	0.835	0.813	0.826	0.811	(0.805)	(0.825)
10.125	0.200	0.199	0.196	0.191	0.181	0.175	0.164	0.151	0.135	0.119	0.100
Momento radial por metro	4,750	4,693	4,600	4,455	4,270	3,984	4,320	3,453	2,410	1,283	0
Momento tangencial por metro	4,750	4,716	4,615	4,466	4,210	3,784	3,570	3,470	3,590	4,016	3,375
Momento radial por ancho de tractor circular	0	461	1,294	1,843	2,260	2,531	2,592	2,410	1,911	1,156	0

0.0 R corresponde al centro y 1.0 R al borde de la losa

TAHA 4.6 CÁLCULO DEL MOMENTO RADIAL Y MOMENTO TANGENCIAL
(Suponiendo discontinua la losa y muro)

Para la condición final: $p \cdot l^2 = 1490 \times (7.5)^2 = 8317 \text{ kg/m}$ y para los mismos coeficientes:

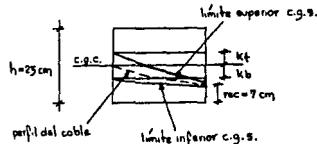
MOMTO	0.0 R	0.1 R	0.2 R	0.3 R	0.4 R	0.5 R	0.6 R	0.7 R	0.8 R	0.9 R	1.0 R
Momento radial por metro	14,742	14,575	14,092	13,281	11,990	10,372	10,778	9,547	6,031	3,185	0
Momento tangencial por metro	14,742	14,677	14,197	13,060	11,521	10,047	10,715	10,051	11,370	12,771	6,381
Momento radial por ancho de tractor circular	0	1,460	3,218	4,574	5,632	6,784	6,537	5,774	4,068	2,354	0

$$F_o = (10500/8400) \times 66018 = 82523 \text{ kg/m} \text{ Se propone : } F = 100,000 \text{ kg/m}$$

$$F_o = 125,000 \text{ kg/m}$$

La posición teórica más baja del c.g.s. (centro de gravedad del acero) es :

$e-k_t = MG/F_o = (4320 \times 100)/125,000 = 3.46 \text{ cm}$, entonces el c.g.s. se localizaría a $12.5 - (3.46 + 4.17) = 4.87 \text{ cm}$. sobre la fibra inferior. Para dar mejor protección al concreto se propone un recubrimiento mínimo de 7 cm. Por tanto, el presfuerzo efectivo requerido, para un brazo de palanca de $12.5 - 7 + 4.17 = 9.67 \text{ cm}$ vale:



$$F = (10728 \times 100)/9.67 = 110941 \text{ kg/m} \times 0.6 = 66565 \text{ kg (ancho sec.crit.real)}$$

$$F_o = 110941 \times 1.25 = 138676 \text{ kg/m} \times 0.6 = 83206 \text{ kg (ancho sección crít. real)}$$

El área de concreto vale: $A_c = F_h/f_t c = (110941 \times 25)/112.5 \times 12.5 = 1972 \text{ cm}^2$

$$A_c = (F_o/f_b) (1 + (e - (MG/F_o))/k_t) = (138676/126.6) \times$$

$$\times (1 + (5.5 - (4320 \times 100)/138676)/4.17) = 1722 < 2500 \text{ cm}^2$$

- Perfil de los cables. Se tabula en la tabla V.7. Gráficamente se da en el plano P-3.

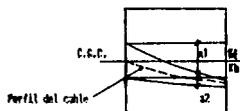
TABLA V.7 PERFIL DE LOS CABLES Y DE CONSIDERAR LOS MOMENTOS DIFERENCIALES (FORMA EL CÍRCULO) DE PROYECTADO 1054 DE DISTRIBUCIÓN

Para un sector circular de 0.40 m (donde se presenta el momento máximo) $F = 41,545 \text{ kg/m}$ y $F_0 = 81,204 \text{ kg/m}$

PUNTO	0,0 R	0,1 R	0,2 R	0,3 R	0,4 R	0,5 R	0,6 R	0,7 R	0,8 R	0,9 R	1,0 R
M_1 (m-kg/m)	0	1,460	3,218	4,574	5,637	6,786	6,437	5,904	4,820	2,846	0
M_0 (m-kg/m)	0	548	1,294	1,843	2,748	2,531	2,592	2,430	1,931	1,154	0
$l_{a1} = M_1 / 100 / F$ (cm)	0	2,47	4,83	6,67	8,46	9,44	9,47	8,79	7,75	4,31	0
$l_{a2} = M_0 / 100 / F_0$ (cm)	0	0,80	1,58	2,23	2,73	3,04	3,12	2,90	2,34	1,37	0
Localización cables (a2+2l1-al1/2) (cm)	4,17	3,33	2,54	1,84	1,31	0,87	0,50	1,13	1,77	2,71	4,17

0 Respecto al límite superior C.C.S.

Para el punto 0,05 R la localización de los cables es a 3,75 cm. del límite superior del C.C.S.



- Espaciamiento de los cables.

Por cada metro de borde de la losa se requiere aplicar un presfuerzo efectivo $F = 66565 \text{ kg/m}$, lo cual se logrará mediante cables formados por 10 alambres de 6.35 mm cada uno, presforzados bajo el sistema Freyssinet. Los cables deberán engrasarse y cubrirse con papel, para que no haya adherencia con el concreto. La resistencia de los alambres a la ruptura es de $17,500 \text{ kg/cm}^2$; $f_o = 10,500 \text{ kg/cm}^2$; $f_s = 8,400 \text{ kg/cm}^2$. El área de cada alambre es 0.32 cm^2 , por lo que cada cable tendrá un área $A_c = 0.32 \times 10 = 3.20 \text{ cm}^2$. El presfuerzo efectivo total por cable es: $3.20 \times 8400 = 26,880 \text{ kg}$.

El número de cables que se requiere por metro es:

$$66565/26880 = 2.48 \text{ cables/metro}$$

$$\text{Perímetro de la losa} = \pi D = 3.1416 \times 15 = 47.12 \text{ m}$$

$$\text{Número total de cables} = 47.12 \times 2.48 = 116.86 \text{ cables ; empléense 117.}$$

Espaciamiento de los cables en el borde:

$$(47.12 \times 100)/117 = 40.27 \text{ cm c.a.c.}$$

- Cálculo del anillo central de sujeción de los cables de presfuerzo (se supone que el acero posee las mismas características que el de presfuerzo).

$$r_{\text{cable}} = \sqrt{(4A/\pi)} = \sqrt{(4 \times 3.20)/\pi} = 2.02 \text{ cm}$$

Se requiere un perímetro para el anillo de $117 \times 2.02 = 236.34 \text{ cm}$

$$P = \pi D ; D = P/\pi = 236.34/3.1416 = 75.23 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow P = 3.1416 \times 75 = 235.62 \text{ cm}$$

Se propone una altura $h = 10 \text{ cm}$ para el anillo :

$$A_{\text{lateral}} = 10 \times 235.62 = 2356.2 \text{ cm}^2$$

La fuerza total máxima que se ejercerá sobre el anillo será:

$$26890 (10500/8400) \times 117 = 3'931,200 \text{ kg}$$

El esfuerzo será : $3'931,200/2356.2 = 1663.45 \text{ kg/cm}^2$

La tensión de zuncho sobre el anillo será :

$$nR = 1663.45 \times 75/2 = 62566.83 \text{ kg/cm}$$

Se requerirá un fresa de sección transversal del anillo de :

$$A_s = nR/f_s = 62566.83/10500 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{espesor} = 5.96/10 = 0.60 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo que el anillo ejercerá sobre el concreto.

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 ; n=10 ; E_c = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 ; E_s = f_o / \epsilon_s :$$

$$\epsilon_s = f_o / E_s = 10500 / 2 \times 10^6 = 0.00525$$

$$\text{Expansión del anillo} = L \times \epsilon_s = 235.62 \times 0.00525 = 1.237 \text{ cm}$$

$$\text{Perímetro expandido del anillo} = 235.62 + 1.237 = 236.86 \text{ cm}$$

$$D = P/\pi = 236.86/3.1416 = 75.39 \text{ cm} :$$

ϵ_c = deformación que experimenta el concreto =

$$= 0.39 / (7.5 - 0.75/2) = 0.39 / 712.5 = 0.000547$$

$$E_c = f_c / \epsilon_c ; f_c = E_c \epsilon_c = (2 \times 10^5)(0.000547) = 109.4 \text{ kg/cm}^2 < 112.5$$

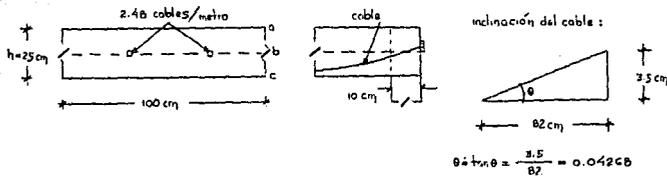
∴ se acepta

Ver croquis del anillo en plano P-3

- Revisión por esfuerzo cortante de la losa de cubierta.

En general, se sabe que las vigas de concreto pretensado, semejantes a las reforzadas, prácticamente no fallan bajo el esfuerzo cortante directo o bajo el de penetración: fallan por el esfuerzo cortante como resultado de los esfuerzos de tensión, conocido como tensión principal en el concreto pretensado.

Se considera una sección de ancho unitario del borde de la losa en la unión con el muro lateral:



$$V = \pi p R^2 / 2 \pi R = pR/2 = (1490 \times 7.5) / 2 = 5580 \text{ kg}$$

$$F/\text{cable} = 26880 \text{ kg}; V_g = 0.04268 \times 2.48 \times 26880 = 2845 \text{ kg}$$

$$V_c = V - V_g = 5580 - 2845 = 2735 \text{ kg}$$

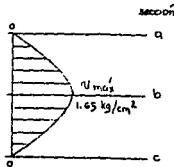
- Cálculo de la distribución de V_c en la sección transversal del concreto.

$$v = V_c Q / I b; I = bh^3 / 12 = (100 \times 25^3) / 12 = 130208 \text{ cm}^4$$

$$f_c = F/A = (2.48 \times 26880) / (100 \times 25) = 26.66 \text{ kg/cm}^2$$

El cálculo de v y S_t (tensión principal) se da en la tabla V.8

Finalmente se llega al siguiente diagrama de distribución de esfuerzos:



$$S_t \text{ permisible} = 0.02-0.03 f'_c = 0.02 (250) = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t = 0.10 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{se acepta}$$

- Revisión por agrietamiento y deflexión de la losa de cubierta.

El RCDP establece los siguientes esfuerzos permisibles:

CONCRETO. Esfuerzos permisibles inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

$$\text{Compresión} \quad 0.60 f'_{ci} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.60 \times 137.5 = 82.5 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

$$\begin{aligned} \text{Tensión en miembros} \\ \text{sin refuerzo en la} \\ \text{zona de tensión} \end{aligned} \quad \sqrt{f'_{ci}} \quad = \quad \sqrt{137.5} = 11.73 \text{ kg/cm}^2 (+)$$

donde:

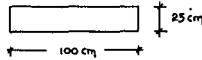
f'_{ci} = resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia (en este caso se propone 7 días)

$$\therefore f'_{ci} = 0.55 f'_c = 0.55 \times 250 = 137.5 \text{ kg/cm}^2$$

ANEXO V.C. CÁLCULO DE ν Y δ PARA REDUCCION DEL ESFUERZO COMPRESIVO
 DE LA LOMA DE CIBOLA

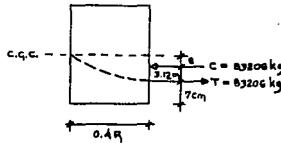
	SECCIONES a y c	SECCION b
Q (cm ³)	0	$100 \times 12,5 \times 4,75 =$ $= 7912,5$
h_c	0	$27,52,356/7912,5$
h ($h_y/c\alpha^2$)		$170206,166$ $= 1,45$
f_c ($h_y/c\alpha^2$)	26,7	26,7
$\nu = \frac{\sqrt{v^2 + (f_c/2)^2} - 1}{\frac{f_c}{2}}$	$\sqrt{0 + (26,7/2)^2} - 26,7/2$ = 0	$\sqrt{1,65^2 + (26,7/2)^2} - 26,7/2$ = 0,16

Esfuerzos reales en el concreto para la sección crítica inmediatamente después de la transferencia.



$$A = 100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2 ; I = bh^3/12 = (100 \times 25^3)/12 = 130,208 \text{ cm}^4$$

$$e = 12.5 - (7 + 3 \cdot 1.2) = 2.38 \text{ cm}$$



$$f = P/A \pm M_c/I$$

$$f = -83206/2500 \pm (83206 \times 2.38 \times 12.5)/130208$$

$$f = -52.29 \text{ kg/cm}^2 \text{ (fibra inferior)}$$

$$f = -14.27 \text{ kg/cm}^2 \text{ (fibra superior)}$$

Comparación de esfuerzos permisibles con reales en la transferencia :

Compresión $-52.29 < -82.5$

Tensión $-14.27 < 11.73$

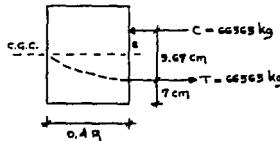
por tanto se acepta la sección.

CONCRETO. Esfuerzos permisibles bajo carga muerta y viva de servicio.

Compresión $0.45 f'_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ kg/cm}^2 (-)$

Tensión $2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{250} = 31.62 \text{ kg/cm}^2 (+)$

Esfuerzos reales para la sección crítica bajo carga muerta y viva de servicio:



$e = (9.67 + 7) - 12.5 = 4.17 \text{ cm}$

$f = -66565/2500 \pm (66565 \times 4.17 \times 12.5) / 130208$

$f = 0.02 \text{ kg/cm}^2$ (fibra inferior)

$f = -53.27 \text{ kg/cm}^2$ (fibra superior)

Comparación de esfuerzos permisibles con reales bajo carga muerta y viva de servicio.

Compresión $-53.27 < -112.5 \text{ kg/cm}^2$

\therefore se acepta la sección

Tensión $0.02 < 31.62 \text{ kg/cm}^2$

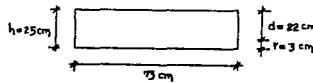
- Cálculo de la losa de cubierta por momento tangencial.

Se calculará co

mo reforzada, según RCDF.

El ajuste a la curva de momento se hará a cada $0.1R = 0.1 \times 7.5 = 0.75$ m

La sección a considerar es la siguiente :



DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = P_y = (f''_c / f_y) (4800 / (f_y + 6000)) = (170 / 4200) (4800 / (4200 + 6000)) = 0.01905$$

$$P_{\text{mín}} = (0.7 \sqrt{f'_c}) / f_y = (0.7 \sqrt{250}) / 4200 = 0.00264$$

El cálculo del acero requerido se puede ver en la tabla V.9

Ver plano P-3

CALCULO DEL MURO LATERAL.

- Empuje de tierras. De la exploración del subsuelo no se encontró el MAP y todo el sondeo se efectuó en seco. Se encontró que el subsuelo está compuesto por arena limpia compacta con $\gamma_d = 2000 \text{ kg/m}^3$. En la fig. V.14 se muestra en corte la excavación para desplantar el tanque. El relleno se hará con la misma arena de la excavación en estado suelto $\gamma_d = 1700 \text{ kg/m}^3$.

Por ser el tanque muy rígido en comparación con el suelo, se con

TABLA N.º 9. CÁLCULO DEL ACREO RESERVIADO POR PERÍODO TÁMPONOAL PARA LA LÍNEA DE EXHIBICIÓN Y SEPARACIÓN Y LÍNEA DE RESERVOIRIO DE VINIJAS

En base a la tabla 2 de los Apudés de Diceno 1 de J. (Normas Técnicas) entrando con $h=0.02$ y $p=0.00$ kg/cm².

INTERVALO DE PRESIONES (kg/cm ²)	h (cm/seg) de 1.50 (1.5 x 0.75)	Pa=Po/ρ = 0.14 (kg/cm ²)	h=0.02 (kg/cm ²)	ρ	RESERVOIRIO P. (kg/cm ²)	h = 0.02 (cm)	No. de V. y separacion (cm)	LONGITUD DE RESERVOIRIO (cm)
0 - 0.1 R	1257	1750	40.49	0.0131	0.02370	26.67	7 No. 7 R 16.5	115
0.1 - 0.2 R	1269	1753	40.25	0.0132	"	25.74	9 No. 6 R 6	97
0.2 - 0.3 R	1279	1746	47.52	0.0133	"	25.57	9 No. 6 R 6.5	97
0.3 - 0.4 R	1284	1690	44.7	0.013	"	21.75	5 No. 8 R 15	151
0.4 - 0.5 R	1344	1619	44.41	0.0141	"	23.27	4 No. 7 R 12.5	115
0.5 - 0.6 R	1400	1560	42.42	0.0132	"	21.78	8 No. 6 R 9.5	97
0.6 - 0.7 R	1639	1443	37.74	0.0122	"	20.13	5 No. 8 R 14.5	151
0.7 - 0.8 R	1972	1309	34.41	0.0111	"	18.32	5 No. 7 R 15	115
0.8 - 0.9 R	2514	1192	32.77	0.0099	"	16.17	4 No. 6 R 12.5	97
0.9 - 1.0 R	3400	1042	28.25	0.0085	"	13.56	7 No. 5 R 11	89

Todo el acreo (reservado) aquí calculado es por acreo positivo, por tanto va colocado en el lado inferior de la losa

siderarán los empujes sobre las paredes correspondientes a la condición de reposo del material, $k_0 = 0.5$

$$\begin{aligned} \text{Entonces } \bar{p}_H = \bar{p}_H &= \gamma_d z k_0 \\ \bar{p}_V = \bar{p}_V &= \gamma_d z \end{aligned} \quad \text{Ver fig. V.15}$$

$$\bar{p}_H = 1700 \times 4.53 \times 0.5 = 3893 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del muro lateral como reforzado (se emplearán las tablas dadas en la ref. 9) (horizontalmente).

Tensión circunferencial en el muro debida al empuje de tierras:

$$\bar{p}_H R = 3893 \times 7.5 = 29197 \text{ kg/m} \quad \text{Ver tabla V.10}$$

De la tabla se obtiene $T_{\text{máx}} = 21606 \text{ kg/m}$

Además:

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.10 f'_c = 0.1 \times 250 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 2 \times 10^6 / 2 \times 10^5 = 10$$

$$c = 0.0003 \text{ (coeficiente de contracción)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

FIGURA 33.14 CORTE ESQUEMATICO DE LAS EJECUCIONES PARA DESPLANTAR EL TANQUE

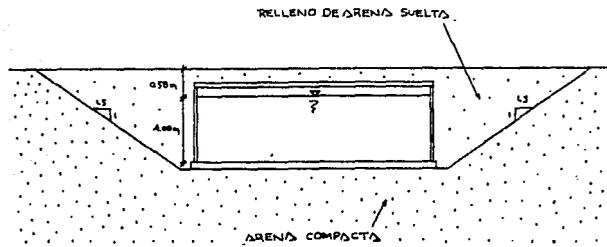


FIGURA 33.15 EMPUJE DE TIERRA QUE ACTUA LATERALMENTE SOBRE EL TANQUE

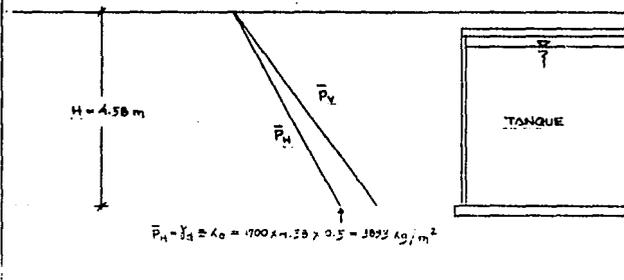


TABLA V.10 CÁLCULO DE LA DENSIDAD ESTADÍSTICA EN EL PUNTO DE ENLACE DE TIERRAS

Se propone $T_{adm} = 10ca.042/PL = (4.11) \times (5ad.10 = 1)$ y entrando a la tabla II de la referencia 9.

PUNTO	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
(COEFICIENTE TABLA II)	0,9006	-0,096	-0,1985	-0,29650	0,4225	-0,5165	-0,6045	0,74	0,659	0,425	0
DENSIDAD ESTADÍSTICA	175	-7603	-5781	-3949	-2236	-15956	-19416	21664	-20499	-12285	0

0,0 H denota el borde superior y 1,0 H la base del muro.

Area máxima de acero requerida:

$$A_s = T_{m\acute{a}x} / f_s = 21606 / 2520 = 8.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El esfuerzo máximo de tensión en el concreto incluyendo el efecto de contracción es (ref.9) :

$$f_c = (cE_s A_s + T_{m\acute{a}x}) / (A_c + nA_s) = ((0.0003)(2 \times 10^6)(8.57) + 21606) / ((10)(100) + (10)(8.57)) = 24.63 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore t = 10 \text{ cm} \text{ se acepta}$$

- Cálculo del acero requerido en toda la altura del muro.

Ver tabla V.11

- Cálculo del momento vertical en el muro inducido por la tensión de zuncho debida al empuje de tierras.

Ver tabla V.12

- Cálculo de la tensión de zuncho en el muro debida a la presión del agua. En tabla V.13

- Cálculo del momento vertical en el muro inducido por la tensión de zuncho debida a la presión del agua.

En tabla V.14

Verticalmente el muro será presforzado postensado adherido por inyección de mortero.

De lo anterior, respecto a la tensión de zuncho, la condición crítica es a tanque vacío, cuyo cálculo ya se efectuó. Al llenar el tanque el empuje del agua prácticamente se anulará con el de tierra, siendo un poco mayor el primero, pero ya en el cálculo por empuje de tierra se dejó un pequeño margen que cubrirá la diferencia.

TABLA V.11 CARGA DEL ACERO REFORZADO EN UNA LA ALTRA DEL MURO,
MURDO DE BARRAS Y POSICION DE REFORZADO.

Se calcula el área en dos etapas, con un espesor de 2.0 cm. de cada lado,
como se muestra en el croquis anexo (Se toman intervalos a cada 0.1 ft = 0.305m)

H (ft)	AREA REFORZADA (ft ²)	T	No. DE BARRAS	AREA (ft ²)	REFORZADO (ft ²)
0.0 - 0.1 ft	0.2	0.05	11 No. 2.5 # 1003	7,470	79
0.1 - 0.2 ft	3,167	0.10	11 No. 2.5 # 1003	7,470	79
0.2 - 0.3 ft	2,370	0.14	11 No. 2.5 # 1003	7,470	79
0.3 - 0.4 ft	5,667	1.46	11 No. 2.5 # 1003	5,520	64
0.4 - 0.5 ft	5,858	2.01	11 No. 2.5 # 1003 13 # 1003	6,048	29
0.5 - 0.6 ft	6,532	2.60	12 No. 3 # 1001	7,120	33
0.6 - 0.7 ft	7,701	3.16	12 No. 2.5 # 1 No. 1 13 # 1003	8,510	29
0.7 - 0.8 ft	6,650	3.52	11 No. 2.5 # 2 No. 1 13 # 1003	8,620	29
0.8 - 0.9 ft	8,368	3.80	12 No. 2.5 # 1 No. 1 13 # 1003	8,510	29
0.9 - 1.0 ft	5,447	2.16	11 No. 2.5 # 1 No. 1 13 # 1003	6,048	29

0. 0 ft corresponde al borde superior de la losa y 1.0 ft a la base.

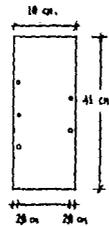


TABLA V.12 CARGO DEL MOMENTO VERTICAL EN EL ALMO, INDICADO POR LA TENSIÓN CIRCUNFERENCIAL.
SERIE N.º 641X C. TIOSAG.

$\rho = 2 = 30720 (1.50) \times 2 = 91661$ w/kg/m y con $H=2/D \neq 11$ y entrando a la tabla VIII de la ref. 9 se obtiene:

PUNTO	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H	1.0 H
COEFICIENTE (TABLA VII)	0	0	0	0.00015	0.00015	-0.0001	-0.0001	-0.0021	-0.00375	-0.0042	0
MOMENTO	0	0	0	12	12	-8	-45	-121	-206	-263	0

La acción faja de fondo - muro se supone anulada.

TABLA V.13 CARGO DE LA TENSIÓN CIRCUNFERENCIAL EN EL MURO DEBIDA A LA PRESIÓN DEL AGUA.

$\rho = 10000 \times 0.725 = 7250$ kg/m y con $H=2/D \neq 11$, entrando en la tabla II de la ref. 9 se obtiene:

PUNTO	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H	1.0 H
COEFICIENTE (TABLA II)	-0.004	0.074	0.1995	0.3645	0.5225	0.5845	0.445	0.75	0.699	0.555	0
TENSIÓN (CIRCUNFERENCIAL)	-180	2880	5955	9195	12725	16375	15550	22200	20970	13450	0

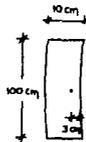
TABLA V.14 CARGO DEL MOMENTO VERTICAL EN EL ALMO, INDICADO POR LA TENSIÓN CIRCUNFERENCIAL.
SERIE A LA PRESIÓN 631. 622A.

$\rho = 1 (6000 \times 1) = 6000$ w/kg/m y con $H=2/D \neq 11$, entrando a la tabla VIII de la ref. 9 se obtiene:

PUNTO	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H	1.0 H
COEFICIENTE (TABLA VIII)	0	0	0	-0.00015	-0.00015	0.0001	0.0008	0.0021	0.00375	0.0042	0
MOMENTO	0	0	0	-10	-10	6	51	125	240	269	0

- Cálculo de los esfuerzos en las fibras verticales extremas del concreto bajo las condiciones inicial y final, considerando ambas para tanque vacío y tanque lleno, en cada uno de los niveles críticos.

Se supondrá que el cgs del presfuerzo vertical se encuentra localizado a 3 cm del paño interior, siendo dicho presfuerzo inicialmente de 12,000 kg/m, pudiendo reducirse a 9,000 kg/m



Elemento unitario del muro visto en planta
(en sentido vertical también es unitario)

Peso de la cubierta: $A = \pi R^2 = 3.1416 \times 7.60^2 = 181.46 \text{ m}^2$

$C = \pi D = 3.1416 \times 15.20 = 47.75 \text{ m}$

$W_{\text{cubierta/metro de borde}} = (181.46/47.75) \times 1490 = 5662.3 \text{ kg/m}$

Los momentos verticales valen:

- Para el empuje de tierra

$M = 343 \text{ kg-m/m}$ (tensión en fibras interiores) que se ejerce a

$4.1 - 0.9 \times 4.1 = 0.41 \text{ m de la base}$

- Para la presión líquida completa

$M = 269 \text{ m-kg/m}$ (tensión en fibras exteriores) que se ejerce a

$0.41 \text{ m de la base}$

El cálculo de los esfuerzos en el concreto se da en la tabla V.15,

TAMA V.15. GRUPO LATERAL. VALORES DE LOS ESTERIOS EN EL MONDIO EN SENTIDO VERTICAL

CATEGORIAS	T R I T A I						F I R A I					
	NIVEL SUPERIOR + 0.434 DE LA BASE		EN LA BASE		NIVEL SUPERIOR + 0.434 DE LA BASE		EN LA BASE		NIVEL SUPERIOR + 0.434 DE LA BASE		EN LA BASE	
TIPO	INT.	EXT.	INT.	EXT.	INT.	EXT.	INT.	EXT.	INT.	EXT.	INT.	EXT.
TIPO DE LA CUERDA												
542.1	-5.66	-5.66	-5.66	-5.66	5.66	5.66	5.66	-5.66	-5.66	5.66	5.66	5.66
100100												
TIPO DO. BORO												
1001100-2	0	0	-0.09	-0.09	-0.10	0.76	0	0	-0.09	0.09	-0.10	0.76
TIPO. ACIAL												
19955. 1931102												
17,800												
100110	-12	-12	-12	-12	-12	-12						
9,800												
100110							9	9	-9	-9	9	9
EXCENTRICIDAD												
19955. 1931102												
100110-2	-11.4	+11.4	-11.4	+11.4	-11.4	+11.4						
100110-2												
100110-2							-10.4	+10.4	-10.4	+10.4	-10.4	+10.4
INCLINACION												
INCLINACION AL EXISTE												
100110-2	0	0	+20.50	-20.50	0	0	0	0	+20.50	-20.50	0	0
Total grupo variaz	-32.04	1.26	-12.37	21.73	31.04	-4.21	25.34	3.84	-5.77	25.32	24.44	1.34
INCLINACION												
INCLINACION A LA EXISTE												
100110-2	0	0	+20.50	-20.50	0	0	0	0	+20.50	-20.50	0	0
Total grupo variaz	32.04	-1.26	12.37	-21.73	-31.04	4.21	-25.34	-3.84	5.77	-25.32	-24.44	-1.34

(-) COMPENSACION

De este cálculo se puede concluir que no va a existir tensión en ningún punto del muro y tampoco se rebasará el esfuerzo permisible a compresión del concreto.

- Espaciamiento de los cables del presfuerzo vertical en el muro

$$P_0 = 12,000 \text{ kg/m} \qquad f_0 = 9375 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 9,000 \text{ kg/m} \qquad f = 7031 \text{ kg/cm}^2$$

El presfuerzo se efectuará por medio de cables formados por 2 -- alambres de 6.35 mm ϕ bajo el sistema Freyssinet. El área de cada -- alambre es 0.32 cm^2 por tanto cada cable tendrá un área de :

$$A_c = 0.32 \times 2 = 0.64 \text{ cm}^2$$

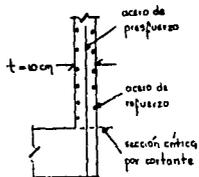
El presfuerzo efectivo total por cable es :

$$0.64 \text{ cm}^2 \times 7031 \text{ kg/cm}^2 = 4500 \text{ kg.}$$

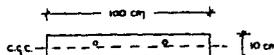
El número de cables que se requiera por metro es :

$$9000/4500 = 2 \text{ cables/metro}$$

- Revisión por esfuerzo cortante en la base del muro (sección crítica)
(la unión del muro-losa de cimentación es articulada)



Sección a considerar (vista en planta)



(como los cables de presfuerzo son verticales no tienen componente transversal que afecte al cortante V).

- Cálculo de V por medio de las tablas de la ref. 9

(ω = peso específico del agua)

$$\omega H^2 = 1000 \times 4.1^2 = 16810 \text{ kg/m y con } H^2/Dt \approx 11 \text{ de tabla XVI}$$

obtenemos coeficiente = + 0.083

$$V = 0.083 \times 16810 = 1395 \text{ kg/m}$$

$$f_c = P/A = 9000/(100 \times 10) = 9 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = (100 \times 10^3)/12 = 8333 \text{ cm}^4$$

La sección crítica será el eje centroidal de la sección de concreto, por tanto:

$$Q = 100 \times 5 \times 2.5 = 1250 \text{ cm}^3$$

$$v = VQ/Ib = (1395 \times 1250)/(8333 \times 100) = 2.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t = \sqrt{v^2 + (f_c/2)^2} - f_c/2 = \sqrt{2.09^2 + (9/2)^2} - (9/2) = 0.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t \text{ permisible} = 0.02 f'_c = 0.02 \times 250 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$0.46 < 5 \therefore$ se acepta la sección

CALCULO DE LA LOSA DE FONDO.

Se diseñará como reforzada tanto por momento radial como tangencial, según los lineamientos dados por el RCDF y la ref. 9

- Cálculo del peso unitario medio del tanque \bar{w} (CM.+CV. con intensidad máxima)

CARGA (Se supone esp. losa fondo = 0.35 m)

p. losa cubierta	$\pi \times 7.6^2 \times 0.25 \times 2.4$	= 108.88 Ton
p. muro lateral	$\pi \times 15.10 \times 0.10 \times 4.1 \times 2.4$	= 46.68
p. losa fondo	$\pi \times 7.7^2 \times 0.35 \times 2.4$	= 156.46
p. relleno	$\pi \times 7.6^2 \times 0.23 \times 1.7$	= 70.95
p. agua	$\pi \times 7.5^2 \times 4 \times 1$	= 706.36
carga viva	$0.499 \pi \times 7.6^2$	= 90.55
		<hr/>
		1180.38 Ton

$$\text{AREA} = \pi R^2 = 3.1416 \times 7.7^2 = 186.27 \text{ m}^2$$

$$\bar{W} = \text{CARGA} / \text{AREA} = 1180.38 / 186.27 = 6.34 \text{ Ton/m}^2$$

Nivel de desplante : -4.93 m respecto al nivel medio del terreno

Colindancias : No las hay

Investigación del
subsuelo :

Se realizó un sondeo de penetración estándar (SPE) a 2 D de profundidad $2 \times 15 = 30$ m, -- al centro del área, del cual se encontró que el subsuelo está constituido por arena limpia compacta $\gamma_d = 2000 \text{ kg/m}^3$. En toda la profundidad del sondeo no se encontró el NAP. El terreno tampoco es zona inundable. -- Del sondeo SPE se tiene que a la profundidad de desplante el número de golpes es $N = 90$.

Como se trata de una cimentación sobrecompensada:

$$\gamma_{D_r} = 2 \times 4.93 = 9.86 \text{ Ton/m}^2 > \bar{W} = 6.34 \text{ Ton/m}^2$$

el diseño va a estar regido por el fenómeno de flotación de la estructura inducido por la expansión del suelo.

Los asentamientos y emersiones se calcularán de acuerdo al criterio de Boussinesq para deformaciones elásticas, que son las preponderantes en suelos arenosos :

$$\Delta H_e = (\omega B(1-\mu^2)/E) I_f$$

donde:

- B ancho del cimiento (B=D en el caso de cimientos circulares)
- ω carga uniformemente repartida
- μ relación de Poisson
- E módulo elástico
- I_f valor de influencia o factor de forma

Según Sowers (10) para un área circular cargada se tienen los siguientes valores de influencia :

	I_f
para el centro	1.00
para el borde	0.64
promedio	0.35

El valor de E se obtiene de la siguiente correlación establecida por Bowles (11):

$$E = 5(N+15)(\text{kg/cm}^2), \text{ donde } N = \text{no. de golpes de la prueba SPE.}$$

Por otra parte, en arenas el valor de μ varía entre 0.2 y 0.4 ; se tomará $\mu = 0.3$. La fórmula de Boussinesq es aplicable a cimientos flexibles en donde se supone una distribución uniforme de la presión de -- contacto, por lo cual la losa de cimentación se diseñará de acuerdo a -- estas características.

Ahora bien, debido a la sobrecompensación se tendrá una presión neta negativa de $6.34 - 9.86 = -3.52 \text{ Ton/m}^2$, que se ejerce uniformemente hacia arriba al nivel de desplante de la excavación sobre la losa, y que generará, de acuerdo a la citada expresión, las siguientes emergencias:

$$D = 15.40 \text{ m} ; W = 3.52 \text{ Ton/m}^2 ; \mu = 0.3 ; E = 5(90+15) = 525 \text{ kg/cm}^2$$

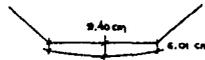
$$\text{para el centro } \Delta H_g = ((3.52 \times 15.40 \times (1 - 0.3^2)) / 525) (1.00) = 9.4 \text{ cm}$$

$$\text{para el borde } \Delta H_g \times 0.64 = 6.01 \text{ cm}$$

Por lo anterior y con vistas a inducir un asentamiento neto cero se propone excavar por abajo del nivel de desplante de proyecto y dar el tiempo suficiente para que el terreno se expanda hasta dicho nivel; sólo entonces se deberá iniciar la construcción del depósito.

No será necesario revisar por capacidad de carga pues la estructura quedará totalmente compensada.

- Cálculo de la losa de cimentación



DATOS:

$$p = \bar{W} = 317.06^* / 186.27 = 1702 \text{ kg/m}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 ; f''_c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f''_e = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; p_{máx} = p_b = 0.01905 ; p_{mín} = 0.00264$$

Se propone $t = 35 \text{ cm}$

* W cubierta + muro + relleno + CV

- Cálculo del momento radial y momento tangencial (9) (suponiendo articulada la unión losa fondo-muro). Ver tabla V.16

Gráficamente puede verse en la fig. V.16

- Cálculo del área de acero requerida por momento radial. Ver tabla V. 17

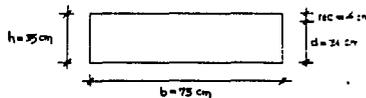
- Cálculo del área de acero requerida por momento tangencial (según RCDP). Todo el refuerzo será por momento positivo.

El ajuste a la curva de momento se hará a cada

$$0.1R = 0.1 \times 7.5 = 0.75 \text{ m}$$

La sección es como sigue:

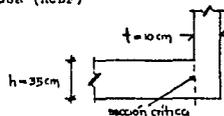
(este refzo. se colocará por abajo del refzo. radial)



DATOS: Son los mismos que para el cálculo del refuerzo radial (respecto a características de materiales y constantes). El cálculo se da en la tabla V.18

- Revisión por cortante en la unión muro-loza (RCDP)

$$p_{zona \text{ crít.}} = A_s / bd = 9.90 / (100 \times 32) = 0.003 < 0.01$$



$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30p) / \sqrt{f_c} = 3.8 \times 100 \times 32 (0.2 + 30 \times 0.003) / \sqrt{200} = 10500 \text{ kg/m}$$

$$V = (\pi v R^2) / (2 \pi R) = pR/2 = (1702 \times 7.5) / 2 = 6383 \text{ kg/m} < 10500 \text{ } \therefore \text{pasa}$$

HOJA N.16 LODO DE CIMENTACION. CALCULO DEL MOMENTO RADIAL Y MOMENTO TANGENCIAL
(SOPORTES DISTANCIADOS A LA UNIDAD - M.201)

$\rho_{SO} = 1,702 \times (7.51)^2 = 95,738 \text{ kg/m}^3$, y estrando a la tabla (1) de la referencia 8 se obtiene:

UNIDAD	0,0 R	0,1 R	0,2 R	0,3 R	0,4 R	0,5 R	0,6 R	0,7 R	0,8 R	0,9 R	1,0 R
COEF. TABLA XXI EXTRINSECA	0,075	0,073	0,071	0,067	0,063	0,075	0,083	-0,023	-0,033	-0,067	-0,125
+0,125	0,2	0,199	0,192	0,182	0,169	0,15	0,128	0,107	0,072	0,048	0
COEF. TABLA XXII INTRINSECA	0,075	0,071	0,071	0,066	0,059	0,05	0,039	0,023	0,011	-0,004	-0,025
+0,125	0,2	0,199	0,194	0,191	0,184	0,175	0,161	0,151	0,134	0,119	0,1
MOMENTO RADIAL PMR (METRO)	19,148	18,954	18,702	17,424	16,004	14,343	12,254	9,765	6,893	3,638	0
MOMENTO TANGENCIAL PMR (METRO)	19,148	19,052	18,745	18,286	17,416	15,754	13,701	11,454	8,920	6,391	3,574
MOMENTO RADIAL. SIGNO EFFECTIVO (KILOPOND)	0	1,094	3,674	5,777	6,434	7,181	7,852	8,634	9,514	9,774	0

De acuerdo a la tabla anterior, todo el esfuerzo por momento se colocara en el lado superior con positivo

FIGURA III.16 GRADACION DE LA TABLA III.15

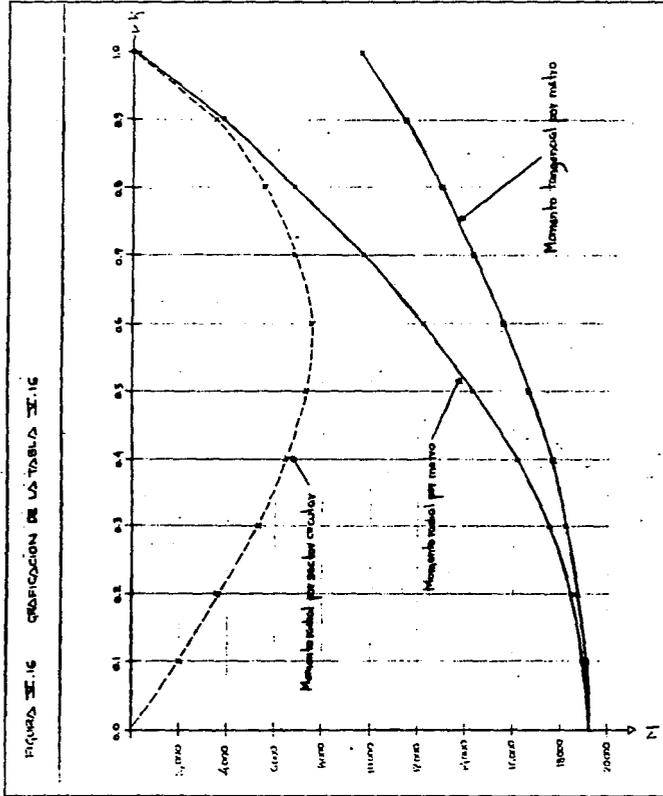
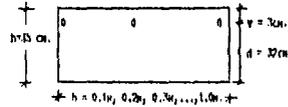


TABLA N.º 17. LÍNEA DE JERONIMACIÓN. CÁLCULO DEL ASPHALTO REFORZADO POR MOMENTO FLEXIONAL

El cálculo se hace de acuerdo a las normas técnicas complementarias PERU y reglamento de la sección transversal al tiempo



PUNTO	R (Kg/cm)	M (Módulo de elasticidad) (Kg/cm ²)	h (cm)	p	RESISTENCIA DE p	Ángulo (cm ²)	No. de Hojas (cm)	ESPESOR DE VAQUILLAS
0.0 R	0	0	0	0		0		0
0.1 R	189400	265100	25.92	0.0075	0.002540.0075(0.01965)	2.6	12 Ho. 5 R 5	11.4, 1510.50-7.25 m.
0.2 R	327400	515610	25.13	0.0073	PRC	4.47	13 Ho. 5 R 5	410.50-4.50 m.
0.3 R	522700	717700	21.02	0.0069	"	4.53	14 Ho. 5 R 7.31	5.25(10.75-4.50) m.
0.4 R	543100	908760	21.99	0.0032	"	0.65	15 Ho. 5 R 0	
0.5 R	718100	1085300	19.44	0.0055	"	0.76	15 Ho. 5 R 10	
0.6 R	752700	1079200	16.75	0.0047	"	9.07	15 Ho. 5 R 12	11 = 0.60 m. (máx.)
0.7 R	1055000	957000	14.35	0.0038	"	0.31	15 Ho. 5 R 13	10 = 0.50 m.
0.8 R	351000	771650	9.42	0.00281	Se propone 2 min.	4.74	15 Ho. 5 R 15	
0.9 R	327400	591600	1.77	0.00254	"	7.4	15 Ho. 5 R 18	
1.0 R	0	0	0	0	"	0.45	15 Ho. 5 R 20	

0 Por el centro de las ranuras para 15 Ho. 5 espesores 5 cm. (A.C.) de acuerdo al arreglo mostrado en el pliego p.º 1

TABLA V.10. LUNA DE CONCRETACION, CALCULO DE AREA, PUNTO DE TARGAS Y LONG. DE DESARROLLO (POR PUNTO TANGENCIAL.)

De acuerdo a los criterios del SCS se tiene:

INTEZUALO	R ₀ =75 (Kg/cm)	R ₀ cm=1.40 (Kg/cm)	R ₀ /d=2 (Kg/cm ²)	p	SEVENSION RE p	Aspald (cm ²)	No. de Ho. y sep (cm)	LONGITUD B HORIZONT. (cm)
0.0 R - 0.1 R	1434100	2010540	27.9	0.0002	0.00744(p=0.01505)	17.87	12 No. 13 P 37.5	214
0.1 R - 0.2 R	1420950	2000440	27.75	0.000	SE. APTIA	18.6	12 No. 13 P 37.5	214
0.2 R - 0.3 R	1407375	1978025	27.54	0.0079	"	18.57	12 No. 13 P 37.5	214
0.3 R - 0.4 R	1371650	1929030	26.64	0.0077	"	17.9	10 No. 5 P 0	56
0.4 R - 0.5 R	1371790	1849620	25.64	0.0275	"	17.94	10 No. 5 P 0	56
0.5 R - 0.6 R	1284550	1759170	24.43	0.0071	"	16.53	16 No. 6 P 37.5	62
0.6 R - 0.7 R	1177575	1641045	22.87	0.0044	"	15.25	14 No. 7 P 37.5	62
0.7 R - 0.8 R	1084750	1517850	21.86	0.000	"	13.75	17 No. 5 P 37.5	56
0.8 R - 0.9 R	976550	1342180	18.77	0.0053	"	12.33	15 No. 4 P 37.5	55
0.9 R - 1.0 R	854875	1116745	16.6	0.0047	"	10.73	14 No. 6 P 37.5	62

Toda el acero se colocara en el lado superior

Bibliografía :

1. Témez González., DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA .
2. Turneasure, Russell., PUBLIC WATER SUPPLIES.
3. Springall Cáram, José., CIMENTACIONES. Apuntes personales.
4. Fair, Geyer, Okun., ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES.TOMO I.INGENIERIA SANITARIA Y - DE AGUAS RESIDUALES. Ed. LIMUSA, 1983.
5. Waterman, E. L., ELEMENTS OF WATER SUPPLY ENGINEERING.
6. Torres H., Marco Aurelio., CONCRETO. Ed. Patria, 1981.
- 7.- SEDUE., NORMAS DE PROYECTO PARA AGUA FOTABLE. Ed.Fac.Ing., 1982.
- 9.- Lyn, T.Y., DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO FRESFORZADO. Ed. CECSA, 1985.
9. Portland Cement Association., CIRCULAR CONCRETE TANKS WITHOUT PRESTRESSING.
10. Sowers, G.F., SHALLOW FOUNDATIONS, FOUNDATION ENGINEERING, Leonards Editor, Mc. Graw Hill, 1962.
11. Bowles, J.E., FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN, Mc Graw Hill Book Co., 1977.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI.1 CONCLUSIONES

Desde un punto de vista global considerando toda la exposición anterior, se puede afirmar que el diseño de depósitos con fines de abastecimientos de agua potable es un problema complejo, en el cual intervienen numerosos factores, algunos cuantificables y otros que no lo son. El objetivo que se persigue será por lo tanto buscar el justo equilibrio entre todos ellos para lograr el diseño óptimo.

Concretando más la idea anterior, en una primera etapa del proceso de diseño habrá que aplicar los criterios de selección, tomando en cuenta que sólo algunos de ellos, como son el topográfico y de disponibilidad de materiales son susceptibles de ser expresados en términos económicos, es decir, reducirlos a valor monetario, - mientras que el criterio arquitectónico es un aspecto más intangible en cuanto al beneficio que puede aportar a la comunidad servida, así como el mejoramiento sanitario, protección ambiental y elevación en general del nivel de salud y bienestar de los usuarios. Debido a ello, para un proyecto de esta naturaleza, el cual repercute en beneficio de toda una comunidad, es conveniente aplicar un criterio social de evaluación económica, como sería el de beneficio-cos-

to, mas que uno netamente empresarial como es el de máxima rentabilidad, pues éste último busca casi exclusivamente el lucro, mientras - que para el primero la rentabilidad de la inversión no es necesariamente un indicador de primer plano, pues pretende sobre todo tener - una mayor población servida por unidad de capital invertida.

La segunda etapa consistirá en que, una vez definido si el sistema será por gravedad o bombeo, se deberá de terminar el diámetro - más económico de la línea de conducción, parámetro que es interdependiente con la capacidad del tanque en caso de que éste sea de regularización, tal como se hizo en el último ejemplo del Capítulo IV. Estos dos parámetros estarán en función de los requerimientos de agua por parte de la población y de su solvencia económica. En caso de que el depósito sea de captación o almacenamiento, entonces su capacidad dependerá más que nada del gasto de la fuente, de si ésta es - constante o estacional y de los requerimientos de la comunidad y, -- desde luego, la capacidad de financiamiento.

La decisión sobre la solución geotécnica y estructural óptima-- también entra en el proceso de evaluación del proyecto, aunque en -- una etapa más avanzada, cuando ya se tienen definidos el sitio, la - fuente de suministro y si el agua será conducida por gravedad o bombeo, así como la capacidad del tanque; entonces se podrá determinar - si conviene que éste sea superficial, elevado o subterráneo, y simultáneamente con el análisis que se describe en el Capítulo III se definirá el material a emplear y el tipo de estructuración, el diseño - detallado y el proceso constructivo más apropiado.

VI.2 RECOMENDACIONES

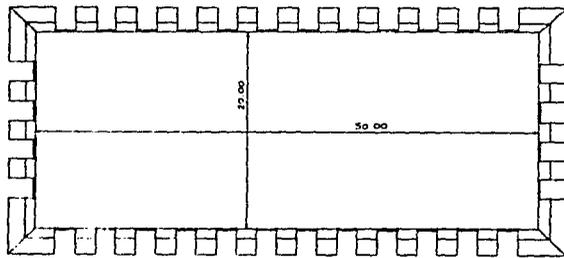
En el presente trabajo no se pretende agotar tanto en extensión como profundidad todos los aspectos involucrados, tarea que quedaría fuera del propósito de la tesis. Es por esto que se urcinde, salvo esporádicos comentarios, tratar el aspecto constructivo. En cuanto a la evaluación económica del proyecto se dan -- ideas generales sin llegarse a resolver numéricamente ningún ejemplo.

En los siguientes renglones se intentará dar algunas recomendaciones que involucran el diseño de tanques para agua potable, -- aunque son de carácter general y tratan de englobar el problema -- del suministro de agua a nivel nacional, sobre todo para las grandes ciudades.

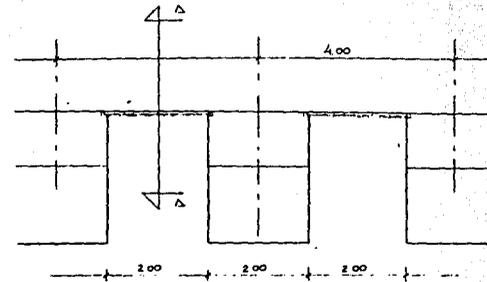
Respecto al problema del abastecimiento de agua en las grandes ciudades, ejemplo Ciudad de México, es grave, pues las fuentes de suministro son insuficientes, requiriéndose traer el agua desde fuentes muy distantes y además bombearla (ejemplo sistema -- Cutzamala). Ante este problema que día a día se agudiza no queda más que una solución: planificar el crecimiento urbano, no permitiendo que la ciudad continúe sobrepoblándose con el consiguiente detrimento de la calidad de vida para todos los habitantes, pues -- a la fecha aproximadamente el 25% de la población nacional está -- concentrada en esta ciudad. Ante esta situación toda la pobla-- ción debe tomar conciencia de que la perspectiva de elevar el nivel de vida emigrando del campo o pequeña población a las grandes ciudades ya no es real, sino que mas bien con ello se logra solamente entrar a un círculo vicioso cada vez más asfixiante de depa -- ueración tanto física como moral. Para afrontar esta situación -- es indispensable también promover y alentar económicamente el de --

desarrollo regional concertado.

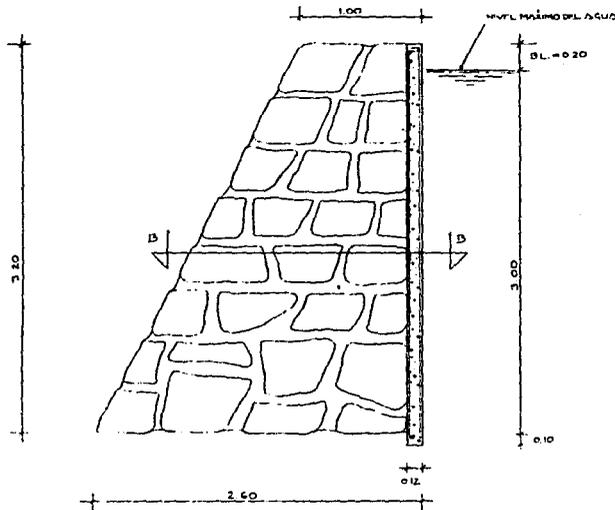
Otra problemática, estrechamente relacionada con la anterior, es el deterioro ecológico provocado por el crecimiento urbano desmedido y la sobreexplotación de los recursos naturales. La actividad del hombre siempre es transformadora del medio ambiente, pero en ocasiones esta transformación es negativa. Debido a esto es urgente que en todo proyecto se procure conciliar la tecnología con la adecuada protección ecológica.



PLANTA ESC. 1:250

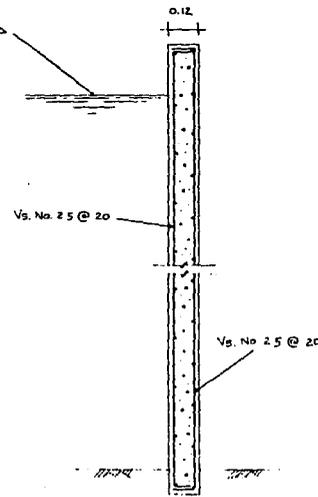


PLANTA DETALLE ESC. 1:50

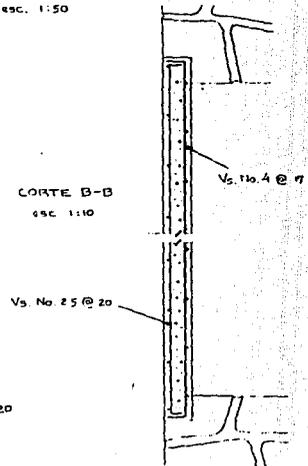


VISTA LATERAL ESC. 1:20

NOTACIONES EN METROS.



CORTE A-A ESC. 1:10

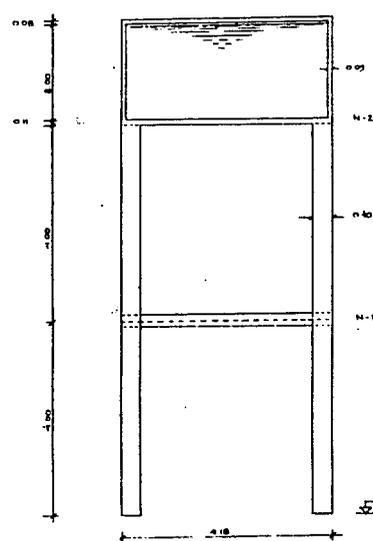


CORTE B-B ESC. 1:10

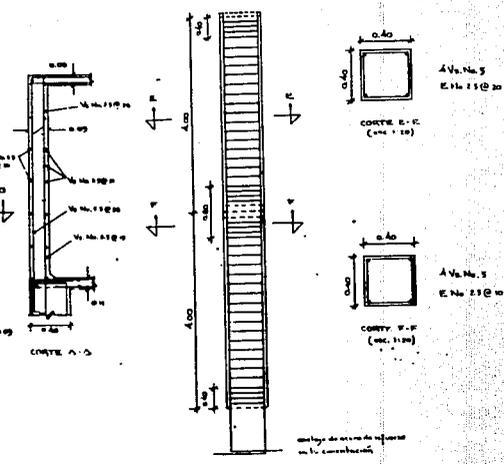
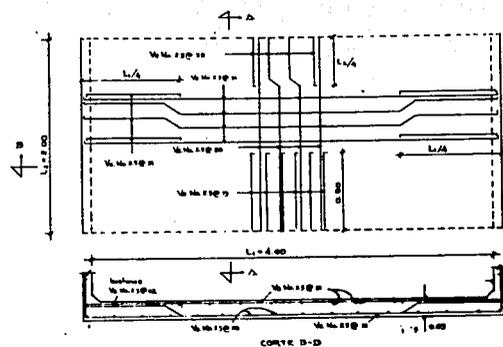
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
Facultad de Ingeniería
TECNOLOGÍA PROFESIONAL
TANQUE SUPLENIDOR DE MANIPULADORA Y CONCRETO
JUAN MANUEL RIVERA DEL CODO
MÉXICO, D.F. P-1 1210

COLUMNAS (sección y armado)

ELEVACION (esc. 1:50)

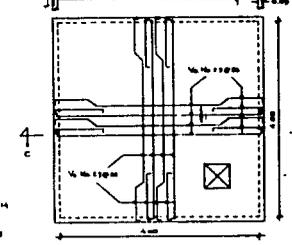


MURO LATERAL TIPO (esc. 1:25)



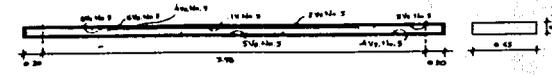
CORTE C-C

LONG. DE CUBIERTA (esc. 1:50)

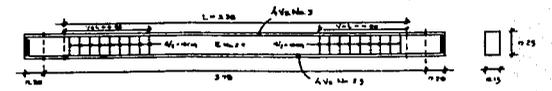


Detalle del cubrimiento del acero de refuerzo de las columnas en el fondo del tiempo.

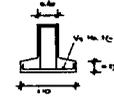
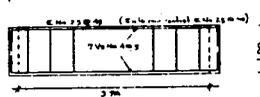
TRABE TIPO N-2 (esc. 1:25)



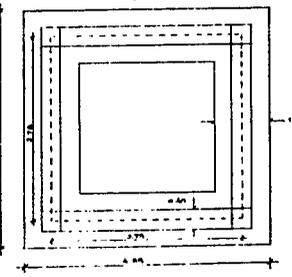
TRABE TIPO N-1 (esc. 1:25)



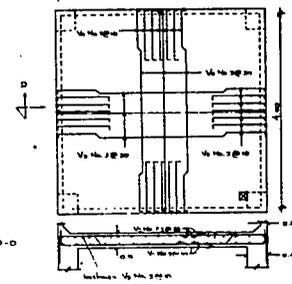
CONCRETO DE TIPO (esc. 1:50)



PREFABRICADO (esc. 1:25)



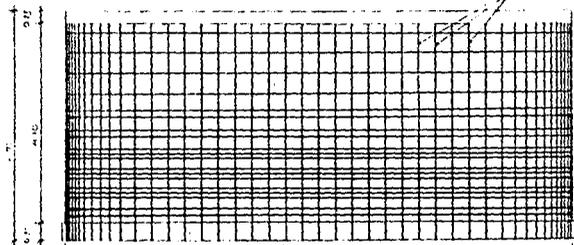
PIVA DE ARMADO (esc. 1:50)



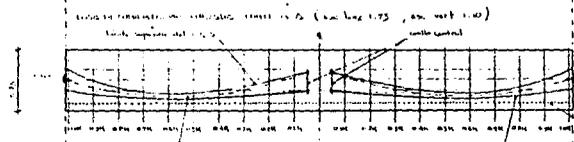
NOTAS
 Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo = 4200 kg/cm^2
 Reforcimientos de 1.5 a 3cm, excepto en la
 cimiento con, de 5 cm
 Acotaciones en metros.

UNIVERSIDAD NACIONAL
 AUTÓNOMA DE MÉXICO
 Facultad de Ingeniería
 TÍTULO PROFESIONAL
 TÉCNICO ELEVADE DE CONCRETO Y HORMIGÓN
 JUAN MANUEL RIVERA DELGADO
 MÉXICO, D.F. P. 2. 1977

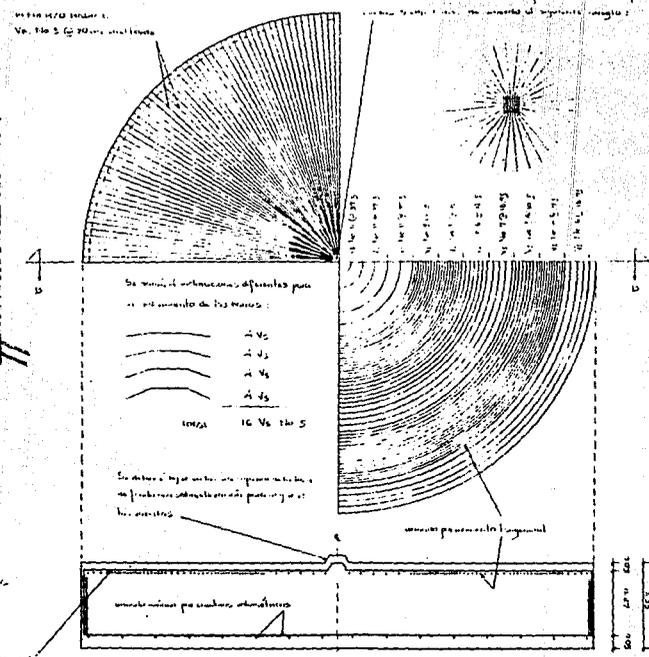
LOSOS DE TUNIDO HORIZONTALES (100 kilos 1.75, esp. vert. 1.40)



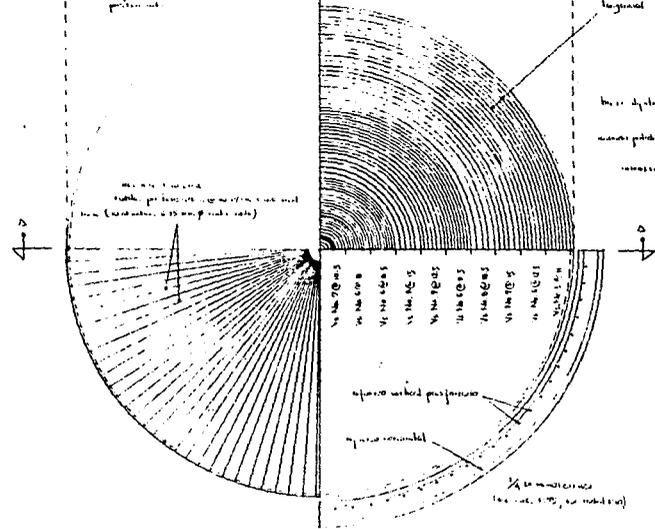
perfil de los bloques (100 kilos 1.75, esp. vert. 1.40)



LOSOS DE TUNIDO HORIZONTALES (100 kilos 1.75, esp. vert. 1.40)



perfil de los bloques (100 kilos 1.75, esp. vert. 1.40)

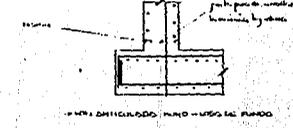


LOSOS DE TUNIDO HORIZONTALES (100 kilos 1.75, esp. vert. 1.40)

DETALLE

Acercamiento de los muros
 Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 Diámetro de perforación en base de columna $f_a = 10200 \text{ kg/cm}^2$, $f_b = 8000 \text{ kg/cm}^2$
 Diámetro de perforación en muros laterales $f_a = 9275 \text{ kg/cm}^2$, $f_b = 7925 \text{ kg/cm}^2$
 Tanto el perfilado como el postensado por el sistema Postensimet Plus lo hace a control del propietario para ser controlado, por el muestreo y el postensado será realizado por ingeniería de control.

Tanto para la base como para los muros se debe utilizar un concreto que sea compatible con el cemento y el agregado, esto evita en los bloques la pérdida de longitud de los tendidos y reduce el requerido para cada elemento estructural. Los muros laterales se construirán entre 2 y 3 cm, esto para que sea un concreto de alta calidad, entre 10 y 15 cm.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 TESIS PROFESIONAL
 DISEÑO DE UN TUNEL DE CONCRETO PRETENSADO Y ACERADO
 MEXICO, D.F. 1975