

## INTRODUCCION

**ANTECEDENTES.-** Los habitantes de la comunidad de Noques vienen gestionando e intentando mejorar su nivel de vida a través de proyectos de producción que pueda favorecer y complementar las labores en todo el año, se manifiesta que contar con el recurso hídrico es la base productiva ya que tienen terrenos que favorecen y son aptos para la agricultura, es por esta razón que se dará solución al problema al realizar una estructura que permita el almacenamiento de agua que también va a permitir la implementación de nuevas actividades en la zona y por ende mejorar el sistema de vida de la comunidad y también fortalecer la unión familiar evitando la migración de algunos miembros de la familia.

Actualmente los terrenos son utilizados para el cultivo una sola vez al año obteniendo rendimientos bajos en la producción que no satisface la inversión efectuada, porque uno de los problemas fundamentales es el agua, ya que para sus cosechas no tienen el rendimiento deseado y tampoco la calidad es la deseada, la comunidad solo espera la época de las lluvias para poder producir algunos productos.

**IDENTIFICACION DEL PROBLEMA.-** En la Comunidad por la situación topográfica que es irregular, no existe ningún lugar para que se pueda captar agua, especialmente en los meses de mayor carencia de agua que normalmente son los meses de Mayo a Noviembre.

En la comunidad no se cuenta con un sistema de riego que pueda ayudar en el transporte de agua, pues en la misma solo se encuentran vertientes y ojos de agua, tampoco existen estructuras que puedan almacenar el agua para la época crítica lo que hace aun más difícil que se pueda producir algún producto en la zona.

**JUSTIFICACION.-** Los antecedentes nos indican que los habitantes asentados en esta zona tienen experiencia en la agricultura, en este tipo de terreno y características topográficas de la zona, siendo los cultivos principales, el maíz grano, papa miska, papa lisa, oca y haba.

Los bajos rendimientos actuales de los cultivos, son un reflejo de las serias limitaciones que tienen los agricultores de la zona para mejorar la producción, también poder mejorar la calidad de sus animales, y alternativas de otros ingresos como ser la piscicultura ante los cuales podemos mencionar:

- Falta de infraestructura para almacenamiento de agua para la utilización en diferentes actividades que pueda mejorar el nivel de vida de los beneficiarios de las zona.
- Falta de alternativas de producción.
- Falta de buen manejo de los recursos hídricos de las zona.

**OBJETIVOS.-** Son los siguientes:

- a. **General.-** Es diseñar una estructura hidráulica que permita el almacenamiento de agua para riego.
- b. **Específico.-** Permitir la implementación de nuevas actividades en la zona y por ende mejorar el sistema de vida de la comunidad y también fortalecer la unión familiar evitando la migración de algunos miembros de la familia.

**ALCANCE.-** La comunidad beneficiaria conocedores de su entorno y sobre todo de lo que realmente daría solución a la falta de agua para riego de sus terrenos agrícolas, tienen muy claro que la alternativa para dar una pronta solución a sus necesidades es la captación de agua y almacenamiento de la misma con la construcción de Estanques en distintos puntos estratégicos, de manera que cubra satisfactoriamente con todos los comunarios.

Debido a que se trata de un proyecto de Construcción de Estanques es que se ha tomado la alternativa que tiene como necesidad el aprovechamiento de las aguas provenientes de acuíferos, arroyos y agua de escurrimiento superficial y por lo extenso de las áreas de clase óptima para su explotación agrícola, y que son tierras que nunca tuvieron un sistema de riego o alternativas para tener otro cultivo, es que se ha tomado la determinación de efectuar la construcción de estanques familiares,

donde no se tenga problemas fuertes de pendiente y la calidad del suelo sea la óptima.

## MARCO TEÓRICO

### 1.1 ASPECTOS GENERALES

#### 1.1.1 Localización

El área del proyecto está localizada en el Distrito El Rosal, el mismo que cuenta con 12 comunidades y se encuentra dentro del municipio de San Lorenzo, de la provincia Méndez del departamento de Tarija.

La comunidad de Noques esta en el distrito El Rosal que se sitúa entre los paralelos 21°7'40" de latitud Sud y 64°44'54.39" de Longitud Oeste el mismo que cuenta con 12 comunidades y se encuentra Geográficamente dentro de Municipio de San Lorenzo, en la Provincia Méndez, la misma que se sitúa entre las coordenadas 21° 29' 00" de latitud Sud y 64° 46' 00" de longitud Oeste, con una altitud promedio de la zona de 2160 m.s.n.m.

La Provincia Méndez limita al Norte y al oeste con el departamento de Chuquisaca, al Sur con las provincias de Avilés y Cercado, al Este con las Provincias de O'Connor y Cercado y al Oeste con la Sección Municipal de la Provincia Méndez.

*Acceso.-* La comunidad de Noques que corresponde al Distrito del Rosal cuenta con el camino que se encuentra en regulares condiciones, según se detalla en distancia, tipo de camino y estado de conservación (Cuadro 1.1)

**Cuadro 1.1** Distancia a las diferentes poblaciones

| <b>Tramo</b>              | <b>Distancia</b> | <b>Tipo de Camino</b> | <b>Estado de Conservación</b> |
|---------------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------|
| San Lorenzo – El Rosal    | 24 Km.           | Tierra                | Regular                       |
| San Lorenzo - Pantipampa  | 46 Km.           | Tierra                | Regular                       |
| San Lorenzo – León Cancha | 40 Km.           | Tierra                | Regular                       |
| San Lorenzo – Nogalitos   | 46 Km.           | Tierra                | Bueno                         |
| San Lorenzo – Noques      | 48 Km.           | Tierra                | Regular                       |
| San Lorenzo – Criva       | 44 Km.           | Tierra                | Regular                       |
| San Lorenzo – Camarón     | 70 Km.           | Tierra                | Regular                       |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

### 1.1.2 Aspectos Agrícolas

En la actualidad el régimen de tenencia de las tierras de los beneficiarios del proyecto es la de tierras en propiedad, ya sea por herencia o compra directa, existen algunos casos aislados en los que se trabajan las tierras a medias o alquiladas con pago en efectivo y/o especie o también haciendo torna vueltas o sea una vez trabaja para una familia y después este devuelve el trabajo de la misma manera.

El minifundio es la característica principal de la forma y la tenencia de la tierra, los agricultores cuentan con sus unidades productivas agropecuarias (UPA), o conjunto de parcelas distribuidas en diferentes lugares, dentro de la comunidad, como también fuera de ella, el número de parcelas es de 77 con promedio de superficie de 1.5 Has. Como promedio de superficie total por familia 2,5 Has.

El 95 % de las tierras de la zona se encuentran en condición de sucesión hereditaria de padres a hijos, sin posesión de título ejecutorial, también existen tierras que se encuentran en condición de arriendo, siembras a medias o "al partir", mediante el cuidado de caseros, todas estas formas de utilización de tierras se debe a aspectos de

migración, donde las familias que migran temporalmente a otras localidades dejan sus terrenos en alquiler o préstamo, o la salida de la actividad agropecuaria a trabajos fuera del país.

#### **1.1.2.1 Tamaño y uso actual de la tierra**

El uso de la tierra está condicionado por tipos de suelos, grado de erosión de los mismos y de la disponibilidad de agua; es decir, condicionado a los factores edafológicos.

Entendiendo el uso del suelo a la clasificación de las unidades de producción agropecuaria según la forma de explotación o de su potencial agropecuario, se estima del 12 % se destina al uso agropecuario y el restante 88% son de uso comunal comprendiendo cerros, lomeríos, ríos, etc.

**Cuadro 1.2** Tamaño y uso de la tierra en la zona en hectáreas

| <b>Ubicación</b> | <b>Cultivada</b> | <b>Pastoreo</b> | <b>Forestal</b> | <b>Descanso</b> | <b>Otros</b> | <b>Total</b>   |
|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------|----------------|
| Zona Alta        | 5.436            | 3.667           | 1.372           | 1.076           | 68.383       | <b>77.715</b>  |
| Zona Baja        | 8.849            | 12.647          | 4.732           | 3.711           | 235.874      | <b>268.032</b> |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

#### **1.1.2.2 Tamaño de la propiedad familiar y comunal**

La propiedad en la comunidad, varia de superficie en función a las características propias donde se ubica. En la zona de los valles altos la extensión promedio por familia alcanza 0,01 – 0,50 Has. Mientras que en la zona baja la superficie oscila entre 1,00 Has.; demostrando en esta manera la presencia del minifundio que inclusive en alguna partes existe el partifundio considerando a las unidades agropecuarias de tamaño menor a las 2 Has; que se presenta principalmente en los estratos más pobres de la comunidad.

**Cuadro 1.3** Tamaño promedio de propiedad familiar (hectárea)

| <b>UBICACIÓN</b> | <b>SUPERFICIE</b> |                 |                 |              |
|------------------|-------------------|-----------------|-----------------|--------------|
|                  | <b>CULTIVADA</b>  | <b>PASTOREO</b> | <b>DESCANSO</b> | <b>TOTAL</b> |
| Zona Alta        | 0,50              | 0,50            | 0,20            | 1,20         |
| Zona Baja        | 1,50              | 0,50            | 0,10            | 2,10         |
| Promedio Sección | 2,00              | 1,00            | 0,30            | 3,30         |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

**1.1.3 Aspectos Sociales**

El universo de beneficiados abarca la mayoría de la población en su totalidad, ya que la comunidad está dispersa y no cuenta con un ordenamiento en sus edificaciones.

En la actualidad existen en la comunidad un total de 42 lotes comunales en los que habitan las 42 familias las mismas que serán dependientes del sistema a diseñar, como ya se ha mencionado, estos son de propiedad de los comunarios.

La población total del área de influencia del Proyecto son 239 habitantes, agrupados en 42 familias, con un promedio de 5 miembros por familia de la población total, el 53,6% son hombres y el 46,4 % mujeres.

**Cuadro 1.4** Población zona de influencia

| COMUNIDAD       | Numero de Familias | POBLACION   |             |             |
|-----------------|--------------------|-------------|-------------|-------------|
|                 |                    | MUJERES     | VARONES     | TOTAL       |
| Criva           | 17                 | 55          | 54          | 109         |
| León Cancha     | 60                 | 128         | 114         | 242         |
| El Rosal        | 53                 | 205         | 180         | 385         |
| Nogalitos       | 17                 | 51          | 41          | 92          |
| San Isidro      | 29                 | 80          | 74          | 154         |
| <b>Noques</b>   | <b>42</b>          | <b>111</b>  | <b>128</b>  | <b>239</b>  |
| Matanzas        | 26                 | 88          | 58          | 146         |
| Yumasa          | 24                 | 59          | 71          | 130         |
| Colorados Norte | 36                 | 114         | 132         | 246         |
| Palacios        | 22                 | 84          | 68          | 148         |
| Zapatera        | 28                 | 80          | 68          | 148         |
| Huancoiro       | 31                 | 100         | 74          | 174         |
| <b>TOTAL</b>    | <b>384</b>         | <b>1152</b> | <b>1059</b> | <b>2211</b> |

Fuente: INE

La población beneficiaria directa del Proyecto alcanza a 239 habitantes y a 42 familias; con un promedio de beneficiario por familias de 5 hab./flia.

El área presenta una estructura familiar de 3,37 miembros por familia, mientras que en la comunidad de beneficiarios propiamente dichos es 5 miembros por familia.

**Cuadro 1.5** Distribución de la población de noques por edad

| ACTIVIDAD      | VARONES    |             | MUJERES    |             | TOTAL      |            |
|----------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|------------|
|                | Nº         | %           | Nº         | %           | Nº         | %          |
| 0-5 Años       | 25         | 9.4         | 26         | 9.9         | 45         | 19.3       |
| 6-13 Años      | 29         | 12.4        | 27         | 11.6        | 56         | 24.0       |
| 14- 17 Años    | 14         | 6.0         | 13         | 5.6         | 27         | 11.6       |
| 18 y mas       | 60         | 25.8        | 45         | 19.3        | 105        | 45.1       |
| <b>TOTALES</b> | <b>128</b> | <b>53.6</b> | <b>111</b> | <b>46.4</b> | <b>239</b> | <b>100</b> |

Fuente: Diagnostico Ambiental PROMETA

El desarrollo de una agricultura intensiva en el área, condiciona una alta inversión de tiempo y mano de obra familiar, constituyendo la principal ocupación de la mayoría de los pobladores y en la que se basa su economía.

En este sistema de producción, la actividad pecuaria es secundaria y se limita a la cría de ganado menor de uso doméstico y a la cría de bovinos para las labores agrícolas.

Se estima que el 95% de la población trabaja efectivamente en las actividades productivas de la sus parcelas, con igualdad de responsabilidades entre hombres y mujeres, incluyendo la participación de niños de 10 años de edad dada la cantidad de jornales y dedicación que requieren las actividades productivas.

Al margen de estas tareas, las mujeres asumen otros roles específicos, desde las labores de casa, cuidado de animales y procesamiento de productos post cosecha, mientras que los hombres toman la responsabilidad de la siembra, comercialización de productos, mantenimiento de la infraestructura productiva (tierra) y la realización de los trabajos comunitarios de interés colectivo para la comunidad.

Las horas de trabajo mencionadas se tiene que se presenta más frecuentemente a partir del mes de Septiembre a Abril que es la época de preparar los terrenos para el cultivo y, la siembra y recojo de cosecha.

**Cuadro 1.6** Roles de trabajo por género y edad (en horas)

| <b>Actividades Agrícolas</b> | <b>Hombres</b> | <b>Mujeres</b> | <b>Niños</b> | <b>Niñas</b> |
|------------------------------|----------------|----------------|--------------|--------------|
| Preparación terreno          | 10             |                |              |              |
| Selección de semillas        | 4              | 3              |              |              |
| Siembra                      | 9              | 3              | 3            | 3            |
| Labores culturales           | 6              | 3              | 3            |              |
| Cosecha                      | 8              | 4              | 4            | 4            |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

- *Población beneficiaria del área de influencia del proyecto*

El área de influencia del proyecto se encuentra ubicada en las comunidad “Noques”, la misma cuenta con una población de 42 familias, totalizando 239 habitantes de los

cuales el 46,4 % son mujeres y el 53,6% son varones, con un promedio de 4 a 5 miembros/familia.

**Cuadro 1.7** Población beneficiaria

| <b>Comunidad</b> | <b>Nº de Flías.</b> | <b>Hombres</b> | <b>Mujeres</b> | <b>Habitantes</b> |
|------------------|---------------------|----------------|----------------|-------------------|
| Noques           | 42                  | 128            | 111            | 239               |
| <b>TOTALES</b>   |                     |                |                | <b>239</b>        |

Fuente: Elaboración Propia

El Proyecto se localiza en el Distrito El Rosal el mismo que cuenta con 12 comunidades y se encuentra dentro del Municipio de San Lorenzo, de la provincia Méndez en el Departamento de Tarija.

La actividad ganadera es de subsistencia y constituye la base de la economía de los pobladores, con un nivel tecnológico de producción tradicional, determinando los bajos rendimientos en términos de producción y productividad.

- *Migración*

En general, el flujo migratorio en la zona del Departamento de Tarija es alto. Pero solo el 63% de los pobladores del Distrito El Rosal emigran temporalmente hacia la zafra de Bermejo, Santa Cruz o la República Argentina y San Lorenzo, con el propósito de vender su fuerza de trabajo y generar ingresos adicionales para el presupuesto familiar.

Los movimientos migratorios de la población se producen en ciertas temporadas y en razón de cubrir necesidades económicas, prestar el servicio militar y en algunos casos por motivos de estudio.

Las épocas de mayor frecuencia de migración se registran entre agosto y octubre, normalmente entre la población de 15 y 20 años de edad, a centros de mayor actividad económica del interior (San Lorenzo, Tarija, Bermejo, Santa Cruz, etc.) y exterior del país (Argentina). Las mujeres emigran en menor proporción.

La migración alcanza el 30 % los motivos principales que provoca la migración son: trabajo y motivos familiares, el destino de la migración es por lo general a Bermejo, Santa Cruz, República Argentina y lugares de procedencia.

**Cuadro 1.8** Movimiento migratorio temporal

| <b>MOTIVO</b> | <b>%</b>     | <b>DESTINO</b>                                              |
|---------------|--------------|-------------------------------------------------------------|
| Estudio       | 2,16         | Tarija y San Lorenzo.                                       |
| Trabajo       | 89,07        | Santa Cruz, Bermejo, Norte Argentino, Tarija y San Lorenzo. |
| Enfermedad    | 0,00         | Tarija, temporalmente.                                      |
| Familiar      | 7,70         | Diferentes Localidades.                                     |
| <b>Total</b>  | <b>100,0</b> | Migración temporal.                                         |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

La migración es un fenómeno que se produce en el ámbito nacional, departamental, provincial y comunal, debido a los elevados niveles de pobreza; el limitado acceso a ingresos básicos y la estacionalidad de la ocupación de la mano de obra en la actividad ganadera de la zona. De acuerdo a información de los propios comunarios indican que la migración en general está alrededor del 15% y se presenta de dos maneras: Temporal y definitiva.

La migración temporal, en la comunidad de Noques, de acuerdo a información proporcionada por los futuros usuarios, es del 15% de la población, especialmente la gente joven que se traslada a centros de mayor actividad económica del interior y exterior del país en busca de fuentes de trabajo, principalmente a la república Argentina y Tarija, salen en febrero para regresar en el mes de noviembre.

Las principales actividades que realizan los varones son: jornaleros en la agricultura, construcción (albañiles) y otros tipos de empleo (ayudantes, chóferes, otros). Las mujeres migran también a temprana edad y los principales destinos son la ciudad de Tarija, y Yacuiba, donde se trasladan por motivos de estudios y trabajo, los servicios más comunes son: empleada doméstica y otras labores de casa como cocineras y

costureras, estas actividades son combinadas a menudo con el estudio del ciclo secundario.

**Cuadro 1.9** Migración temporal, según época y ocupación

| LUGAR     | MOTIVO  | OCUPACION  | MES/EPOCA | INGRESO Bs. |
|-----------|---------|------------|-----------|-------------|
| Tarija    | Trabajo | Empleado   | Marzo     | 25 – 30     |
| Bermejo   | Estudio | Estudiante | Abril     | Bs./Jornal  |
| Argentina |         |            |           | Ninguno     |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

Las causas de migración son: la inexistencia de empleo en las Comunidades y ausencia de mejores servicios educativos.

Los lugares más preferidos por los emigrantes temporales en orden de importancia son la ciudad de Tarija y la Republica de Argentina, que oscila entre 4 a 8 meses del periodo de estiaje.

Los riesgos climáticos en la producción agropecuaria, la falta de acceso a los centros de consumo para comercializar sus productos, los ingresos monetarios bajos, la inexistencia de los servicios básicos (salud, educación, vivienda) entre otros, motivan que los habitantes sientan la atracción por los bienes y servicios que ofrecen los centros urbanos.

Otros lugares geográficos con mejores recursos naturales que en definitiva ocasionan que las familias abandonen sus comunidades y los pequeños centros poblados, aumentado de esta forma la migración campo-ciudad.

En los últimos 5 años, de las comunidades beneficiarias han emigrado de manera definitiva 10 personas.

- *Composición familiar*

En la comunidad de Noques no existe personas de migren hacia la zona, la mayoría de los habitantes son de la misma comunidad la misma que pertenece a la Provincia Méndez Primera Sección del Departamento de Tarija.

- *Tamaño Promedio de las Familias*

El número de miembros que componen cada familia varía entre 4 y 5 miembros (padres e hijos), el promedio es de aproximadamente 5 personas por familia.

Los miembros de las familias tienen diferentes roles de trabajo al interior de la misma como así en la comunidad, los varones son los que tienen la responsabilidad de mantener el hogar a través de la producción agrícola. Sin embargo, la mujer es la que cumple con mayores actividades y obligaciones como labores de casa, la agricultura, ganadería y artesanía.

En la zona existe un solo grupo de colonos, no existen etnias diferenciadas.

- *Número Aproximado de Familias*

La comunidad de Noques es la que se beneficiará con el presente proyecto de Estudio a Diseño Final Construcción de Estanques, cuenta con una población total de 42 familias de las cuales las 42 serán beneficiadas directas de la implementación del proyecto, llegando a la cobertura del 100%.

#### **1.1.4 Aspectos Económicos**

La principal actividad económica de la comunidad de Noques es la agricultura, con la producción de maíz, papa, oca, papa liza, maní, avena, haba, trigo y algunos productos frutales como ser durazno, la segunda actividad importante es la cría y producción de ovinos, bovinos, cerdos y aves de corral (gallinas). Estas actividades constituyen su principal fuente de ingresos y por consiguiente la que mayor mano de obra absorbe.

Es indudable que la mayoría de los agricultores ubicados en el área de influencia del proyecto, no están incorporados a una economía de mercado, su principal actividad está orientada más que todo hacia la producción para el auto consumo.

El área total de cultivo se encuentra de forma irregular, en general con pendientes por la topografía de la zona, se tiene una cosecha por año en algunos cultivos tal el

caso de hortalizas y otros cultivos, dependiendo de las condiciones climatológicas y demanda en los mercados.

De los datos obtenidos en las encuestas se pudo determinar la población económicamente activa que es a partir de los 6 años hasta 60, donde se observa que de los integrantes son niños en edad escolar que aportan en el desarrollo agrícola, cubriendo jornales en período de vacaciones y medio jornal en el período escolar.

**Cuadro 1.10** Aspectos económicos de la población

| COMUNIDAD | TOTAL HABITANTES | ECONOMICAMENTE ACTIVA |         |            |         |       | ECONOMICAMENTE NO ACTIVA |                 |            |          |      | SIN ESPECIFICAR |
|-----------|------------------|-----------------------|---------|------------|---------|-------|--------------------------|-----------------|------------|----------|------|-----------------|
|           |                  | TOTAL                 | OCUPADA | DESOCUPADA |         |       | TOTAL                    | LABORES DE CASA | ESTUDIANTE | JUBILADO | OTRO |                 |
|           |                  |                       |         | TOTAL      | CESANTE | BTPPV |                          |                 |            |          |      |                 |
| NOQUES    | 239              | 129                   | 98      | 31         | 25      | 6     | 110                      | 45              | 52         | 2        | 2    | 9               |

Fuente: Gob. Municipal San Lorenzo

La demanda de una infraestructura de agua para riego, es el principal requerimiento para satisfacer el potencial humano de la zona, y disminuir así la migración de la población fuera de la comunidad.

Las familias cultivan principalmente cultivos anuales, siendo muy poco el cultivo de plantas frutales, y esto es debido exclusivamente a la poca disponibilidad de agua, lo que no permite producir árboles frutales.

### 1.1.5 Aspectos Geográficos

*Ubicación Geográfica y Límites.-* La comunidad de Noques esta en el distrito El Rosal que se sitúa entre los paralelos 21°12' de latitud Sud y 64°44' de Longitud

Oeste el mismo que cuenta con 12 comunidades y se encuentran dentro de Municipio de San Lorenzo, Geográficamente en la Provincia Méndez, la misma que se sitúa entre las coordenadas 21° 29' 00" de latitud Sud y 64° 46' 00" de longitud Oeste, con una altitud promedio de la zona de 2160 m.s.n.m.

La comunidad de Noques, Política y administrativamente corresponde a la primera sección de la Provincia Méndez, dentro del Municipio de San Lorenzo que limita al Norte y al oeste con el departamento de Chuquisaca, al Sur con las provincias de Avilés y Cercado, al Este con las Provincias de O'Connor y Cercado y al Oeste con la Sección Municipal de la Provincia Méndez

#### **1.1.6 Aspectos Culturales**

La totalidad de la población de Noques habla el castellano. En la zona no se tienen tradiciones y costumbres socioculturales arraigadas que la particularicen, más bien, mantienen una estrecha relación y afinidad con las costumbres del Departamento de Tarija.

Las fiestas más tradicionales son: año Nuevo, Carnaval, pascua, fiestas patrias y otras fiestas religiosas como: La Cruz, Todos Santos, San Lorenzo, Navidad, Año Nuevo, etc.

La mayor parte de la población pertenece a la religión católica, existiendo también grupos sectarios evangélicos.

En la comunidad de Noques no existe personas de migren hacia la zona, la mayoría de los habitantes son de la misma comunidad la misma que pertenece a la Provincia Méndez Primera Sección del Departamento de Tarija.

#### **1.1.7 Aspectos Ambientales del Área de Influencia**

El proyecto de construcción de estanques no plantea grandes movimientos de tierra por ser un proyecto que requiere un espacio plano de tamaño considerable para el estanque.

Por la experiencia de los beneficiarios, existe la posibilidad de erosión de los suelos de cultivo, ya que los terrenos de cultivo, en general, son de pendientes mayores al 2%, se tendrán que aplicar en el futuro prácticas de conservación de suelos, ya sean estas mecánicas o agronómicas.

El asesoramiento en manejo ambiental, surge como una gran necesidad en cualquier proyecto a ejecutarse.

El desarrollo sostenible tiene como objetivo la ordenación y conservación de la base de los recursos naturales y la orientación de cambio tecnológico e institucional de tal manera que asegure la satisfacción de las necesidades humanas para las generaciones presentes y futuras.

Las especies recomendadas para la reforestación de la zona son árboles naturales como ser taco, churqui, molle, queñua y otros las mismas existen en la comunidad y son resistentes por la cobertura que forma y se desarrollan con facilidad en los lugares donde exista agua. El trabajo deberá ser realizado por los usuarios.

Como se mencionó anteriormente el diagnóstico preliminar de los Aspectos Ambientales, que el impacto ambiental en general será positivo, pues el proyecto se traduce en el mejoramiento de la producción agrícola, la diversificación de los cultivos, el incremento de la biomasa en general y la captación del agua con fines de riego.

*Fase de elaboración del diseño*, en la definición de alternativas para las obras del proyecto participaron los usuarios del agua, tanto en la verificación de la infraestructura, identificación de problemas y priorización de obras. Los trabajos de replanteo, no contemplan la tala forestal de riesgo, en razón de las características de la vegetación de matorrales que predomina.

*En la fase de construcción*, por las características de los suelos por donde atravesará la tubería de aducción, todos los trabajos de excavación se realizarán en forma manual. Así mismo el trazo de la aducción seguirá por donde no se presenten problemas de derrumbes o deslizamientos por no existir sectores de riesgo.

Durante el traslado, acopio y mezcla de agregados para el revestimiento de las obras de arte, se debe prever la ubicación de lugares fuera de las áreas cultivadas o el uso de mezcladoras móviles.

Por las características de los trabajos planteados, se reducen las posibilidades de que se pueda afectar la flora y fauna existentes. No se originarán impactos ambientales negativos, pues la aducción por tubería no incide en la degradación del suelo, de manera que no habrá grandes movimientos de tierra. Concluida la fase de construcción, se debe retirar todos los escombros y desechos del área de proyecto.

*La Fase de operación y mantenimiento*, del sistema de Estanques para Noques, están enmarcados dentro de los trabajos de mantenimiento que se reducirán sustancialmente en lo referente a la inversión de mano de obra. El trabajo se limitará a la limpieza temporal para que el mismo mantenga su altura para almacenar agua.

Por las variaciones que se introducirá en la operación del sistema, se debe considerar el servicio de Acompañamiento durante la construcción de las obras civiles, para realizar actividades de capacitación y fortalecimiento de la organización y la elaboración de los Estatutos, Reglamentos y el Manual de O + M, a efectos de evitar conflictos y lograr una gestión eficiente por parte de los usuarios.

En esta fase existirá un impacto ambiental favorable para la zona del proyecto, debido a que se tendrá mayor cobertura vegetal y de esta manera crear un microclima agradable.

La calidad del agua es buena, no existe el peligro de incidencia de salinidad, puesto que la conductividad eléctrica es relativamente baja.

De acuerdo al estudio de suelos, en las áreas de cultivo los potenciales riesgos de erosión son mínimos, sin embargo en los terrenos con pequeñas pendientes será necesario aplicar prácticas de conservación de suelos (terrazas, curvas a nivel y otras) para mitigar el posible riesgo de erosión hídrica.

Las implicaciones de impacto ambiental a la zona del proyecto, no serán considerables, ya que los impactos negativos probables que se puedan dar por la

construcción de las obras civiles: obra de toma, aducción principal, obras de arte y posible nivelación de terrenos, necesariamente implicará el derrumbe de algunos árboles y destrucción de zonas naturales de pastoreo.

Sin embargo, estos impactos supuestamente negativos, en un mediano plazo se convertirán en actores de generación y regeneración natural de especies arbóreas, pastizales y otras.

En síntesis, con la implementación del proyecto se lograrán impactos medioambientales positivos, que permitirá el mejoramiento y beneficio de las familias que habitan la comunidad de Noques.

### **1.1.8 Caracterización de la Cuenca**

La fuente de abastecimiento de agua para el estanque se tiene por las características de la zona que la misma son zonas semi secas de manera que se puede definir tres grupos de fuentes de agua

- Escorrentía de agua pluvial de un área de aporte esta agua depende de dos factores que son la precipitación que influye la intensidad de lluvia, por ejemplo un churasco breve y intenso de corto tiempo resulta de mayor volumen y escorrentía en cuanto al estanque se puede almacenar más agua pluvial
- Vertientes Ojos de Agua

Debido a la zona que se encuentra en estudio del proyecto tenemos que el mismo se encuentra en lugares lejanos donde no se cuenta con datos Hidrológicos que relacione la precipitación con el área de aporte y poder determinar el volumen de aporte esto volumen mensual y volumen anual.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN DE LOS ESTANQUES**

En la comunidad de Noques no se cuenta con un sistema de riego que pueda satisfacer la necesidad de agua para riego, apenas se puede satisfacer el consumo humano y de animales.

Por este motivo se pretende construir estanques para las familias de la comunidad de Noques, con la construcción se mejorara las condiciones de riego y en consecuencia la vida de los comunarios, la población beneficiaria lo hace una necesidad a corto plazo, para satisfacer la demanda por falta de agua en la comunidad.

Con la construcción de estos Estanques se busca contribuir a la seguridad alimentaria y el alivio de la pobreza de las familias de la comunidad, creando mejores condiciones en la disponibilidad de agua para riego, consumo humano y de los animales.

### **1.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTANQUES**

#### **1.3.1 Clasificación de los Depósitos**

De conformidad con su posición relativa al terreno, los depósitos pueden clasificarse como superficiales y elevados. En este trabajo sólo se cubren los depósitos superficiales.

Cuando se trate de depósitos que contengan agua potable o agua tratada es conveniente mantenerlos cubiertos para evitar la contaminación del agua.

##### **1.3.1.1 Depósitos sobre la Superficie del Terreno**

###### **1.3.1.1.1 Depósitos Superficiales**

Los depósitos superficiales se construyen directamente apoyados sobre la superficie del suelo.

Por lo general, se utiliza este tipo de depósito, cuando el terreno sobre el que se va a desplantar tiene la capacidad necesaria para soportar las cargas impuestas, sin sufrir deformaciones importantes. Resulta también conveniente, si fuese necesario, contar con una cierta altura para la descarga del líquido, a fin de disponer de una carga de presión hidrostática adecuada.

Los depósitos superficiales tienen la ventaja de que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y de salida.

#### **1.3.1.1.2 Depósitos Enterrados y Semienterrados**

Los depósitos enterrados se construyen totalmente bajo la superficie del terreno. Se emplean cuando el terreno de desplante es adecuado para el funcionamiento hidráulico de la red de distribución y cuando es necesario excavar hasta encontrar un estrato de soporte más resistente.

Tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de las grandes variaciones de temperatura; no alteran el paisaje y sus cubiertas pueden utilizarse para las más diversas funciones, tales como: áreas jardineadas, canchas de juego para basquetbol, tenis, etc.; e incluso como helipuertos.

Sus inconvenientes son el tener que efectuar excavaciones costosas, la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión del abastecimiento y la red de distribución, así como, la dificultad para descubrir las posibles filtraciones y fugas del líquido.

Por otro lado, en los depósitos semienterrados, una porción de la construcción se encuentra bajo el nivel del terreno y parte sobre éste. La construcción de este tipo de depósito está definida por razones de topografía o cuando el costo de la excavación es alto, ya sea porque ésta no se justifica debido a su localización desventajosa o por razones de geotecnia. De no observarse ambos factores, traerían aparejados el costo elevado de la construcción. Por otra parte, permiten un acceso a las instalaciones más fácilmente que el de los depósitos totalmente enterrados.

#### **1.3.1.1.3 Depósitos Cubiertos**

En aquellos depósitos que por la naturaleza del líquido que almacenan necesitan estar tapados, las cubiertas pueden ser planas, cónicas, en forma de domo, tóricas o una combinación de ellas.

### **1.3.2 Geometría de los Depósitos**

La configuración teórica más conveniente para un depósito es aquella que para una altura y volumen dados, se tenga un perímetro mínimo, lo cual implica una geometría

cilíndrica. Sin embargo, pueden existir otras razones que obliguen a la planta rectangular o cuadrada.

En los depósitos rectangulares, cuando tienen dos compartimentos, conviene tener una relación 3 : 4 en la longitud de los lados. Cuando existan  $n$  compartimentos, la relación recomendable es de  $n + 1 : 2n$ , por ser ésta la que proporciona el perímetro mínimo a igualdad de superficie.

En los grandes depósitos, especialmente los rectangulares, se recomienda el diseño de divisiones o “muros-guía”, que permiten la renovación del agua en el interior de esas divisiones, evitándose el estancamiento de la misma, en especial en las esquinas.

Para proceder a la limpieza, reparaciones o mantenimiento, son convenientes los muros divisorios para mantener sin interrupción el funcionamiento del depósito durante esos lapsos.

Entre los depósitos rectangulares se tienen los tanques de regulación, sedimentadores, floculadores, filtros, cajas repartidoras, cárcamos de bombeo, cajas rompedoras de presión, digestores de lodos, etc. Normalmente en este tipo los depósitos son de concreto.

En tanto que, entre los depósitos cilíndricos, puede citarse a los de tratamiento de aguas residuales, de regulación, tanques de sumergencia, tanques unidireccionales, espesadores de lodos, torres de oscilación, etc. Estos pueden ser de concreto *colado*, vaciado o colocado en el sitio; pretensados, postensados o de acero.

La geometría tiene que ver con el material con el cual se vaya a construir el depósito, por ejemplo: en los depósitos de mampostería es conveniente adoptar la configuración rectangular, debido a que los depósitos circulares soportan la presión del agua a través de la tensión anular, misma que en los depósitos de concreto reforzado resiste el acero de refuerzo. En los depósitos de mampostería no existe este refuerzo y por lo tanto, la presión del agua agrietaría las juntas de mortero de la mampostería, que son incapaces de soportar esfuerzos de tensión. Por esta razón, los

depósitos de geometría cilíndrica, por lo general, son de concreto reforzado o presforzado o bien, metálicos.

En las poblaciones o localidades rurales, los depósitos que se construyen generalmente son de mampostería, de forma rectangular, debido a que el material más común de la región suele ser la piedra o la roca. Los depósitos pequeños, en general, son recomendables de concreto reforzado y de forma rectangular.

En los depósitos superficiales es conveniente distinguir lo siguiente: tamaño, material y modulación.

Tamaño: si se trata de pequeños o grandes depósitos.

Material: material con que se construyen, sea de acero, concreto o mampostería.

Modulación: si son o no modulares para futuras ampliaciones.

En los grandes depósitos superficiales, de no desearse o no contarse con el presupuesto para construir cubiertas de domo con grandes claros, la forma más recomendable es la rectangular. En tales casos, los depósitos se cubrirán con losas convencionales apoyadas sobre trabes y columnas. Para claros un poco mayores: losas planas apoyadas sobre columnas o elementos prefabricados apoyados también sobre columnas.

## **1.4 CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS PARA EL DISEÑO**

### **1.4.1 Fases que abarca el diseño completo de los depósitos**

El diseño de las estructuras para los depósitos se efectúa en seis fases consecutivas o que pueden estar traslapadas, de la siguiente manera:

1. Estudios de campo.
2. Diseño funcional.
3. Esquema físico de la estructura.
4. Diseño hidráulico.
5. Diseño electromecánico.

## 6. Diseño estructural.

### **1.4.2 Objetivos y recomendaciones generales para el análisis y el diseño estructural**

#### **1.4.2.1 Tipos de estructuras que se consideran**

Las estructuras que se cubren para el propósito de este trabajo son: los depósitos para agua potable, las plantas potabilizadoras y las plantas para el tratamiento de aguas residuales.

Es posible construir la mayoría de estas estructuras, con materiales tales como: mampostería, concreto reforzado, concreto presforzado, acero y aún de fibra de vidrio.

#### **Propósito del diseño estructural**

El propósito del diseño es el de lograr una probabilidad aceptable de que la estructura que se vaya a construir no sufra deterioro alguno, de tal suerte que éstos demeriten el uso para el cual fue destinada o que inclusive pudiesen provocar el colapso de la misma.

Las recomendaciones para el diseño estructural que aquí se presentan, se consideran como requisitos mínimos para ser aplicados de una manera general. Podrán requerirse diseños especiales, más conservadores, para aquellos aspectos estructurales especiales, las combinaciones de las acciones no usuales o las condiciones de exposición no comunes.

Habrà que diseñar los depósitos de tal suerte que se evite la presencia de fugas. Por consiguiente, se emplearán procedimientos de diseño que eliminen las grietas u otras fuentes potenciales de aquéllas. Si bien, para estos propósitos es importante una práctica constructiva correcta y adecuada y habrán de emplearse materiales con la calidad especificada.

#### **1.4.2.2 Procedimientos para el análisis estructural**

Para el análisis de las estructuras de los depósitos se emplea el método de análisis elástico, reconocido y aceptado en la ingeniería estructural. A partir de las acciones permanentes, variables y accidentales a que estará sujeta la estructura, se determinarán los elementos mecánicos que actúan sobre ésta y con los cuales se llevará a cabo el diseño.

#### **1.4.2.3 Efectos que se deben considerar en el proyecto estructural**

Las acciones que se consideran para el análisis de las estructuras que se cubren en este trabajo, se determinarán a partir del tirante y el peso volumétrico del líquido y/o los sólidos que contenga; el peso de los equipos que se instalen; las cargas dinámicas de dichos equipos; las cargas accidentales, y la presión externa de los rellenos sobre los muros de los depósitos. En comparación con las cargas muertas y la del líquido, las cuales se conocen con cierta precisión, las cargas vivas de diseño en los depósitos, son generalmente pequeñas.

##### **1.4.2.3.1 El espesor mínimo de las paredes de los depósitos**

De conformidad con el informe 350 de ACI (American Concrete Institute) *Environmental Engineering Concrete Structures*, los muros de concreto reforzado con una altura del líquido igual o mayor a 3,00 m, tendrán un espesor mínimo de 30 cm.

En términos generales, el espesor mínimo de cualquier elemento estructural de los depósitos deberá ser de 15 cm. Se requerirá un mínimo de 20 cm donde el recubrimiento del concreto para protección del acero de refuerzo sea de 5 cm o más. Sin embargo, cuando se usen dispositivos para la retención de agua y la posición del acero de refuerzo que puedan afectar adversamente a la colocación apropiada del concreto, se considerará un espesor mayor.

##### **1.4.2.3.2 Impermeabilidad de los depósitos**

Debido a la contracción por secado que normalmente experimenta el concreto, la impermeabilidad de los depósitos se afecta por la secuencia y los procedimientos de

construcción de las juntas y sus detalles, por lo que estos aspectos deberán tenerse muy en cuenta en el diseño para reducir al mínimo sus efectos.

#### **1.4.2.3.3 Corrosión del acero de refuerzo**

Durante el diseño y la construcción se tomarán las precauciones necesarias para evitar la posterior corrosión del acero de refuerzo en los depósitos de concreto. Ésta puede originarse de varias formas, por ejemplo: con la presencia de iones de cloruro en el cemento, mediante la carbonatación o ambas.

En la cercanía de ambientes marinos se propicia la evolución de la corrosión en el acero de refuerzo y por tal motivo, deberán tomarse las precauciones necesarias en la calidad y el recubrimiento del concreto para evitar que ésta se presente.

#### **1.4.2.3.4 El agrietamiento**

Para el control del agrietamiento en el concreto, será preferible colocar un gran número de varillas de pequeño diámetro, en vez de un área igual de refuerzo con varillas de grandes diámetros.

El uso de concreto y los morteros a base de fibras cortas es un medio efectivo para reducir el agrietamiento.

#### **1.4.2.3.5 El recubrimiento del refuerzo**

Se sugiere que el recubrimiento mínimo del acero de refuerzo sea de 5 cm.

### **1.4.3 El refuerzo mínimo**

De conformidad con la unidad 10.5.1 de ACI 318-95, el refuerzo mínimo en cualquier sección sujeta a flexión será igual a:

$$A_{s,min} = \frac{0,8 \bar{f}_c'}{f_y} b_w d \quad (\text{Ec. 10-3 de ACI 318-95})$$

Pero no menor a:  $\frac{14}{f_y} b_w d$

donde  $b_w$  es el ancho del alma de la viga o de la nervadura,  $d$  es el peralte efectivo del elemento a flexión considerado y  $f_y$  el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo.

En una sección en T estáticamente determinada con el patín en tensión, el área  $A_{s,min}$  será igual o mayor al menor de los valores dados, ya sea por:

$$A_{s,min} = \frac{1,6 \overline{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (\text{Ec. 10-4 de ACI 318-95})$$

o por la Ec. (10-3), donde  $b_w$  es igual al ancho del patín de la viga.

Según la unidad 10.5.3 de ACI, no es necesario aplicar los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2, si en cada sección del área de acero en tensión se provee al menos 1/3 de área mayor a la requerida por el análisis.

En las losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el área mínima de refuerzo a tensión en la dirección del claro analizado, será la misma a la requerida por 7.12 de ACI 318-95 (refuerzo para temperatura y contracción del cual se dan detalles más adelante).

De conformidad con la unidad 2.6.6 del informe del Comité 350 de ACI, la separación máxima de este refuerzo no será mayor a 30 cm, por lo cual ya no son aplicables a las estructuras de los depósitos para almacenar líquidos, las disposiciones de ACI 318-95, unidad 10.5.4.

#### **1.4.3.1 Refuerzo para contracción y temperatura**

Enseguida se transcriben los requisitos del subcapítulo 7.12, de ACI 318-95, aplicables a los depósitos:

Para los esfuerzos de contracción y temperatura, es necesario proporcionar refuerzo normal al refuerzo para flexión en las losas estructurales, donde el refuerzo a flexión se extienda en una sola dirección (ACI 318-95, unidad 7.12.1).

El área mínima de refuerzo para temperatura y fraguado se proporcionará de conformidad con las siguientes relaciones de área de refuerzo al área bruta del concreto, pero no menor a 0.0014 (ACI 318-95, subunidad 7.12.2.1):

- a. Las losas donde se utilice acero de refuerzo de grados 40 o 50.

$$(f_y = 2,800 \text{ ó } 3,500 \text{ kg/cm}^2): 0.0020$$

- b. Las losas donde se utilicen varillas corrugadas del grado 60.

( $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) o malla de alambre soldado (liso o corrugado): 0.0018

#### **1.4.3.1.1 Separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura**

Según ACI 318-95, subunidad 7.12.2.2, la separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura no será mayor a 5 veces el espesor de la losa ni 45 cm.

La cantidad de refuerzo por contracción y temperatura que es necesario suministrar, está en función de la distancia entre las juntas de movimiento, las cuales disipan la contracción y los esfuerzos causados por la temperatura en la dirección del refuerzo. Además, la cantidad de refuerzo por contracción y temperatura está en función de la mezcla específica de concreto, la cantidad de agregado, el espesor del muro, su refuerzo y las condiciones ambientales de la obra. Véase la Figura 2.5 del informe del Comité 350 de ACI: *Environmental Engineering Concrete Structures*.

Las secciones de concreto de 60 cm o de mayor espesor, contendrán el mínimo de refuerzo por contracción y temperatura en cada cara, con base en un espesor de 30 cm.

### **1.4.4 Estructuración de los depósitos**

#### **1.4.4.1 Antecedentes**

Los depósitos para almacenar agua se diseñan y construyen para llevar a cabo procesos similares, tales como almacenamiento, sedimentación, filtración, etc. por lo que desde el punto de vista hidráulico son parecidos y como consecuencia, las condiciones de carga y el diseño estructural son similares.

#### **1.4.4.2 Lineamientos básicos de estructuración**

Es de primordial importancia que los depósitos para el almacenamiento de agua se mantengan impermeables a la filtración del agua. Se evitará asimismo, la contaminación del agua potable por el contacto con el agua freática.

Los depósitos se componen de diversos elementos, como son:

Los muros que soportan las acciones consistentes de los empujes de agua y de tierra; así como las fuerzas provocadas por el sismo y el viento.

Las cimentaciones que pueden consistir de zapatas corridas bajo los muros o una losa que ejerza una función estructural y que al mismo tiempo, constituya el piso o fondo de los depósitos.

Los pisos o fondos de los depósitos, los cuales pueden ser una losa estructural o una membrana impermeable de concreto sin función estructural.

Las cubiertas o tapas de los depósitos.

Elementos accesorios tales como: escaleras, tuberías, válvulas, etc.

#### **1.4.4.3 Depósitos de concreto reforzado**

Gran parte de los depósitos para el almacenamiento del agua se construyen de concreto reforzado. De hecho el material de construcción que más se utiliza en el mundo para este tipo de estructuras es el concreto reforzado. Muchas son las ventajas que tienen los depósitos de concreto reforzado sobre otros materiales. Entre ellas se cuentan:

La impermeabilidad que por sí misma contiene el concreto bien dosificado y compactado; requiere un mantenimiento mínimo, posee una gran resistencia al ataque de los agentes químicos y al intemperismo y otras ventajas.

Sin embargo, la impermeabilidad de los depósitos se ve afectada por la secuencia de la construcción, así como la ubicación y el detallado de las juntas.

Al perder humedad debido al proceso de fraguado, la masa de concreto tiende a contraerse, lo que da lugar a esfuerzos de tensión en dicha masa. Como el concreto no es apto para soportar altos esfuerzos de tensión, se presentarán agrietamientos, a menos que se tomen las precauciones necesarias para evitar que estos ocurran.

Entre estas precauciones se deberá observar la separación, colocación y tipo de las juntas. Éstas se diseñarán para tomar en cuenta el fenómeno de la contracción, así

como los cambios de temperatura y evitar así, el agrietamiento que es consecuencia de estos fenómenos.

El mejor camino para reducir los efectos de la contracción consiste en utilizar concretos que cumplan con las siguientes cualidades: adecuada dosificación, baja relación agua/cemento, buena colocación, enérgico vibrado, curado eficiente y prolongado. Finalmente, la adecuada localización y construcción de las juntas.

El concreto terminado tiene la gran ventaja de que se le puede dar la forma deseada, tan sólo con preparar los moldes para tal objeto.

Otra ventaja del concreto es la de poder establecer a voluntad la resistencia de proyecto (dentro de ciertos límites máximos), lo cual se logra mediante la dosificación apropiada de los ingredientes: arena, grava, cemento, agua y aditivos.

#### **1.4.4.3.1 Comportamiento estructural**

Los elementos de los depósitos de concreto reforzado tienen la ventaja de poseer capacidad a la compresión, tensión, flexión y cortante y por otra parte, debido a su rigidez, pueden absorber las deformaciones diferenciales.

En el presente Manual se cubren los depósitos de concreto reforzado que pueden adoptar la forma rectangular, poligonal o cilíndrica. Pueden, asimismo, estar ubicados sobre la superficie del terreno o bajo el nivel de éste. Sin embargo, como ya se ha dicho, se pone especial énfasis en los primeros.

#### **1.4.4.4 Formas estructurales de los depósitos de concreto reforzado**

En los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, los depósitos de concreto reforzado que se usan más comúnmente son los tanques de regulación, las estructuras que componen las plantas potabilizadoras y las plantas de tratamiento de aguas servidas.

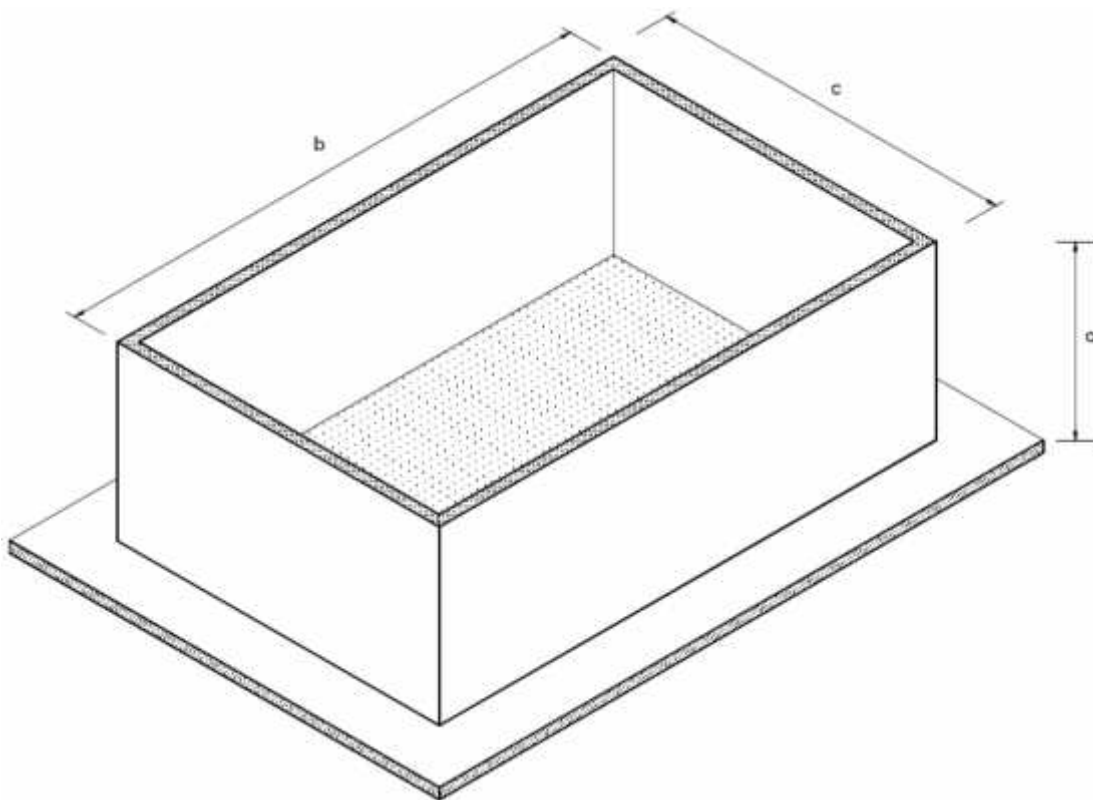
Aun cuando los métodos de diseño estructural no difieren de uno a otro tipo de depósito, los procedimientos de análisis varían, dependiendo de las proporciones y de

la forma de cada uno. También influyen las características del terreno de desplante, así como, que el depósito esté o no cubierto.

En el funcionamiento estructural de los depósitos cuadrados, rectangulares o poligonales predomina la flexión-tensión. En los cilíndricos predomina la tensión radial o circunferencial. En ambos casos, la principal acción sobre los muros es el empuje hidrostático del agua de adentro hacia afuera y los empujes exteriores del relleno y del agua freática, si el depósito se encuentra enterrado o semienterrado.

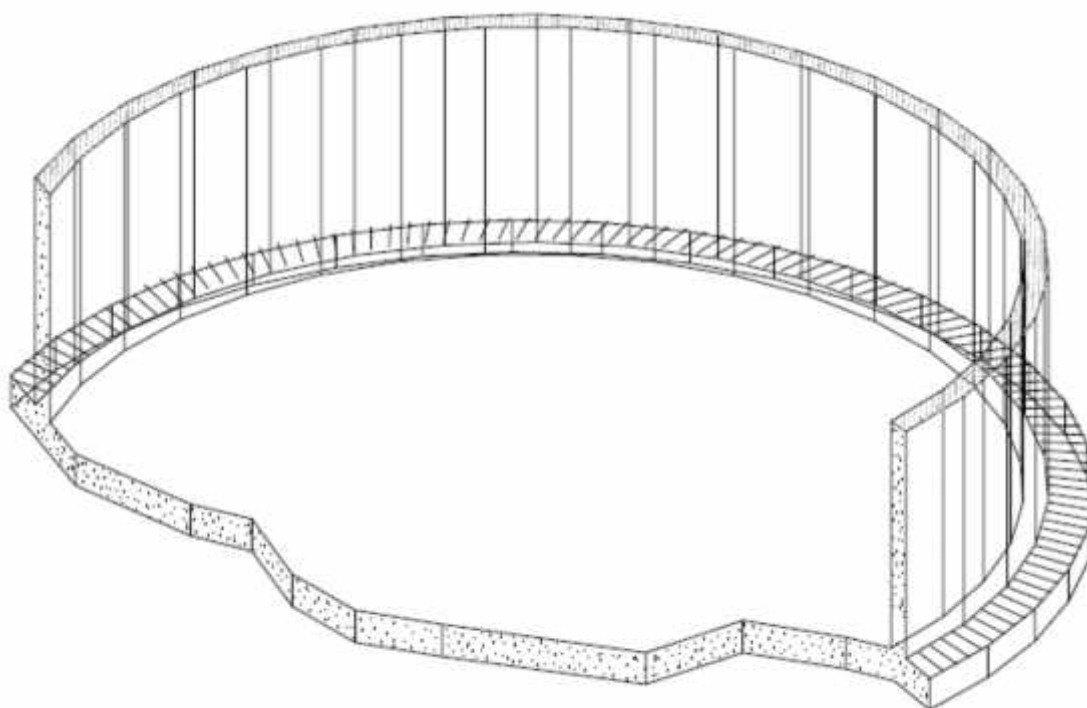
Cuando el terreno sobre el que se desplantan los depósitos experimenta pocas deformaciones, esto es, si se trata de un terreno con una buena capacidad de carga, normalmente los depósitos se apoyan en una zapata corrida, en tanto que el piso será una losa de poco espesor, reforzada sólo para los efectos de la temperatura que funcionará como una membrana impermeable.

**Figura 1.1** Depósito rectangular de pequeñas dimensiones con una losa corrida de cimentación



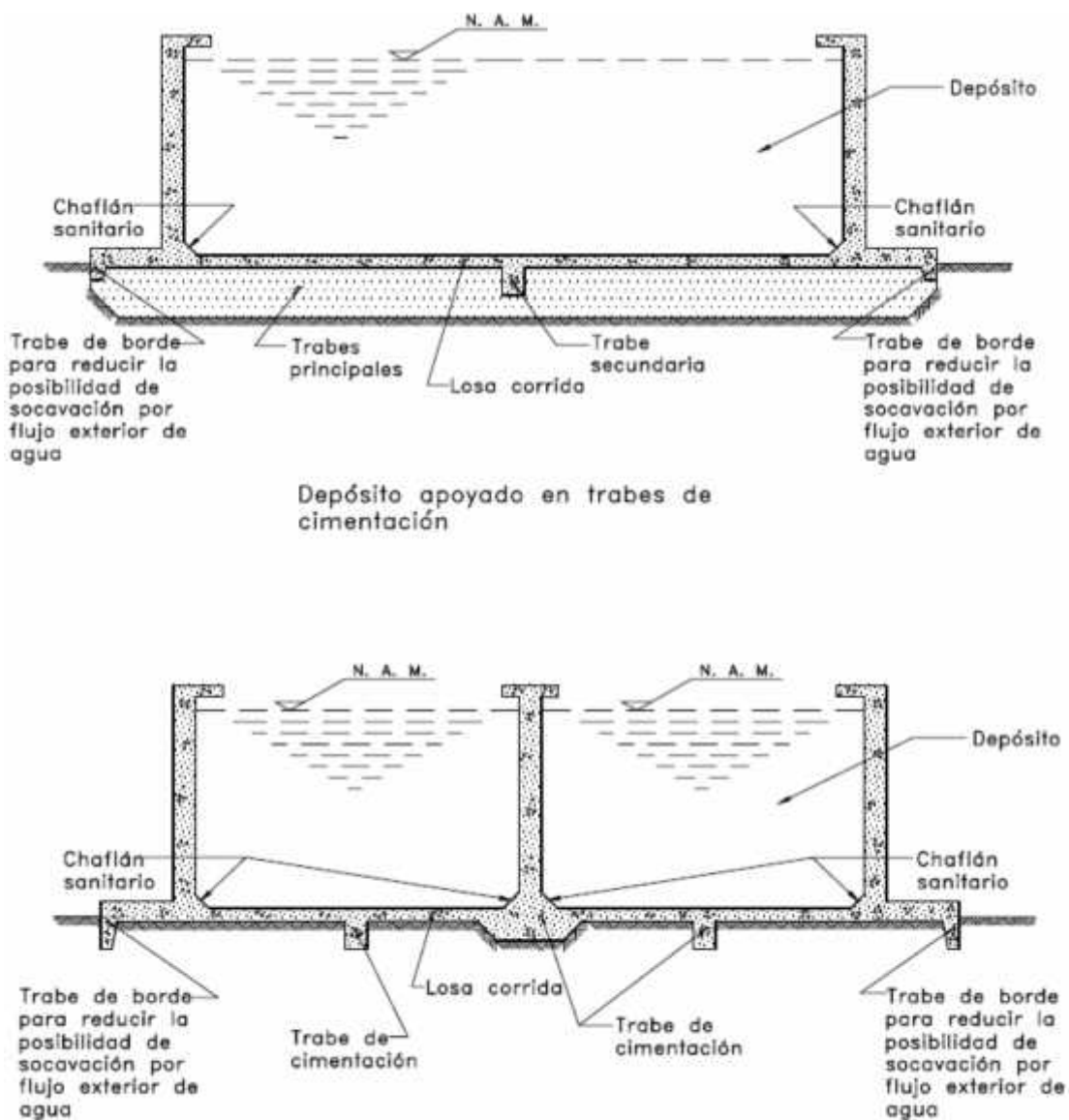
Si el terreno de desplante es de poca capacidad de carga, es necesario que la losa de piso tenga una función estructural para repartir la carga en un área mayor de apoyo. En estos casos, la losa es continua estructuralmente con los muros. Por supuesto, también tendrá que ser lo suficientemente impermeable para evitar las filtraciones de agua, tanto desde adentro hacia afuera, como el paso de las aguas freáticas al interior del depósito.

**Figura 1.2** Depósito cilíndrico apoyado en un terreno compresible



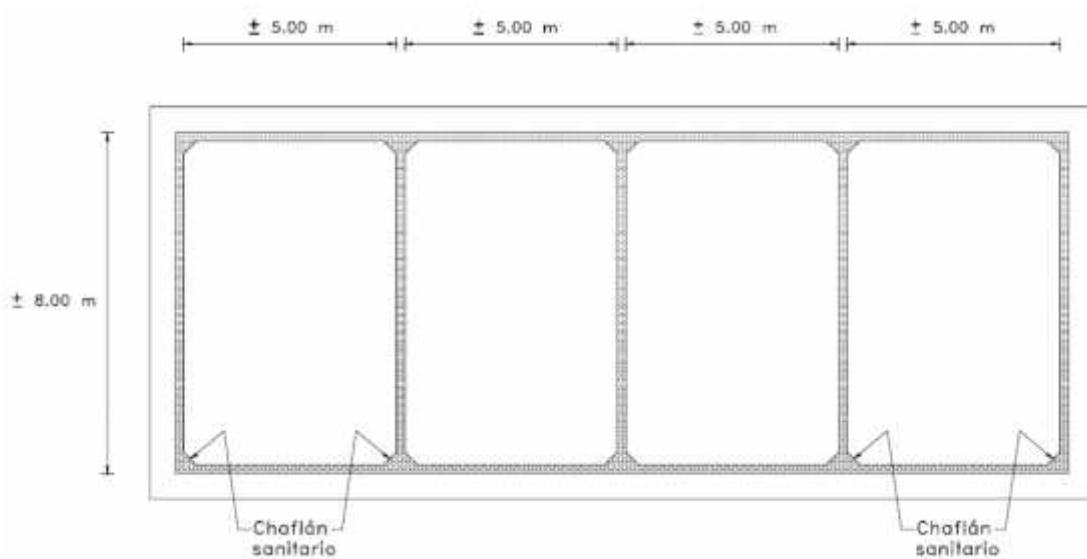
En los casos de terrenos con muy poca capacidad de carga y para depósitos de grandes dimensiones, será necesario que la losa de piso contenga trabes de cimentación que ayuden a reducir su espesor, mediante la disminución de los claros que salva dicha losa.

**Figura 1.3** Depósitos cimentados con losa y traves



Los depósitos que se utilizan para los filtros, floculadores, sedimentadores y tanques de contacto de cloro, se construyen sin cubierta. Los tanques de regulación requieren estar cubiertos, por contener agua potable, lo cual es necesario para mantenerla libre de la contaminación atmosférica.

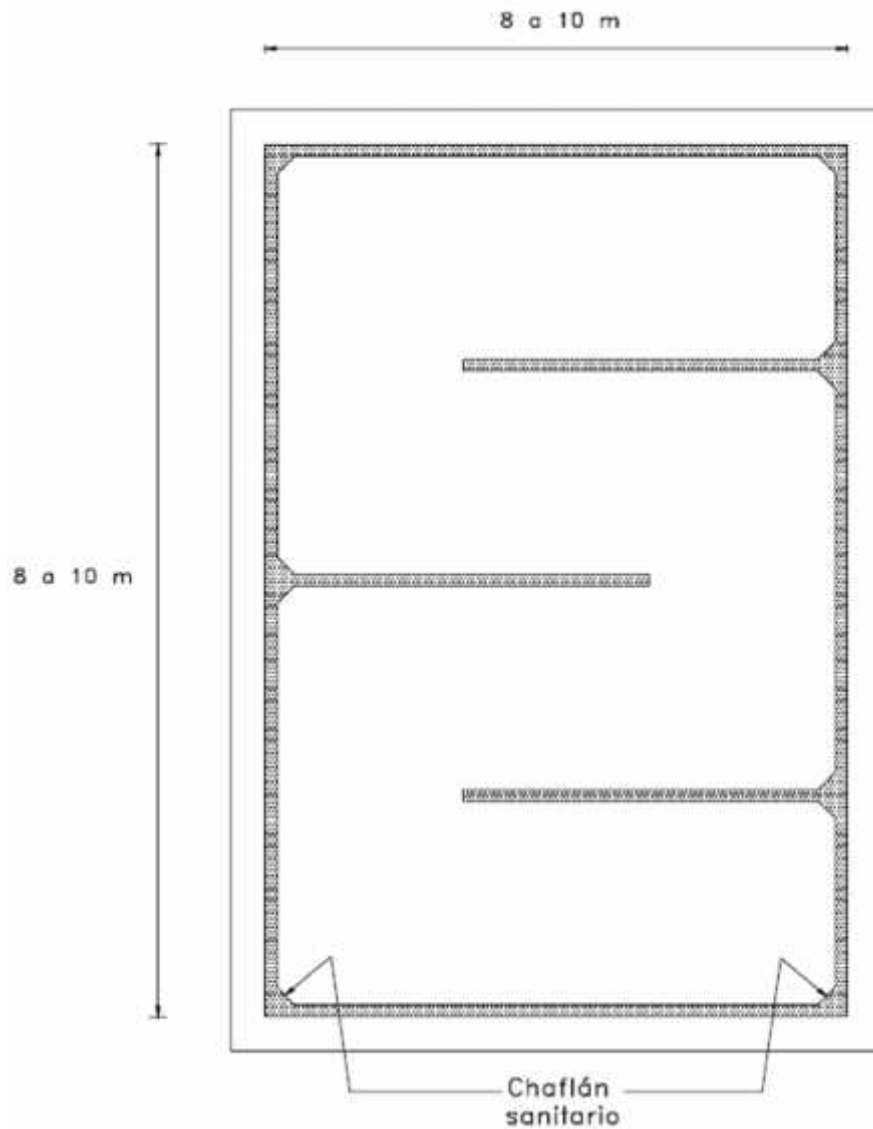
**Figura 1.4** Vista en planta de un Filtro



Los depósitos de pequeñas dimensiones en planta, con muros cuya longitud oscile entre 5 y 10 m, normalmente se construyen con una losa corrida de cimentación, aun cuando el terreno sea firme, con el objeto de evitar las juntas de construcción en los pisos.

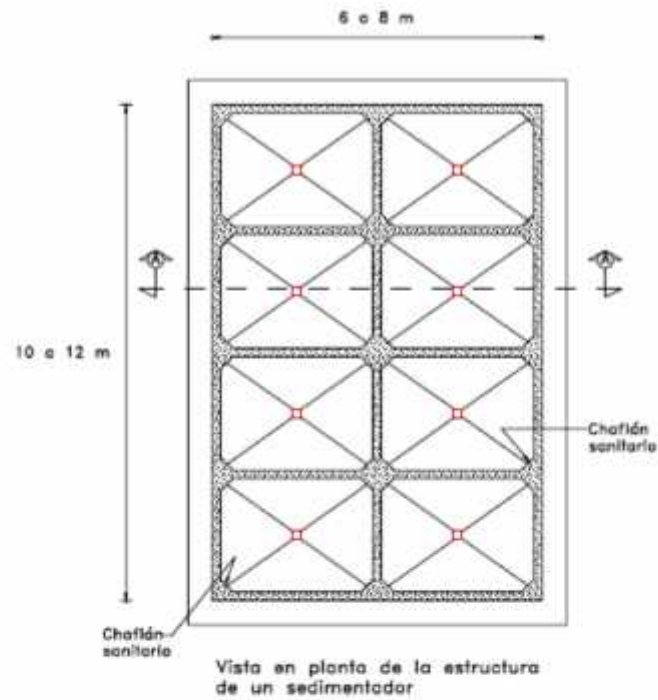
Tanto los filtros, que son depósitos con las características arriba señaladas y que se forman de una batería de muros; como los floculadores y los tanques de contacto de cloro, cuando son de pequeñas dimensiones, se desplantan sobre una losa corrida bajo el área total que ocupa el depósito.

**Figura 1.5** Vista en planta de un Floculador



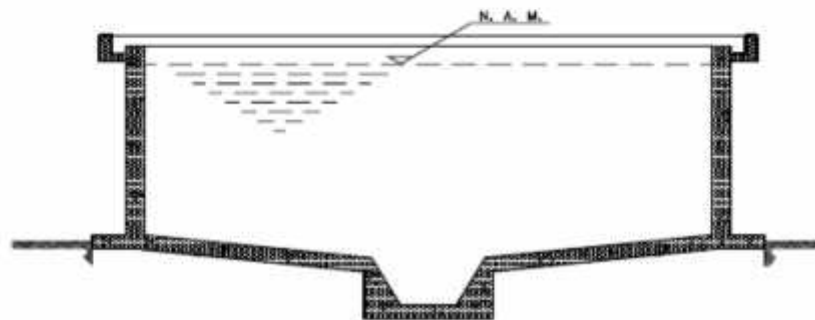
Los sedimentadores que se utilizan en las plantas potabilizadoras, normalmente tienen el fondo con una geometría de pirámide truncada invertida o de tolva. El concreto en las tolvas puede ser monolítico con el de la losa de cimentación o bien, puede colocarse posteriormente en un segundo “colado”, siguiendo las recomendaciones de estructuración del párrafo anterior.

**Figura 1.6** Vista en planta y en corte en elevación de un sedimentador



ELEVACION A - A

FIG. 2. 7 a )



Vista en corte

#### 1.4.4.5 Los muros de concreto reforzado para los depósitos rectangulares

##### 1.4.4.5.1 Muros sin cubierta

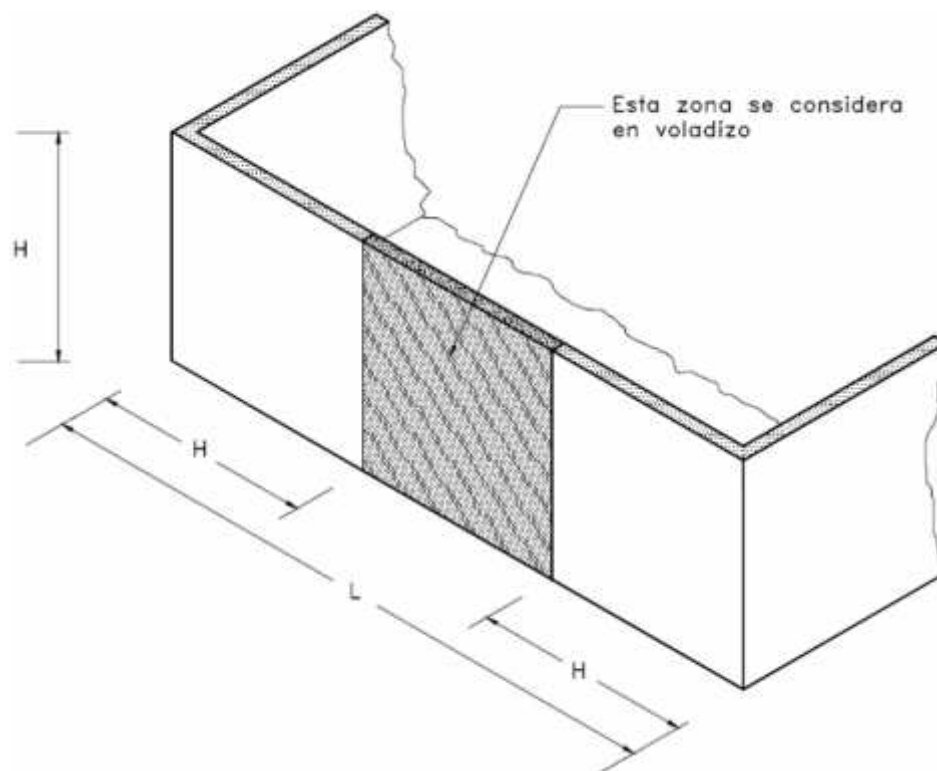
Los muros para los depósitos rectangulares, como ya se ha advertido, trabajan normalmente a flexo-tensión.

El análisis de los muros puede basarse en la teoría de las placas delgadas, teniendo en cuenta las condiciones de apoyo en los bordes verticales y horizontales de dichos muros.

La presión del agua se resiste por la combinación de momentos horizontales y verticales en los muros.

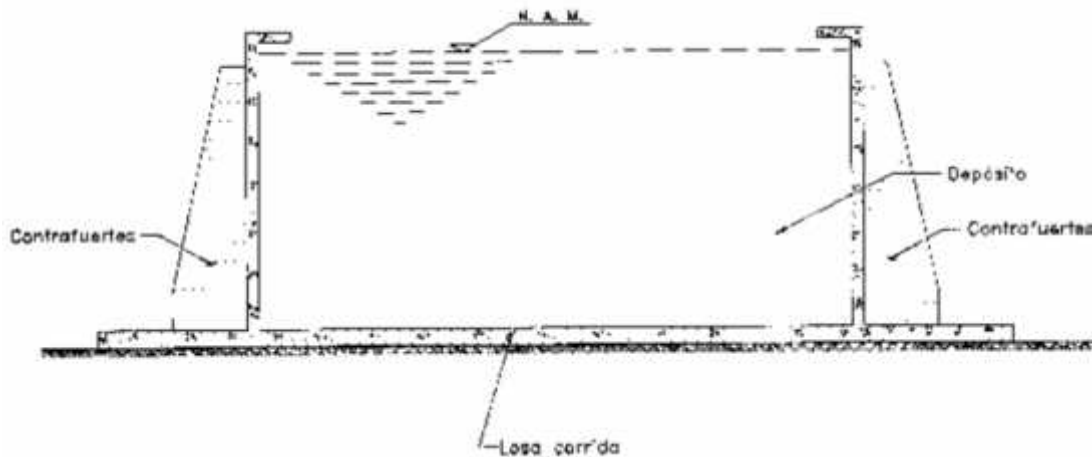
En los depósitos cuadrados o rectangulares sin cubierta, cuando la relación longitud altura del muro es mayor a 3, la parte central equidistante de cada extremo en una longitud  $H$ , se analizará como voladizo. (Ver la Figura 1.7)

**Figura 1.7** Hipótesis para el análisis estructural de los muros del depósito, cuando  $L/H > 3$

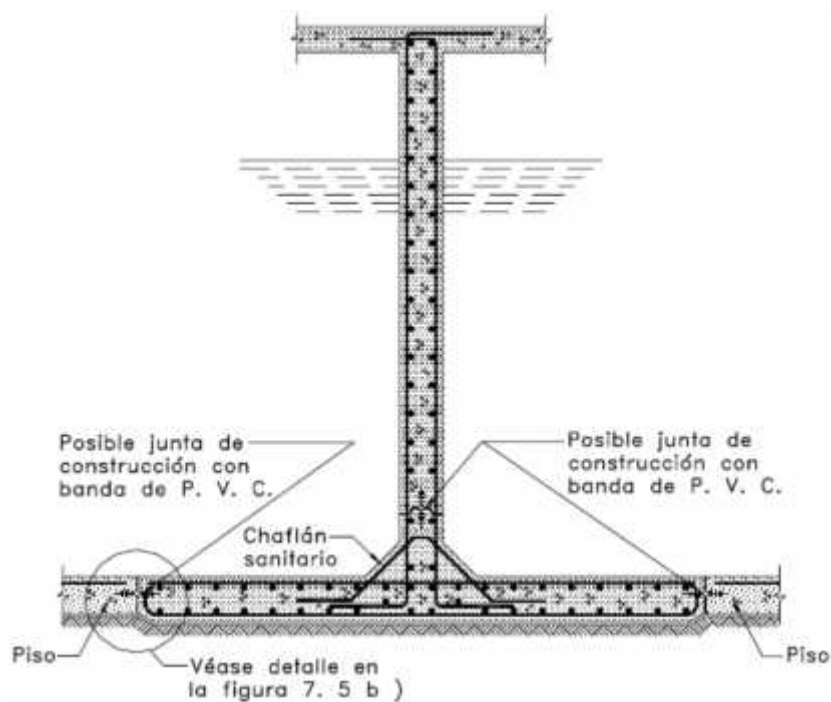


Cuando la altura sea considerable, se colocarán contrafuertes por el lado exterior del depósito. En cuyo caso, la losa del muro se considera libre en el extremo superior y empotrada en el fondo. Si los contrafuertes se colocan equidistantes, la losa se podrá considerar empotrada en la unión con los contrafuertes.

**Figura 1.8** Muros con contrafuertes



**Figura 1.9** Depósito cubierto con muros intermedios



Cuando la altura de los muros sea grande en comparación con las dimensiones horizontales, su comportamiento será esencialmente a flexo-tensión horizontal.

En los depósitos sin cubierta, el análisis de los muros depende de la relación longitud-altura de los muros ( $L/H$ ).

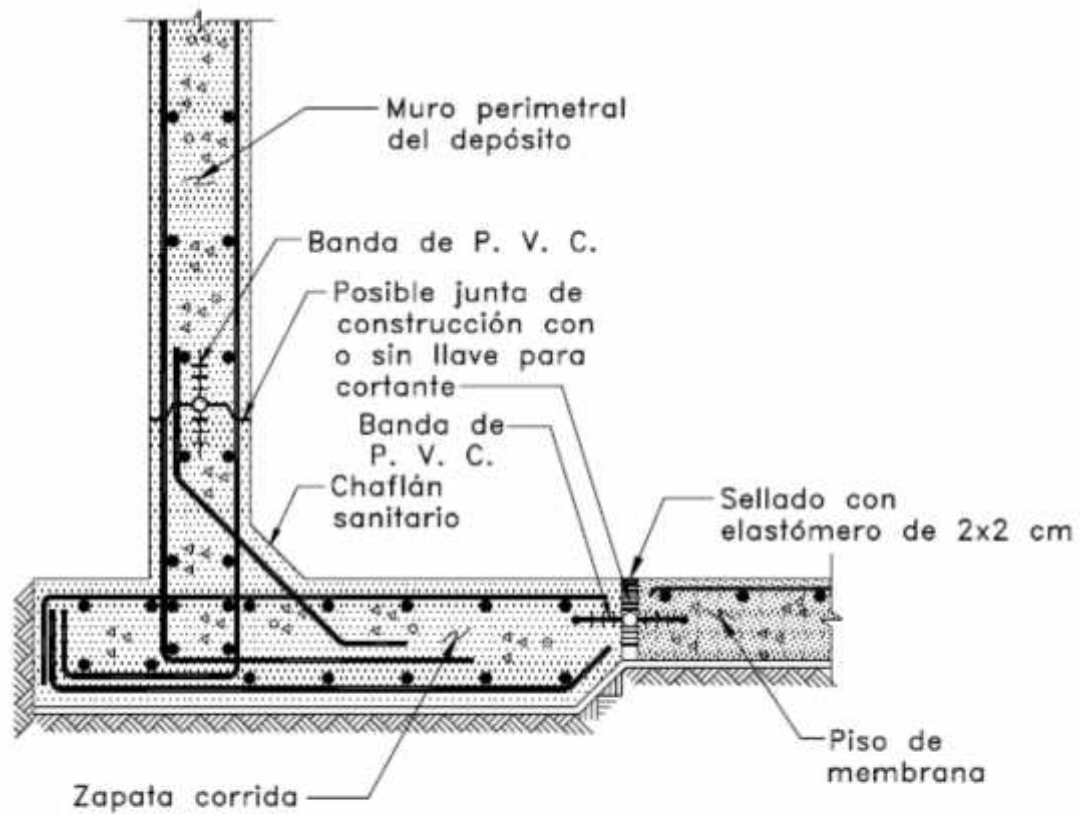
Cuando esta relación se encuentre entre 0,5 y 3 dicho análisis puede llevarse a cabo con el criterio de la Asociación de Cemento Portland (*Portland Cement Association* [PCA]), utilizando los coeficientes para el análisis que se presentan en las tablas para ese propósito.

Se tomarán en cuenta los efectos de la tensión directa en los muros, efectos que son inducidos por los momentos flexionantes horizontales en muros adyacentes. Por tal motivo, en todas las esquinas en las cuales los muros estén unidos rígidamente se dotará de refuerzo adicional para resistir los momentos flexionantes horizontales.

En las tablas de la *Portland Cement Association* (PCA) (véase: *Rectangular Concrete Tanks*), se consideran tres casos en las condiciones de borde o de orilla, aun cuando en todos los casos se supone a los muros empotrados a lo largo de los vértices verticales.

Si se cuenta con un terreno de desplante con una buena capacidad de carga, tanto el muro como los contrafuertes se apoyarán en una zapata corrida perimetralmente. En este caso, la losa del fondo será una membrana impermeable sin una función estructural y los muros de los depósitos rectangulares se calcularán como un voladizo (véase Batty y Westbrook, pág. 31).

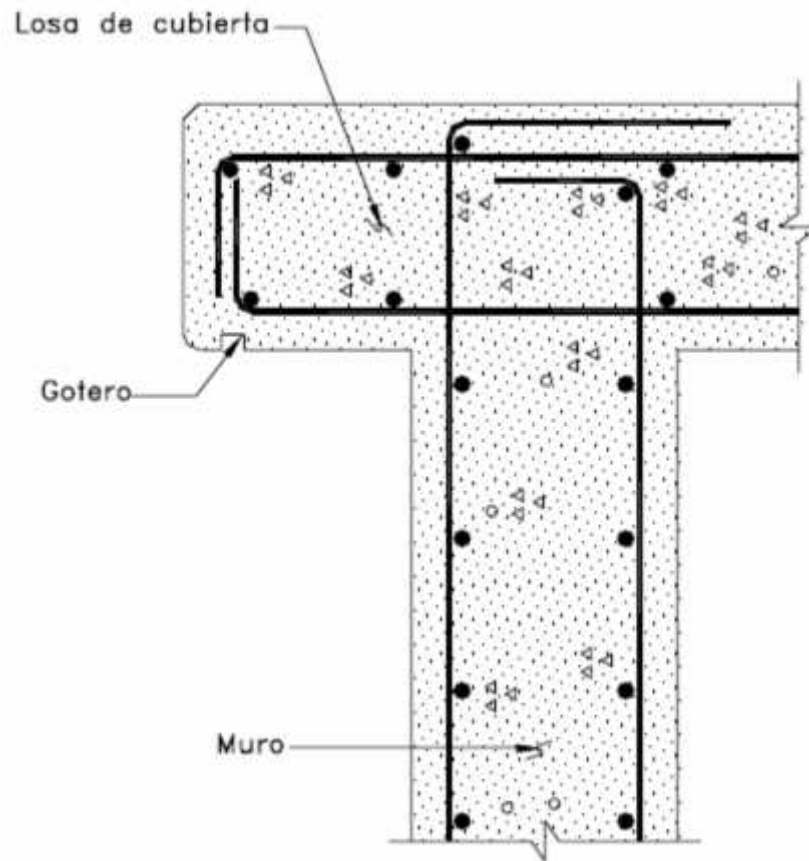
**Figura 1.10** Unión del muro con la base: zapata corrida y piso de membrana



Cuando se tiene un piso de membrana, el muro perimetral del depósito, funciona como un voladizo cimentado en una zapata corrida.

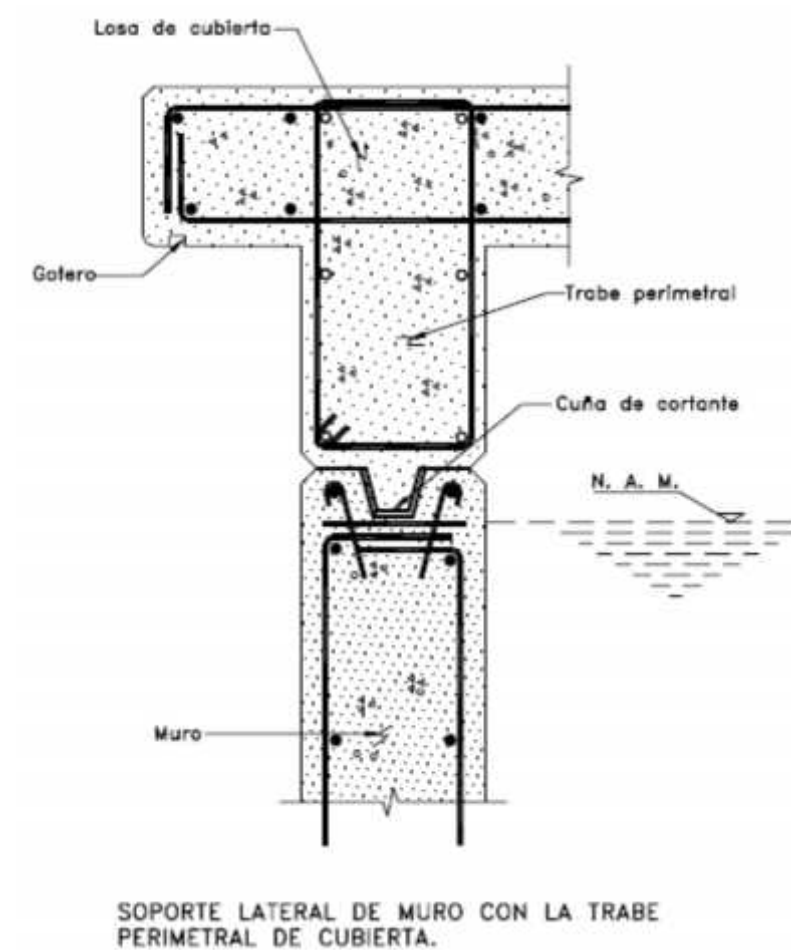
Si el depósito tiene cubierta, ésta de preferencia debe unirse a los muros y éstos quedarán restringidos en su extremo superior.

**Figura 1.11** Unión del muro con la cubierta



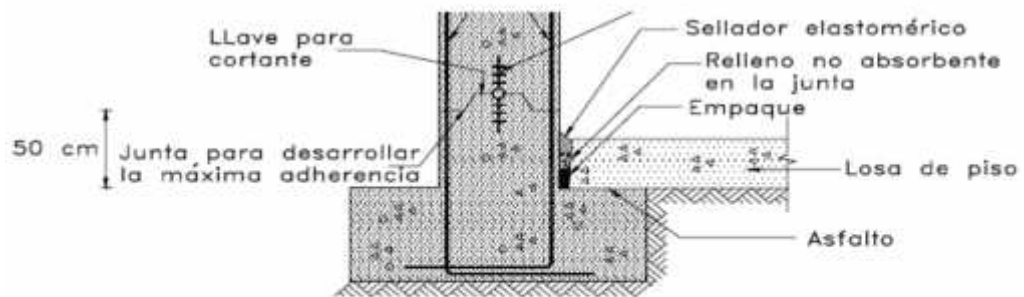
En cualquier caso en que el depósito esté cubierto, es importante tomar en cuenta la restricción que dicha cubierta proporciona al muro.

**Figura 1.12** Unión del muro con la cubierta

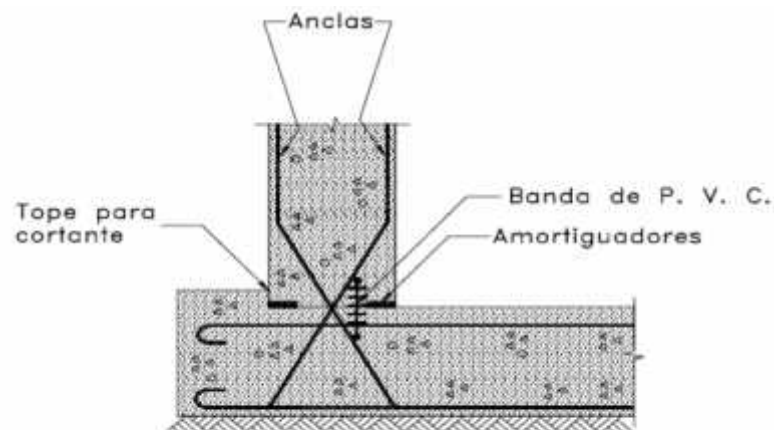


Si el terreno de desplante no tiene una buena capacidad de carga, el muro y la losa de fondo podrán ser continuos y ésta realizará una función estructural para repartir las descargas al terreno de una manera más eficiente.

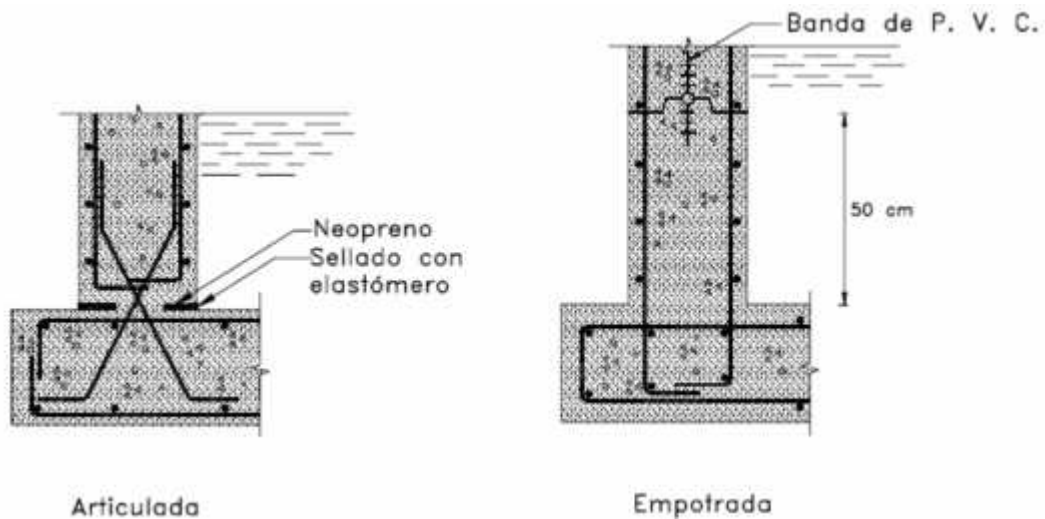
**Figura 1.13** Uniones empotradas y articuladas entre el muro y la zapata



Unión articulada o empotrada entre el muro y la base. Esta es una zapata continua y la losa de piso puede ser estructural o de membrana.



Unión articulada entre el muro y la base. Es una variante de a). La losa de piso es estructural.



Articulada

Empotrada

En la Figura 1.13, la situación de la restricción en el desplante de la zapata se encuentra entre la de una articulación y un empotramiento, aunque más próxima a la primera. La resultante de la presión sobre el suelo se encuentra muy cercana al eje centroidal vertical de la zapata y el producto de la resultante por su excentricidad, es normalmente mucho menor que el momento en el extremo inferior del muro cuando éste se supone empotrado.

Más aún, la zapata deberá girar alrededor de un eje horizontal con objeto de producir una carga excéntrica en el suelo y la rotación misma representa una liberación de la restricción.

Cuando la zapata no sea capaz de suministrar mucha restricción, no es necesario definir una articulación en la junta de construcción de la Figura 1.13 a. Las anclas se encuentran próximas a la superficie, dejando en el centro de la junta amplitud suficiente para insertar un elemento o cuña de cortante. El área del refuerzo en las anclas a lo largo de la cara del muro no deberá ser menor a  $0.0025bd$ , y la prolongación de dichas anclas arriba de la junta de construcción no será menor a 100 cm (véase la Figura 1.13 a).

La losa de fondo colocada sobre la zapata se pintará con una capa gruesa de asfalto para romper la adherencia y reducir la fricción entre la zapata y la losa. La junta vertical entre la losa y el muro será hermética. Se considera adecuada una junta de 2.5 cm en la parte inferior y de 4 cm en la superior. Si la junta vertical es impermeable, no se necesita una banda para retener el agua en las juntas de construcción.

En la Figura 1.13 b se ha proporcionado una losa de fondo continua, ya sea para transmitir la carga que proviene del muro o para resistir la subpresión. En los dos casos, la losa se flexiona hacia arriba en el centro de la misma y tiende a hacer girar la base del muro en una dirección contraria a las manecillas del reloj. Por consiguiente, el muro no está empotrado en el fondo.

Es difícil predecir ese grado de restricción. La rotación puede ser lo suficientemente grande para lograr que el fondo del muro esté articulado o puede aún ser mayor. Ante

estas circunstancias, es aconsejable evitar que se coloque algún refuerzo para resistir momentos a través de la junta, lo que se logra cruzando las anclas en el centro, como se muestra en la Figura 1.13 b. La banda retenedora puede colocarse desfasada del centro como se indica en la misma figura. Para tomar en cuenta la transmisión del cortante directamente en el apoyo, se puede insertar un elemento de cortante, según se señala en a o por medio de un tope como se señala en b (véanse la Figuras 1.13 a y b).

No son esenciales la banda retenedora ni el elemento de cortante en la parte superior de la losa. Lo importante es evitar que los momentos se transmitan de la parte superior de la losa al muro, ya que éste no se ha diseñado para soportar dichos momentos en su extremo inferior.

#### **1.4.4.5.2 Detallado para el fondo del depósito**

Con la excepción de una sola de ellas, las tablas de la Asociación de Cemento Portland (*Portland Cement Association* [PCA]) para muros rectangulares, están elaboradas en la suposición de que el extremo inferior de los muros se encuentra articulado. Es de creerse que esta suposición es generalmente la más cercana a la realidad, debido a que basta un pequeño giro en la base para dar lugar a esta condición.

Cuando la relación longitud/altura ( $L/H$ ) sea menor a 3, los muros pueden considerarse empotrados en la cimentación y deberá tenerse especial cuidado en proporcionar el empotramiento supuesto en la hipótesis de diseño. Para ello, es recomendable prolongar la losa de cimentación hacia el exterior para reducir el posible giro de la base.

#### **1.4.4.5.3 Depósitos de grandes dimensiones**

En este rango se encuentran las torres de regulación, los tanques de sumergencia, las cajas rompedoras de presión y los espesadores de lodos. En las plantas de aguas residuales se cuenta con los tanques de aereación y tanques digestores de lodos. Todos ellos son de planta rectangular.

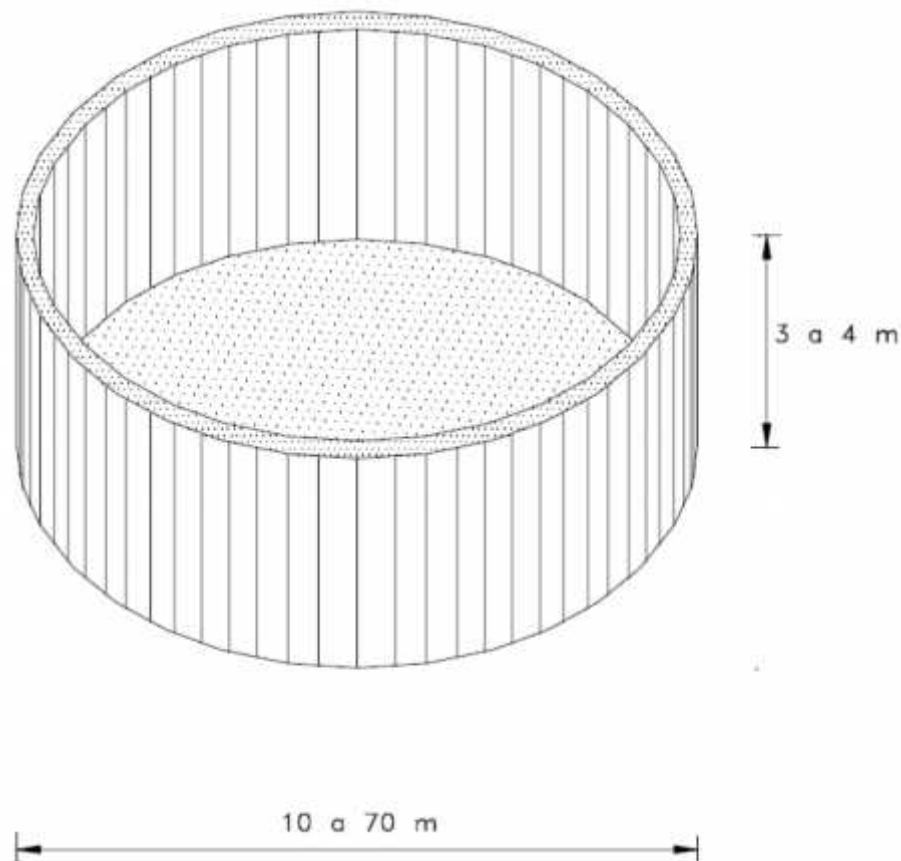
Es aplicable a los depósitos de grandes dimensiones, aquello que se mencionó anteriormente: el diseño de los pisos de estos depósitos depende también de las características del suelo. Si éste es poco deformable, se construirá una membrana impermeable sin función estructural y el depósito se apoyará en una zapata corrida. En caso contrario, será necesario ampliar el área de desplante y proyectar una losa que trabaje estructuralmente en forma continua con los muros del depósito.

En el caso de suelos de muy baja capacidad de carga o si el depósito es de grandes dimensiones en planta, como ya antes se mencionó, será necesario acudir al uso de trabes de cimentación, para reducir el claro de la losa y disminuir, asimismo, el espesor de la misma.

#### 1.4.4.6 Depósitos cilíndricos sin cubierta

##### 1.4.4.6.1 Comentario preliminar

**Figura 1.14** Depósitos circulares de concreto sin cubierta



Los depósitos cilíndricos sin cubierta que se utilizan en los sistemas de agua potable y tratada, pueden ser los espesadores de lodos y los sedimentadores, que son depósitos de gran diámetro con el fondo cónico, contienen rastras y un puente. Sus diámetros varían entre los 5 a 10 y los 70 metros. Su altura normalmente se encuentra entre los 3 y 4 metros.

Los muros de los depósitos circulares o cilíndricos trabajan principalmente a tensión radial o circunferencial. El análisis puede efectuarse mediante las tablas de la *Portland Cement Association (PCA)*.

El tipo de piso depende de las características del terreno de desplante.

De manera análoga con los depósitos rectangulares, si el terreno es deformable se utilizará una losa continua con los muros. En caso contrario, si el terreno es muy poco compresible, entonces el piso será una membrana impermeable. Por supuesto, si se tiene un terreno muy compresible puede llegarse al caso de tener que utilizar trabes de cimentación bajo la losa estructural y aún pilotes.

Cuando el depósito llega a tener más de 50 metros de diámetro, se prefiere utilizar el concreto presforzado en vez del reforzado, en vista de la expansión tan grande que tienen los muros debido a la presión interior del agua. El presfuerzo contribuye con eficacia para absorber los esfuerzos circunferenciales y evitar la aparición de grietas en los muros.

La publicación, ahora totalmente revisada, *Circular Concrete Tanks Without Prestressing*, de Portland Cement Association, edición 1993, contiene una serie de tablas útiles para el diseño estructural de los depósitos circulares, en las que se presentan los coeficientes para diversas condiciones en la base de los muros, ya sean empotrados o articulados, dadas las variantes de carga horizontal: triangular o trapezoidal. Se ilustran asimismo, las condiciones de apoyo o de restricción de las losas de cubierta en los depósitos.

Las tablas, que son esencialmente las mismas a las de la edición de 1942, utilizan el parámetro  $\frac{H^2}{Dt}$ , en el cual,  $H$  es el tirante del líquido,  $D$  es el diámetro interior del depósito y  $t$  es el espesor de la pared o muro.

Mediante estas tablas, es posible analizar depósitos con relaciones de  $\frac{H^2}{Dt}$  entre 0,4 y 56 y @ 0,1 de la profundidad del tirante  $H$  respecto a la superficie libre del líquido.

Para  $\frac{H^2}{Dt}$ , entre 0,4 y 2,0, los coeficientes están tabulados @ 0,4 de ese valor.

Para  $\frac{H^2}{Dt}$ , entre 3,00 y 8,00, los coeficientes están tabulados @ valor entero de  $\frac{H^2}{Dt}$ ; entre 10 y 16, se tabulan los valores pares de  $\frac{H^2}{Dt}$ ; y entre 20 y 56 @ 8 puntos de  $\frac{H^2}{Dt}$ .

Para valores intermedios será necesario interpolar, lo que puede llevarse a cabo linealmente.

Se debe tener cuidado en ser congruente con las unidades de cada uno de los términos del parámetro  $\frac{H^2}{Dt}$ .

#### **1.4.4.6.2 Los comentarios de PCA, primera edición de 1942**

En los párrafos que siguen se hace referencia a los comentarios vertidos en la primera edición de la publicación mencionada: *Circular Concrete Tanks Without Prestressing*, de Portland Cement Association, 1942, a la cual se remite al lector.

La suposición de que la base se encuentra empotrada, aparentemente suministra un diseño económico. Sin embargo, dicha suposición puede dar lugar a un diseño inseguro, si previamente no se lleva a cabo una investigación que garantice que no existen desplazamientos y rotaciones en la base. Los estudios que se presentan en la publicación citada, indican que es difícil lograr el empotramiento total de la base, ya que no es fácil predecir el comportamiento del suelo de cimentación y su efecto en la restricción de la base, por lo que es aconsejable suponer que ésta se encuentra articulada, obteniéndose así un diseño más seguro.

Cuando el depósito se encuentra cubierto por una losa, el extremo superior del muro queda imposibilitado para moverse libremente. En estos casos, es útil emplear la Tabla V, la cual supone empotrada a la base del muro, en tanto que el extremo superior del mismo está libre. Al restringirse la expansión del muro, la tensión anular tiene un valor nulo en el extremo superior de éste, por lo que es necesario aplicar una fuerza cortante en ese punto, la cual contrarreste la tensión anular, cuando el extremo se expande libremente.

Se hace ver que el valor de la tensión anular es prácticamente el mismo, sea que se considere la base empotrada o articulada, cuando se aplica el cortante en el extremo superior (Sección 7).

Cuando existe un cortante en la base, como es el caso de una base articulada, es asimismo útil el empleo de la Tabla V, aun cuando ésta se preparó para un cortante en el extremo superior (Sección 8).

Resulta una condición similar a la anterior, cuando el extremo superior del muro con la losa de cubierta constituyen una unión continua. La deflexión de la cubierta tiende a hacer girar esa unión e introduce un momento en el extremo superior del muro. Pueden emplearse las Tablas VI y XI, no obstante que éstas fueron preparadas para un momento en un extremo, en tanto que el otro se encuentra libre. Con una cercana aproximación, pueden también utilizarse estas tablas cuando el extremo opuesto se encuentra articulado o empotrado (Sección 9).

Para el momento que transmite la losa, el tratamiento procedente es la usual distribución de momentos.

Se utilizan las Tablas XVIII y XIX, que son las rigideces del muro y la losa, en términos de los momentos que deben aplicarse para impartir rotaciones unitarias en los extremos de los elementos. El momento que se requiere para hacer girar los bordes respectivos en un ángulo dado, es proporcional a esas rigideces. El momento de desequilibrio es el que aparece en el extremo de la losa de cubierta, con el cual se efectúa una distribución usual de momentos para la losa y el muro (Sección 9).

En la Sección 10, se describe el procedimiento cuando se aplica un momento en la base, inducido por la losa de piso, cuando ésta se encuentra efectivamente empotrada en el muro y la reacción del terreno tiende a hacerla girar.

Si llegase a existir una subpresión, entonces el diseño del muro se efectuará con una carga trapezoidal: la usual carga triangular hidrostática, más el efecto de la subpresión. En este caso habrá que considerar el momento en la losa de base, inducido por dicha subpresión.

El momento en la losa de base, debido a la reacción del terreno, se calcula en la suposición de que está empotrada al muro y se procederá a efectuar una corrección por la rotación de su extremo empotrado.

El momento en la base del muro se calcula por medio de la Tabla IV, considerando una carga triangular (y el extremo inferior empotrado). Se utilizan las Tablas XVIII y XIX, las cuales, como ya se ha hecho mención, contienen los coeficientes para las rigideces de un muro y una losa, respectivamente.

En este caso, los momentos de desequilibrio son del *mismo* signo, es decir: ambos tienden a hacer girar a la unión en la misma dirección. Uno de los momentos es el debido a la presión interior del líquido, y el otro, como ya ha quedado dicho, es el producido por la reacción del terreno en la losa de piso. Por consiguiente, la unión en la base no está en equilibrio y en consecuencia, es necesario proceder a realizar una distribución de momentos, proporcionalmente a los factores de distribución del muro y la losa, para lograr los momentos finales iguales, pero de signos contrarios.

Nótese que en la mayor parte de los casos, los valores obtenidos de las rigideces mantienen una relación de más de seis veces la rigidez del muro con relación a la losa.

En este caso, queda del lado inseguro diseñar al muro para la condición de articulación en su extremo inferior, particularmente si el empotramiento entre ésta y la losa base es real.

#### **1.4.4.7 Los depósitos cubiertos**

##### **1.4.4.7.1 Las cubiertas para los depósitos rectangulares**

En los depósitos rectangulares, dependiendo del tamaño de la estructura, las cubiertas podrán cubrir todo el claro entre los paramentos del depósito. En estructuras de claros grandes es conveniente apoyar la losa de la cubierta en una o más columnas.

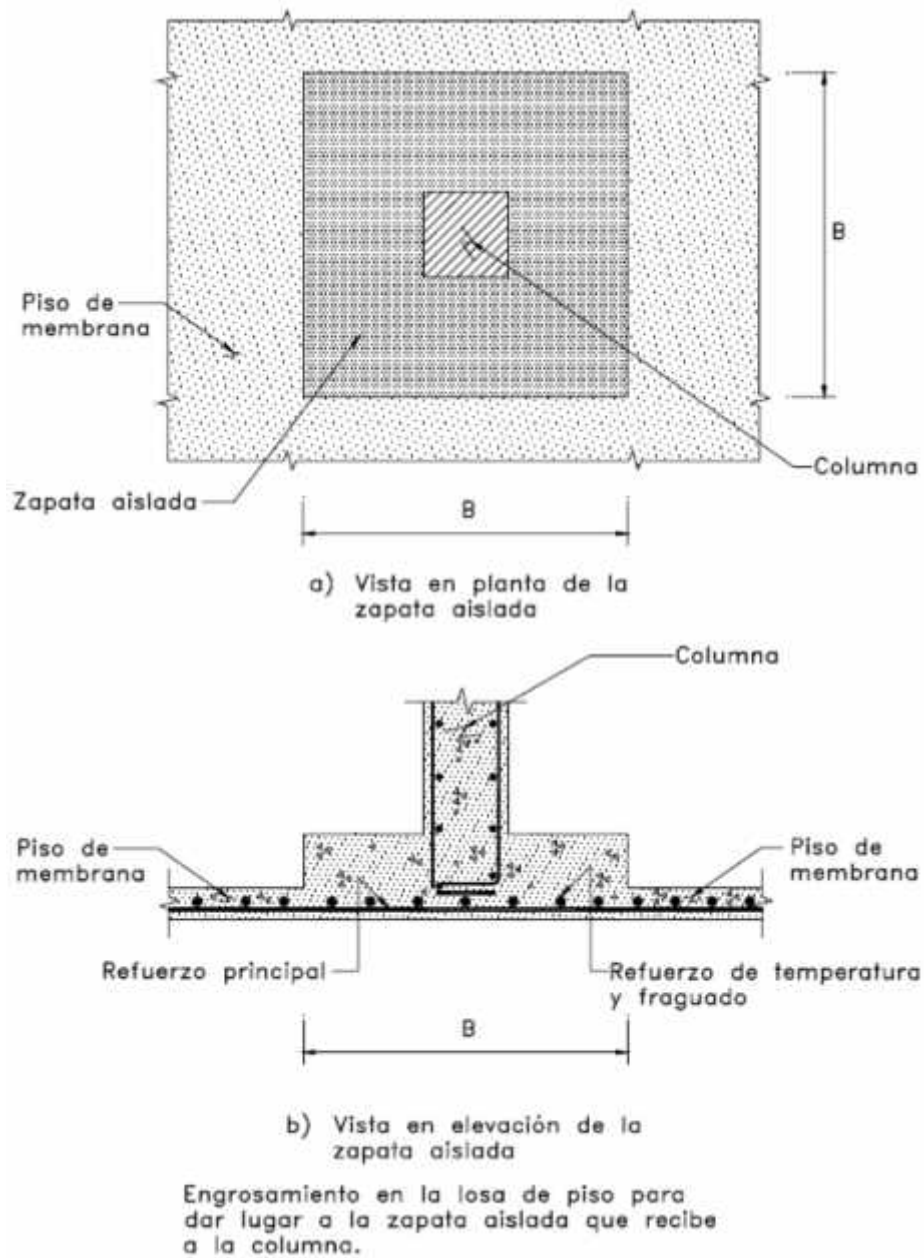
##### **1.4.4.7.2 La geometría de las cubiertas**

Las losas de cubierta pueden ser: losas planas y sistemas de losas y trabes, inclinadas a un agua, inclinadas a dos aguas, a nivel, cúpulas y domos.

##### **1.4.4.7.3 Las cubiertas a base de losas**

Si el depósito es de grandes dimensiones, se podrá requerir de losas o placas planas apoyadas en una o más columnas en el interior del depósito y en pilastras sobresalientes de los muros. Se procurará que las columnas intermedias tengan separaciones entre los 4 a 5 metros. Las columnas se apoyarán en zapatas aisladas, tal y como se ilustra en la Figura 1.15.

**Figura 1.15** De las columnas apoyadas en zapatas aisladas



Para reducir el espesor de las losas de cubierta, convendrá apoyarlas en trabes secundarias y éstas a su vez en trabes principales, soportadas por las columnas en las zonas interiores del depósito, o en ampliaciones de los muros, columnas, pilastras o

contrafuertes en el perímetro del mismo. Dependiendo del tamaño y los claros de la estructura, podrán proyectarse y construirse cubiertas sin apoyos intermedios.

Las cubiertas pueden, asimismo, construirse con losas planas encasetonadas o en forma de panal, apoyadas de manera similar a las anteriores.

Son recomendables también, los elementos prefabricados, tales como las vigas T y doble T, apoyadas sobre las mencionadas columnas y pilastras. En este caso, las losas trabajan en una sola dirección.

La junta de la cubierta con el muro puede ser continua o del tipo deslizante.

En algunas situaciones se acostumbra unir a la cubierta con el muro, dejando una junta de expansión o por medio de una dala o trabe perimetral de repartición.

Es importante la participación de las cubiertas en el comportamiento estructural de los depósitos, ya que ésta puede proporcionar un soporte lateral en el borde superior de los muros, reduciendo el efecto de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido. Aun en las cubiertas a nivel deberá existir una pendiente para propiciar el desagüe apropiado.

#### **1.4.4.7.4 Las cubiertas para los depósitos circulares**

Los depósitos circulares cubiertos se utilizan para tanques de regulación, necesarios para suministrar agua a las poblaciones.

La cubierta normalmente es un domo de concreto reforzado o una losa a base de trabes y columnas. Pueden estar sujetas o desligadas del muro perimetral. En este último caso, el comportamiento del muro continuará siendo el de tensión anular.

Para el diseño de las cubiertas es recomendable utilizar el método de diseño que sugiere la publicación mencionada de la PCA o según el Capítulo 13 del ACI-318, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado*. Las tablas de la PCA contienen coeficientes para el diseño de los depósitos cubiertos con columnas intermedias.

#### 1.4.4.7.5 Las cúpulas

Por lo general, las cubiertas de cúpula en forma de domo se emplean en los depósitos circulares.<sup>1</sup> Este tipo de cubierta tiene la ventaja de que pueden salvarse grandes claros sin apoyos intermedios. Por otra parte, tiene el inconveniente de que su construcción es costosa, principalmente, debido al cuidado que debe tenerse en la construcción de la cimbra; si bien, existe la alternativa de la prefabricación de los domos.<sup>2</sup>

Por otra parte, tienen la ventaja, de que en virtud de su superficie en pendiente, no requieren un gran mantenimiento para su impermeabilización y aislamiento. Pero esa misma superficie curva presenta la desventaja de que estas cubiertas no se pueden utilizar para diversos fines, como ocurre con las que se construyen a nivel.

Esta desventaja la comparten las cubiertas a una y a dos aguas.

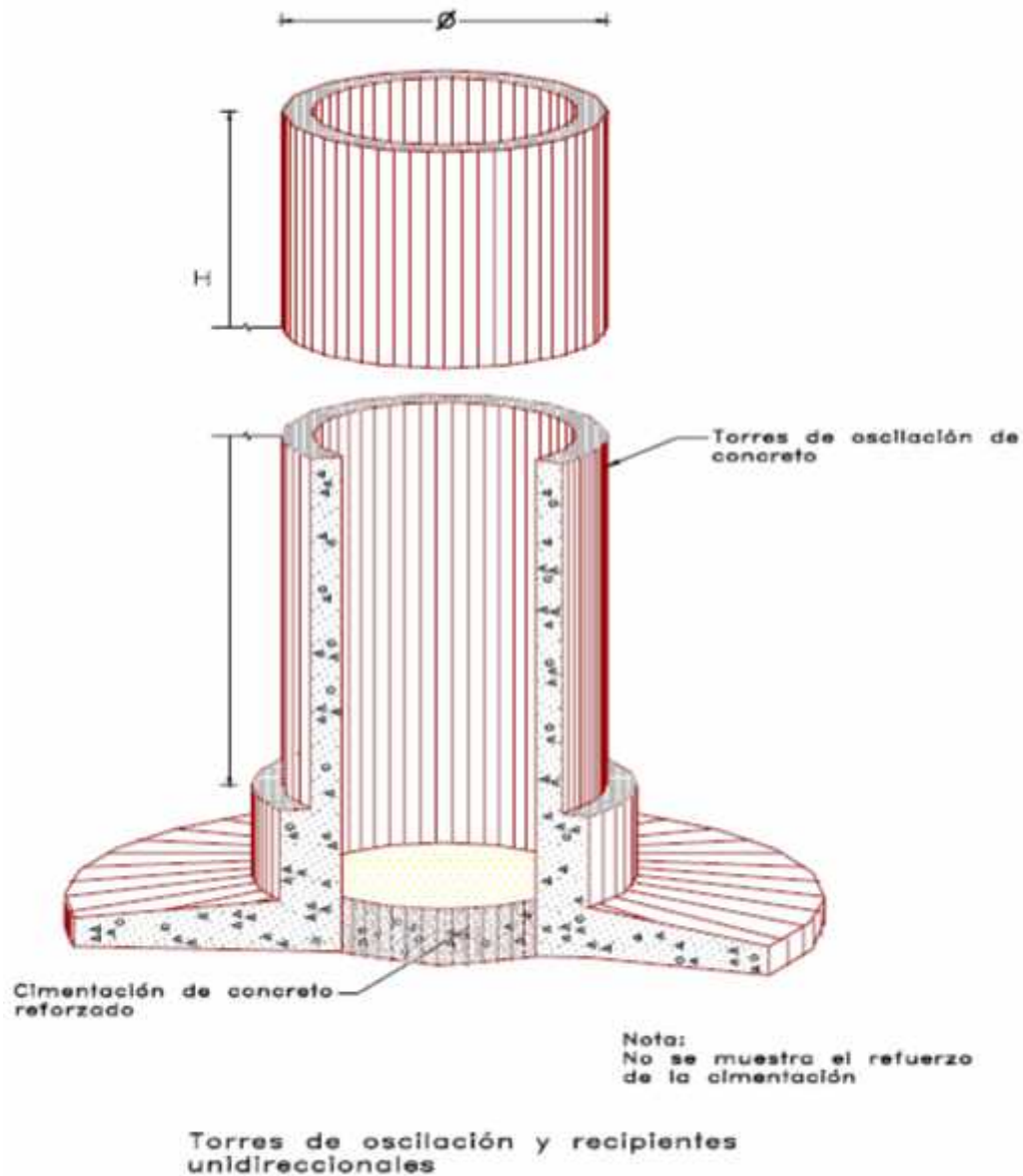
---

<sup>1</sup> Los criterios para su diseño pueden verse en el informe del Comité 344 de ACI: *Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circunferential Tendons*.

<sup>2</sup> En el informe del Comité 344 de ACI: *Design and Construction of Circular Wire and Strand Wrapped Prestressed Concrete Structures*, consúltense las recomendaciones para el diseño y construcción de las cubiertas con domos de concreto.

#### 1.4.4.8 Las torres de oscilación

**Figura 1.16** Torres de Oscilación



Cuando el diámetro del depósito sea mucho menor que su altura, los depósitos se denominan torres de oscilación o tanques unidireccionales, que se pueden construir de concreto o de acero: el límite superior práctico para los de concreto es de unos 30 m de altura; en tanto que, cuando el diámetro esté entre 0.60 y 1.80 m, se podrá utilizar un tubo de acero de esas dimensiones.

Las torres de oscilación son depósitos verticales, cilíndricos, apoyados en el terreno y de fondo plano. Normalmente la altura de una torre de oscilación es mucho mayor que su diámetro. La altura del depósito debe ser tal, que permita lograr una carga hidrostática con la cual sea posible alcanzar una presión mínima de agua almacenada en un sistema de distribución de este líquido.

Para alturas mayores a los 30 m los depósitos se construyen de placas de acero unidas con soldadura.

Las torres de oscilación deberán quedar empotradas en su base, debido a que tienen que resistir empujes laterales de consideración, tanto del viento, como en ocasiones por sismo. Pueden utilizarse en los sistemas de agua potable y de tratamiento y siempre se construirán sin cubierta.

#### **1.4.5 Durabilidad**

Para lograr la durabilidad en las estructuras de los depósitos, se requiere que el concreto sea resistente al deterioro provocado por el ambiente, la acción de los agentes químicos, el secado y mojado alternado, así como, la corrosión del acero de refuerzo en los depósitos de concreto.

La resistencia al ataque de los agentes químicos se logra mediante concretos de alta calidad y un buen terminado liso de las superficies, que evite la adherencia de partículas extrañas.

Para evitar la corrosión del acero de refuerzo, se tendrá cuidado de que se mantengan los recubrimientos especificados.

Para sujetar el refuerzo, se podrán utilizar dispositivos y silletas de una naturaleza tal que no corroan, manchen, ni causen daño al concreto.

Se tomarán las precauciones necesarias para evitar que los agentes atmosféricos, así como las aguas freáticas deterioren el concreto. Para tales casos, es útil el empleo de barreras protectoras que tengan una buena adherencia para ser completamente impermeables, y si se usan en el interior de los depósitos, no contengan agentes

químicos capaces de contaminar el agua almacenada. Es recomendable el empleo de concretos con base en cementos resistentes a los sulfatos.

Se sugiere consultar el Capítulo 4 del *Reglamento para las Construcciones*, ACI 318-95, donde se dan recomendaciones para tomar en cuenta la relación agua/materiales cementantes, así como los efectos de la exposición del concreto a la congelación y el deshielo, problema que aunque no parece ser muy severo en la República Mexicana, es conveniente tenerlo en mente en las regiones al norte del país; el efecto de la exposición a las soluciones que contengan sulfatos; así como la protección del acero de refuerzo ante los efectos de la corrosión.

#### **1.4.6 Impermeabilidad**

Se puede asegurar la estanqueidad (impermeabilidad) de una estructura, si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) Las bandas de sello en las juntas en el concreto se fijan adecuadamente, de tal suerte que no se zafen ni tengan movimiento alguno.
- b) Un concreto bien vibrado para lograr un concreto denso.
- c) Se logra un mínimo del ancho del agrietamiento.
- d) Se diseñan y construyen apropiadamente las juntas.
- e) Se emplean terminados impermeables donde se requieran, o un impermeabilizante integral en el concreto fresco.
- f) Se utilizan aditivos inclusores de aire en el concreto.
- g) El refuerzo de fibras cortas que evitan el agrietamiento.

Para evitar la filtración del agua, normalmente resulta más económico y efectivo un concreto de calidad y un detallado apropiado de las juntas, en vez de colocar barreras impermeabilizantes.

Es posible lograr la impermeabilidad del concreto mediante relaciones agua-cemento tan baja como sea posible, a efecto de obtener una buena trabajabilidad y consolidación del concreto.

El curado prolongado mejora notablemente la calidad del concreto y su impermeabilidad.

Si se utilizan relaciones agua-cemento bajas, es recomendable incluir en el concreto fresco, agentes inclusores de aire que reducen el sangrado y mejoran la trabajabilidad.

La reducción del agrietamiento a un mínimo es un medio efectivo para aumentar la impermeabilidad.

Los depósitos que se encuentren bajo el nivel del terreno, se llenan de agua para ser probados y se determina su impermeabilidad antes de colocarse el relleno.

## ESTANQUES

### 2.1 ACCIONES DE DISEÑO

#### 2.1.1 Consideraciones generales

De conformidad con la duración con la cual actúan con una intensidad máxima sobre la estructura, las acciones o cargas de diseño se clasifican en tres categorías: permanentes, variables y accidentales.

La valuación de las acciones de diseño se efectuará como se especifica a continuación.

a) Las acciones permanentes son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría, son: la carga muerta; la carga de equipos y tuberías; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, los cuales varían poco con el tiempo; así como, los debidos al presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos de la estructura.

b) Las acciones variables son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que corresponden a esta categoría, son: la carga viva; el empuje estático del líquido y de tierras; los efectos de los cambios de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y sólo durante lapsos breves pueden alcanzar intensidades significativas. Pertenecen a esta categoría: las acciones de viento, las acciones sísmicas, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructura, cimentación y en

los detalles constructivos, a fin de evitar su comportamiento catastrófico, en caso de que estas acciones llegasen a tener lugar.

### **2.1.2 Efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales**

En el diseño de las estructuras para los depósitos de agua potable o tratada, se tomarán en cuenta los efectos de las cargas muertas, las cargas vivas y las provocadas por el sismo y el viento, cuando estos últimos sean significativos. Sin embargo, no será necesario diseñar para la envolvente de los efectos simultáneos de sismo y viento, sino únicamente para la condición más desfavorable entre ambas acciones.

## **2.2 ACCIONES PERMANENTES**

Las acciones permanentes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de depósitos, son las siguientes:

### **2.2.1 Cargas Muertas**

Se considerará el peso de los elementos que constituyen el depósito.

Los reglamentos locales de construcción podrán suministrar valores de los pesos volumétricos de los materiales empleados, para calcular el peso propio de los elementos que son parte del depósito.

Las cargas permanentes incluirán los pesos de las tuberías y válvulas de gran diámetro, tomando en cuenta el tamaño, número y el espaciamiento de los tubos, incluyendo las cargas reales y tomando en consideración las ampliaciones planeadas.

## **2.3 ACCIONES VARIABLES**

### **2.3.1 La presión interior del agua**

La altura del nivel de agua que se considerará en el diseño será hasta el nivel de vertido de excedencias.

Para valorar las deformaciones en la estructura y en la cimentación, se supondrá que el depósito está lleno al 70% de su capacidad, cuando se trate de depósitos de tanques de regulación y 100% en los depósitos para el proceso de potabilización y tratamiento.

Para valuar las acciones a que da lugar el líquido contenido, se recomiendan los siguientes pesos volumétricos (*Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente*):

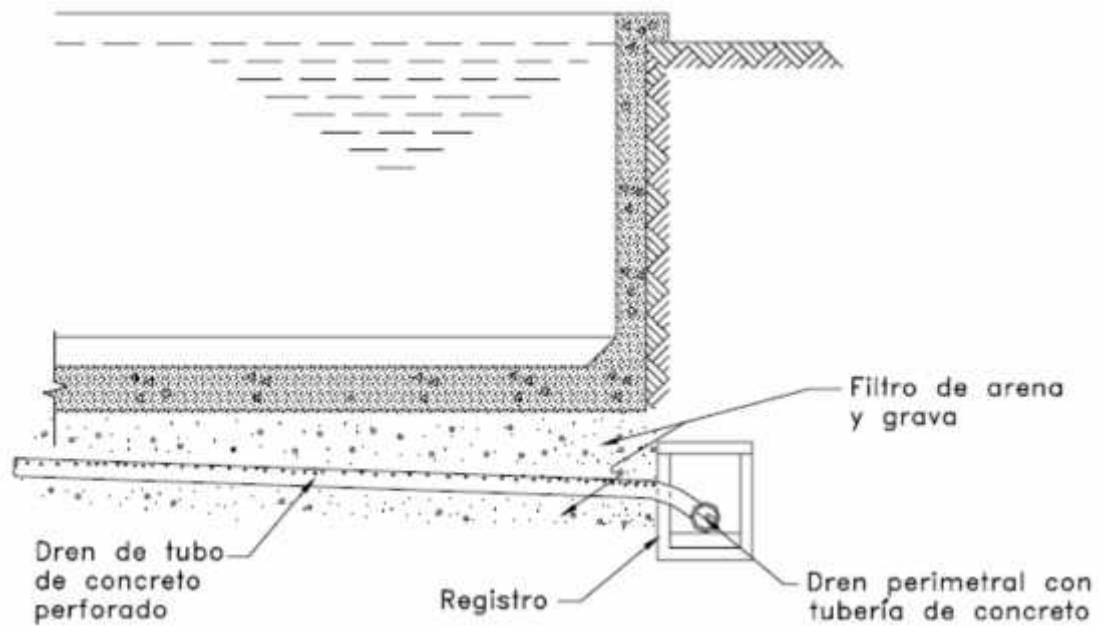
|                                                                      |                               |
|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Aguas claras                                                         | 1.000 kg/m <sup>3</sup>       |
| Aguas negras sin tratar                                              | 1.010 kg/m <sup>3</sup>       |
| Gravilla excavada del desarenador                                    | 1.760 kg/m <sup>3</sup>       |
| Cieno digerido, aeróbico                                             | 1.040 kg/m <sup>3</sup>       |
| Cieno digerido, anaeróbico                                           | 1.120 kg/m <sup>3</sup>       |
| Cieno engrosado o deshidratado, dependiendo del contenido de humedad | 960 a 1.360 kg/m <sup>3</sup> |

### 2.3.2 La presión exterior del agua

En los depósitos enterrados se tomará en cuenta el efecto de la subpresión sobre la losa de fondo, así como el empuje lateral del relleno y del agua freática sobre los muros.

Cuando un depósito se construya en un terreno donde el nivel del agua freática se encuentre temporal o permanentemente arriba del fondo del depósito, habrá que tomar las medidas necesarias para evitar que la estructura flote cuando ésta no contenga líquido en su interior. El nivel del agua freática se puede elevar artificialmente en el sitio de la estructura a causa de filtraciones en los depósitos cercanos o por roturas de tuberías. También en este caso, habrá que prever las medidas necesarias para resistir la subpresión ejercida por el agua freática exterior, tales como la de proveer drenes laterales que sirvan para abatir los niveles freáticos (ver la Figura 2.1).

**Figura 2.1** Drenaje de los depósitos útil para aliviar la subpresión



### 2.3.3 La presión del suelo

Los estudios de Geotecnia establecerán los coeficientes para los empujes de suelos en el sitio donde se vayan a construir los depósitos.

En el caso de los depósitos enterrados o semienterrados, para el diseño de los muros exteriores se tomarán en cuenta los empujes activos del suelo y las posibles sobrecargas en éstos, debidas por ejemplo, a vehículos pesados en la proximidad del depósito.

En el diseño de las vigas y trabes se utilizarán los pesos reales de los equipos, incluyendo los efectos de las cargas móviles.

### 2.3.4 Carga viva sobre la cubierta

Las losas que soporten equipos, se diseñarán para una carga viva mínima de  $1.465 \text{ kg/m}^2$ . Se podrán diseñar para una carga menor, si se dispone de un valor preciso del peso de dichos equipos.

En los depósitos sobre el nivel del terreno, la carga viva en la losa de cubierta con una pendiente igual o menor al 5%, se tomará igual o mayor a 120 kg/m<sup>2</sup> de proyección horizontal.

En los depósitos enterrados, la carga viva en la losa de cubierta no será menor a 400 kg/m<sup>2</sup> de proyección horizontal más una sobrecarga equivalente al peso de un relleno de 60 cm. Este último se considerará como una carga muerta.

### **2.3.5 Carga viva en escaleras y plataformas**

En escaleras y plataformas se considerará una carga concentrada móvil de 500 kg. Los barandales se diseñarán para una carga concentrada de 100 kg actuando en cualquier punto del pasamanos y en cualquier dirección.

### **2.3.6 Otras acciones variables**

Otros valores de las cargas vivas para los cambios de temperatura podrán tomarse de los reglamentos locales y se considerarán las condiciones locales, pero con un diferencial de temperatura no inferior a los 20°C.

## **2.4 ACCIONES ACCIDENTALES**

### **2.4.1 Viento**

En el diseño de los depósitos, tendrá especial importancia el efecto del viento sobre el área expuesta de la estructura, cuando el depósito se encuentre vacío y por lo tanto exista la posibilidad de volcamiento o de deslizamiento.

También es importante tomar en cuenta el efecto del viento durante el montaje de los tableros prefabricados de los depósitos, cuando se encuentren provisionalmente sostenidos, en tanto se conectan en forma definitiva al resto de la construcción.

En los depósitos cubiertos se revisará la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes.

En los depósitos rectangulares o cuadrados, se supondrá que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

Cuando se considere el efecto del viento simultáneamente con el peso del agua, se supondrá que el depósito se encuentra lleno al 100% de su capacidad. En los tanques

de regulación se considerará el 80% de su capacidad. Sin embargo, una condición de carga que puede resultar crítica para el volteo del depósito, es la de considerarlo vacío cuando está expuesto a la acción del viento.

#### **2.4.1.1 Valuación de los efectos del viento**

Los efectos del viento se valuarán tomando en cuenta las succiones y las presiones estáticas.

Para el análisis de los efectos del viento, las estructuras para los sistemas de agua potable y tratada se analizan para una recurrencia de 200 años y se consideran pertenecientes al grupo “A” (estructuras esenciales).

Las condiciones y los reglamentos locales determinarán las velocidades regionales y los coeficientes aplicables para valorar las fuerzas del viento en los depósitos en cada localidad.

Se sugiere que los criterios de análisis utilizados y la obtención de las velocidades de diseño del viento, concuerden con lo establecido en *el Manual de Diseño de Obras Civiles* de la Comisión Federal de Electricidad, tomo “Diseño por Viento”, edición 1993 o posterior.

#### **2.4.2 Sismo**

Se ha comprobado que durante los sismos, los depósitos que contienen algún fluido pueden fallar y derramar el líquido contenido.

Los reglamentos locales suministrarán información en cuanto a los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño aplicables, de conformidad con la sismicidad local y las características del suelo donde se construyan los depósitos.

En caso de que el reglamento local no exista, se recurrirá al *Manual de Obras Civiles*, tomo “Diseño por Sismo”, de la Comisión Federal de Electricidad, edición 1993 o posterior.

Para su análisis sísmico, los depósitos de agua potable y tratamiento se deberán considerar como estructuras esenciales, es decir, pertenecientes al grupo “A”.

Al proyectar los depósitos para resistir las acciones sísmicas, se deberá tomar en cuenta la masa hidrodinámica del líquido contenido.

Cuando se considere el efecto del sismo simultáneamente con el peso del agua, se supondrá que el depósito está lleno al 100% de su capacidad. En los tanques de regulación se considerará el 80% de su capacidad.

La presión hidrodinámica deberá incluir las presiones impulsivas, así como las convectivas.

En los depósitos cerrados se efectuará el diseño tomando en cuenta un borde libre, el cual evite que el oleaje provocado por el sismo sobrecargue la losa de cubierta, mediante el golpeteo del agua al chapotear sobre la cara inferior de dicha losa. Además, el diseño sísmico de los depósitos deberá incluir los efectos sísmicos de las presiones del suelo exterior al depósito y las cargas muertas de la estructura.

#### **2.4.2.1 Las presiones impulsivas y las convectivas**

Como resultado de un temblor, el contenido de un depósito para el almacenamiento de líquidos, ubicado sobre el terreno, experimenta una oscilación a causa del movimiento del terreno. El fluido en las proximidades de los muros se acelera hacia un lado y otro, esencialmente al unísono con dichos muros, en tanto que el fluido cercano a la parte central del depósito no se acelera, sino que tenderá a oscilar con el periodo natural del chapoteo u oleaje del líquido.

Las presiones del fluido actuando sobre los muros del depósito reflejan estas dos acciones, de las cuales, una de las componentes varía con el tiempo en forma directamente proporcional a las aceleraciones del terreno, en tanto que la otra, varía en el tiempo con el chapoteo u oleaje del líquido.

Para su estudio, las presiones en el líquido generadas por el movimiento horizontal del terreno se han dividido en aquellas asociadas con la inercia del líquido que se acelera con el terreno (*presiones impulsivas*), además de las que están asociadas con el líquido que oscila con el movimiento de chapoteo (*presiones convectivas*). Estas presiones dinámicas actúan, tanto en las paredes como en el fondo del depósito.

Además de provocar fuerzas y momentos en las paredes del depósito, unas y otras presiones se combinan con las del fondo para dar lugar a un momento neto de volteo del depósito en conjunto.

A continuación, se proporciona una discusión general de la respuesta dinámica de los depósitos que almacenan líquidos, con el fin de contar con un antecedente para la utilización de los resultados teóricos apropiados.

Las fuerzas *impulsivas* asociadas a las fuerzas de inercia en el líquido, las cuales, como ya se ha dicho, se relacionan en el tiempo directamente con las aceleraciones del terreno, son principalmente de una alta frecuencia, en el rango de 2 a 5 ciclos por segundo (periodo entre 0.5 y 0.2 seg). Por otro lado, las presiones *convectivas* se relacionan en el tiempo con la respuesta oscilatoria (el oleaje o chapoteo) del líquido, generada por las aceleraciones del temblor y fundamentalmente son de una baja frecuencia, cercana a la frecuencia natural del líquido al chapotear. Probablemente no ocurren al mismo tiempo la aceleración máxima del terreno y el movimiento máximo del movimiento de chapoteo del líquido; sin embargo, es posible que una combinación de las presiones impulsivas y convectivas en un instante dado, excedan a las presiones impulsivas o convectivas consideradas separadamente. Por consiguiente, debe emplearse un juicio ingenieril al seleccionar la condición máxima de carga dinámica para la cual se diseñe el depósito.

Es muy probable que las aceleraciones verticales del terreno no tengan una significación importante. La magnitud del momento de volteo resultante de la fuerza cortante horizontal y la amplitud del movimiento de chapoteo, pueden determinarse a partir del espectro de respuesta de velocidades para el temblor que se considere. El aspecto significativo lo constituye el momento de volteo provocado por las presiones en las paredes del depósito.

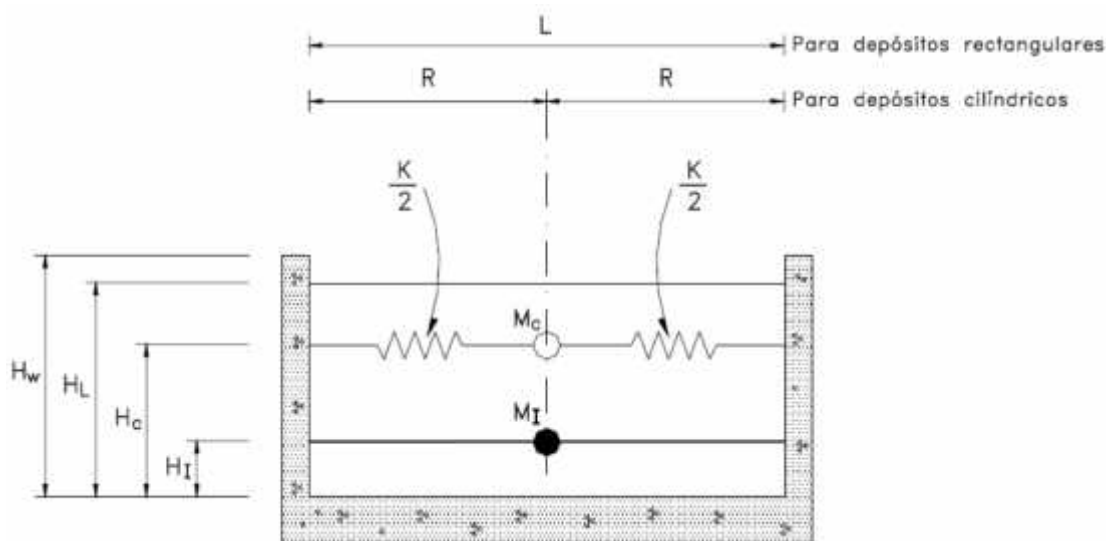
Los efectos del sismo se valuarán como se indica a continuación.

### 2.4.2.2 Fuerzas hidrodinámicas

Puede calcularse la fuerza horizontal que representa la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre los muros de un depósito de un líquido con un tirante  $H_L$  y una masa cuyo peso es  $W_L$ , si se aplican a una estructura equivalente, en la que la masa del líquido se substituye por otras dos,  $M_I$  y  $M_C$ , colocadas, respectivamente, a las alturas  $H_I$  y  $H_C$  sobre el fondo del depósito (Figura 2.2). Los sufijos  $I$  y  $C$  denotan respectivamente, impulsiva y convectiva.

La masa  $M_I$  está rígidamente unida al depósito, mientras que la masa  $M_C$  está ligada a éste mediante un resorte horizontal de rigidez  $K_C$ . Los parámetros que definen la estructura equivalente están dados por las expresiones siguientes:

**Figura 2.2** Estructura para un depósito sujeto a la acción sísmica



Las ecuaciones propuestas por Housner, las cuales pueden encontrarse en varias publicaciones (véase en particular, el tomo *Diseño por Sismo*, del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad), después de algunas adaptaciones son como se expone enseguida.

En depósitos rectangulares, en los cuales  $H_L \leq 0,75L$ , donde  $H_L$  es el tirante líquido y  $L$  es la longitud del depósito en la dirección en la cual se lleva a cabo el análisis sísmico, el peso de la masa impulsiva se valúa así:

$$W_I = \frac{\tan \varphi \cdot 0,85 \frac{L}{H_L}}{0,85 \frac{L}{H_L}} W_L \quad (2.1)$$

Y el peso de la masa convectiva:

$$W_C = \frac{0,83 \tan \varphi \cdot 3,16 \frac{H_L}{L}}{3,16 \frac{H_L}{L}} W_L \quad (2.2)$$

La altura de la masa impulsiva sobre el fondo del depósito:

$$H_I = 0,38 H_L \left( 1 + \alpha \frac{W_L}{W_I} - 1 \right) \quad (2.3)$$

La altura de la masa convectiva sobre el fondo del depósito:

$$H_C = H_L \left( 1 - 0,083 \frac{W_L}{W_I} \frac{L}{H_L}^2 + 0,315 \beta \frac{L}{H_L} \sqrt{0,07 \frac{L W_L}{H_L W_C}^2} - 1 \right) \quad (2.4)$$

La rigidez del resorte de la masa convectiva:

$$K_C = \frac{12 H_L}{W_L} \frac{W_C}{L}^2 \quad (2.5)$$

Para un depósito cilíndrico en el cual  $H_L \leq 0,75D$ , donde  $D$  es el diámetro del mismo, el peso de la masa impulsiva:

$$W_I = \frac{\tan \varphi \cdot 0,85 \frac{D}{H_L}}{0,85 \frac{D}{H_L}} W_L \quad (2.6)$$

y el peso de la masa convectiva:

$$W_C = \frac{0,71 \tan \varphi \cdot 3,68 \frac{H_L}{D}}{3,68 \frac{H_L}{D}} W_L \quad (2.7)$$

La altura sobre el fondo del depósito de la masa impulsiva:

$$H_I = \frac{3}{8} H_L \left( 1 + \alpha \frac{W_L}{W_I} - 1 \right) \quad (2.8)$$

La altura sobre el fondo del depósito de la masa convectiva:

$$H_C = H_L \left( 1 - 0,0525 \frac{W_L}{M_C} \frac{D}{H_L}^2 + 0,275 \beta \frac{D}{H_L} \sqrt{0,0375 \frac{D W_L}{H_L W_C}^2} - 1 \right) \quad (2.9)$$

La rigidez del resorte hipotético que sujeta la masa convectiva a las paredes del depósito:

$$K_C = \frac{19 H_L}{W_L} \frac{W_C}{D}^2 \quad (2.10)$$

En ambos casos,  $\alpha = 1,3$  y  $\beta = 2,0$ , si interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito o bien,  $\alpha = 0$  y  $\beta = 1$ , si sólo interesan los efectos de la presión hidrodinámica que actúa sobre los muros.

En las expresiones anteriores:

$W_L$  = peso del líquido que contiene el depósito.

$W_I$  = peso de la masa impulsiva  $M_I$ .

$W_C$  = peso de la masa convectiva  $M_C$ .

$L$  = dimensión del depósito rectangular en la dirección considerada para el análisis.

$R$  = radio del depósito cilíndrico.

$D$  = diámetro del depósito cilíndrico.

$H_L$  = altura del tirante del líquido.

$H_I$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa impulsiva.

$H_C$  = altura sobre el fondo del depósito a la cual se considera se encuentra la masa convectiva.

$H_M$  = altura de la pared del depósito.

$K_C$  = rigidez del resorte al cual está unida la masa convectiva.

Una vez determinados los valores de los parámetros arriba indicados, será posible entonces, calcular la fuerza cortante y el momento de volteo en el fondo del depósito y procederse al diseño del mismo, sobreponiendo las cargas permanentes a la accidental debida al sismo.

Las amplitudes máximas del movimiento vertical de la superficie del agua, con respecto al nivel de reposo, pueden calcularse con las fórmulas siguientes:

a) Depósito de base rectangular:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{0,27L \cot \varphi \cdot 3,16 \frac{H_L}{L}}{\frac{2g}{\omega_c^2 \theta_h L} - 1} \quad (2.11)$$

Donde:

$$\theta_h = 3,16 \frac{A_c}{L} \tan \varphi \cdot 3,16 \frac{H_L}{L} \quad (2.12)$$

b) Depósito cilíndrico:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{0,204D \cot \varphi \cdot 3,68 \frac{H_L}{D}}{\frac{g}{\omega_c^2 \theta_h D} - 1} \quad (2.13)$$

Donde:

$$\theta_h = 3,07 \frac{A_c}{L} \tan \varphi \cdot 3,68 \frac{H_L}{L} \quad (2.14)$$

En las expresiones anteriores,  $A_c$  es el máximo desplazamiento de la masa  $W_C$ , con relación a los muros del depósito,

$$A_c = \frac{S_v}{\omega_c} \quad (2.15)$$

$\theta_h$  es la amplitud angular de las oscilaciones libres de la superficie del líquido, basadas en la suposición de que esta superficie es plana;  $S_v$  es la pseudo velocidad o velocidad espectral y

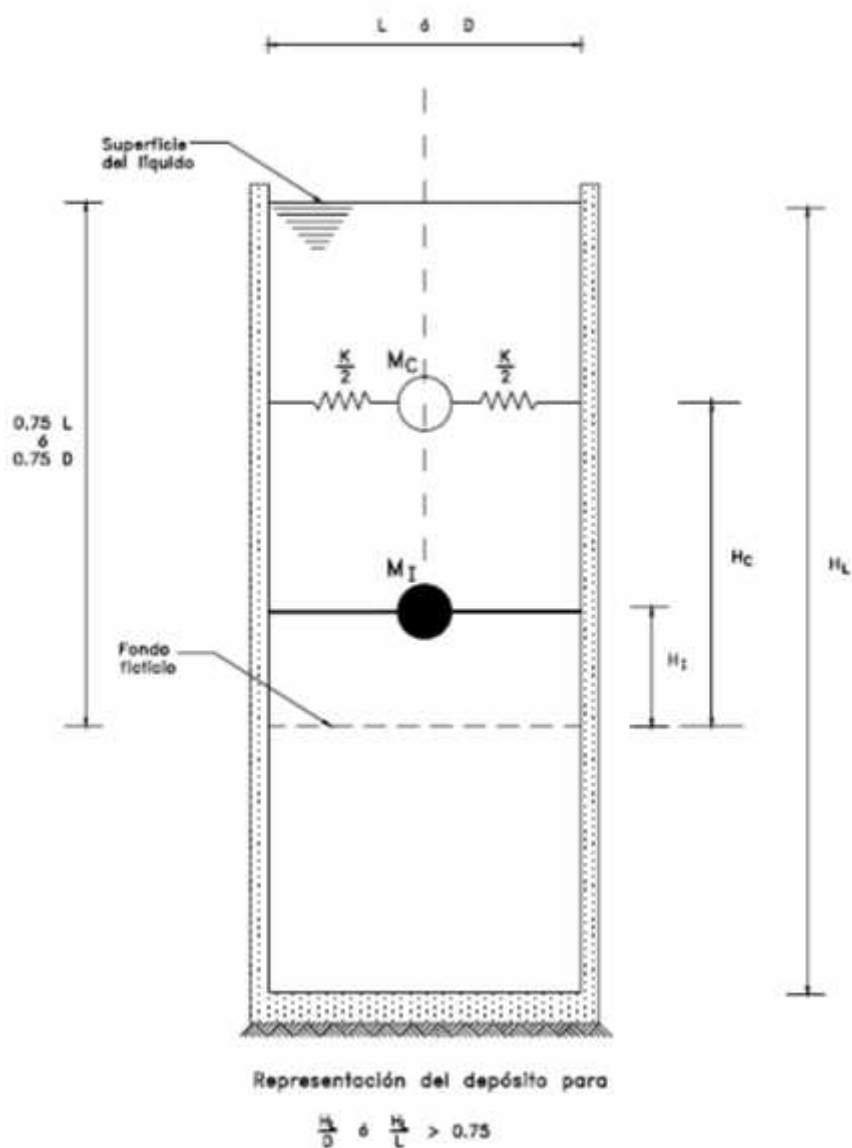
$$\omega_c = \frac{\overline{gK_c}}{W_c} \quad (2.16)$$

es la frecuencia natural circular de la masa convectiva,  $g$  es la aceleración debida a la gravedad.

#### **2.4.2.3 Aplicación de las ecuaciones anteriores cuando $H_L$ sea mayor a $0,75D$ ó $0,75L$**

Cuando  $H_L > 0,75D$ , en el caso de depósitos cilíndricos o  $H_L > 0,75L$ , para depósitos rectangulares, las ecuaciones anteriores son aplicables para calcular  $W_I$  y  $H_I$  sin modificar la masa ni el tirante del líquido. Por el contrario, para calcular  $W_C$  y  $H_C$ , se supondrá que el líquido que se encuentra por debajo de la profundidad  $0,75D$  ó  $0,75L$ , medida desde la superficie, se mueve unido rígidamente al depósito, de modo que las expresiones dadas para  $W_C$  y  $H_C$  se aplicarán sólo a la porción del líquido situada arriba de esa cota (*Manual de Obras Civiles de la CFE, Diseño por Sismo*, Unidad 3.9.2). (Véase la Figura 2.3).

**Figura 2.3** Representación del depósito para  $H/D$  o  $H/L > 0.75$



#### 2.4.2.4 Distribución de la presión hidrodinámica en los muros y en el fondo del depósito

De conformidad con la recomendación del *Manual de Obras Civiles de la CFE, Diseño por Sismo* (inciso 3.9.2.1), para determinar la distribución y la magnitud de las presiones locales y de ahí determinar la distribución de los esfuerzos en los muros y el fondo del depósito, se puede recurrir a un procedimiento aproximado, el cual consta de los siguientes pasos:

1. Se determinan la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del depósito.
2. Se calculan las solicitaciones de diseño por unidad de longitud correspondientes a la fuerza cortante y el momento de volteo del paso 1.
3. Se distribuyen las solicitaciones de diseño del paso 2 en toda la altura del depósito, suponiendo para ello una distribución lineal equivalente de la presión.

La fuerza cortante y el momento de volteo por unidad de longitud se determinan como:

$$v_s = \frac{V_s}{\pi R} \quad (2.17)$$

$$m_s = \frac{M_s}{\pi R} \quad (2.18)$$

si se trata de un depósito cilíndrico, donde  $R$  es el radio y

$$v_s = \frac{V_s}{4B} \quad (2.19)$$

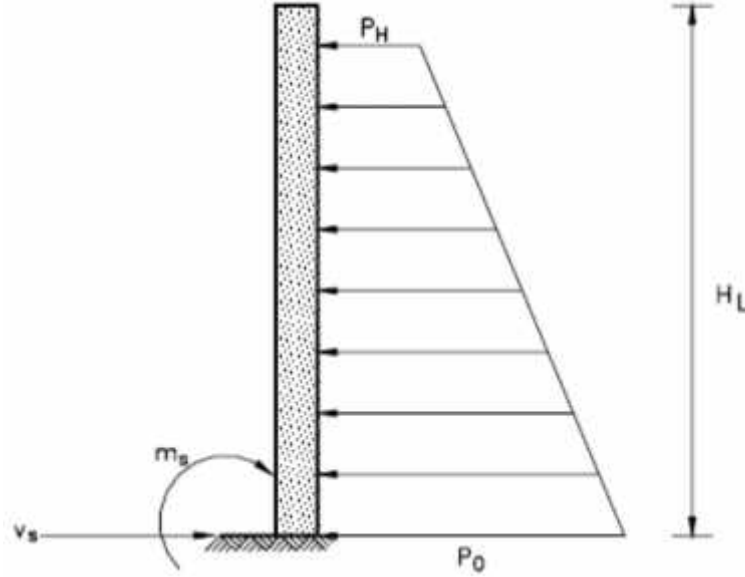
$$m_s = \frac{M_s}{4B} \quad (2.20)$$

si se trata de un depósito rectangular, donde  $2B$  es la dimensión perpendicular al movimiento del terreno.

En la Figura 2.4, se muestra la distribución lineal equivalente de la presión que se propone para valuar las presiones hidrodinámicas locales.

Así,  $P_H$  y  $P_O$  son la presión equivalente en el borde superior e inferior del depósito, respectivamente, valores que se determinan resolviendo el siguiente sencillo sistema de ecuaciones simultáneas siguiente:

**Figura 2.4** Distribución de presión lineal equivalente en las paredes de un depósito, de acuerdo con el criterio propuesto por el Manual de Obras Civiles de la C.F.E.



$$(p_o + p_H) \frac{H_L}{2} = v_s \quad (2.21)$$

$$(p_o + 2p_H) \frac{H_L^2}{6} = m_s \quad (2.22)$$

En las expresiones anteriores  $v_s$  y  $m_s$  son la fuerza cortante y el momento de volteo por unidad de longitud;  $V_s$  y  $M_s$  son la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño, en la base del depósito, respectivamente.

Una vez conocidos  $p_H$  y  $p_O$ , las presiones hidrodinámicas locales sobre las paredes del depósito se calculan como:

$$p = \left| p_H + (p_o - p_H) \frac{z}{H_L} \right| \cos \varphi \quad (2.23)$$

Cuando se trate de un depósito cilíndrico o bien como:

$$p = \left| p_H + (p_o - p_H) \frac{z}{H_L} \right| \quad (2.24)$$

Cuando se trate de un depósito rectangular.

En las ecuaciones 2.23 y 2.24,  $z$  y  $\varphi$  son las coordenadas del punto donde se valúa la presión. La profundidad  $z$  se mide con respecto a la superficie libre del líquido en reposo, en tanto que la desviación  $\varphi$  con respecto a un eje paralelo y de igual sentido que el movimiento del terreno considerado.

Para el efecto de volteo de la estructura en conjunto, así como para el análisis y diseño de la cimentación, las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del depósito, se puede suponer que siguen una distribución lineal.

#### **2.4.2.5 El Factor de comportamiento sísmico**

Para el diseño de los depósitos de concreto reforzado se recomienda un factor de comportamiento sísmico igual a 1,5.

## ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LOS ESTANQUES

### 3.1 CRITERIOS GENERALES

#### 3.1.1 Diseño de estanques circulares

Normalmente, los muros de los depósitos circulares se soportan principalmente mediante las tensiones anulares horizontales.

##### 3.1.1.1 Análisis de los muros

Si el muro se encuentra empotrado en su base, las tensiones anulares  $N$  por unidad de altura; los momentos  $M$ , por unidad de ancho y las fuerzas cortantes radiales  $V$ , por unidad de ancho, se pueden calcular con las expresiones siguientes:<sup>3</sup>

a) La tensión anular:

$$N = wRH \left( 1 - \frac{x}{H} - \theta \beta x \right) - \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \zeta \beta x \quad (3.1)$$

b) El momento para un punto cuya altura es  $x$ :

$$M_x = - \frac{wRHt}{12(1-\nu^2)} - \zeta \beta x + \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \theta \beta x \quad (3.2)$$

En las ecuaciones anteriores:

$$\theta \beta x = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\zeta \beta x = e^{-\beta x} \sin \beta x$$

c) La fuerza cortante en la base del depósito:

$$V = - \frac{wRHt}{12(1-\nu^2)} 2\beta - \frac{1}{H} \quad (3.3)$$

Puesto que para el fondo del depósito,  $\zeta(\beta x) = 0$  y  $\theta(\beta x) = 1$ ,

---

<sup>3</sup> S. Timoshenko y S. Woinowsky-Krieger, Theory of Plates and Shells, inciso 117, págs. 485 y ss. McGraw Hill Book Co., 1959.

d) El momento máximo en la base vale:

$$M_{\text{máx}} = - \frac{wRHt}{12(1-\nu^2)} \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \quad (3.4)$$

En las expresiones anteriores:

$e$  = base de los logaritmos naturales

$H$  = tirante del líquido

$p$  = peso volumétrico del líquido

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{R^2 t^2}}}{1}$$

$t$  = espesor del muro

$x$  = la altura del punto a partir de la base del depósito para la cual se valúan  $N$ ,  $M$  y  $V$

$\nu$  = Módulo de Poisson para el concreto,<sup>4</sup>

Módulo de Poisson para el acero = 0.3

Como una alternativa a las ecs. (3.1) a (3.4), para cualquier otra condición de restricción en la base y en el borde superior, es recomendable el empleo de las tablas de la Portland Cement Association, que aparecen en cualquiera de las dos versiones de la publicación *Circular Concrete Tanks without Prestressing*. Information Sheet IS072D, 1a. edición de 1942 o en la más conveniente, 2a. edición de 1995.

---

<sup>4</sup> El Módulo de Poisson es la relación que existe entre la deformación unitaria lateral o transversal respecto a la correspondiente axial, la cual resulta de un esfuerzo axial uniformemente distribuido. Los valores del Módulo de Poisson  $\nu$  para el concreto varían con este mismo módulo en los agregados, la pasta de cemento y la proporción relativa de ambos. También varía con las condiciones de humedad y la edad del concreto. Generalmente, su valor fluctúa entre 0.11 y 0.27. Para deformaciones elásticas bajo esfuerzos normales de trabajo, el Módulo de Poisson se considera igual a 0.20. Tiene aproximadamente el mismo valor, tanto para el concreto de peso normal como el ligero. Al aumentar la resistencia, edad o el contenido de agregados, el Módulo de Poisson tiende a disminuir.

Cuando el diseño se efectúa de tal manera que se permita el desplazamiento libre entre el muro y la cimentación, la tensión horizontal por unidad de altura debida a una presión interior del líquido  $p_i$ , está dada por la expresión:

$$N = \frac{D}{2} p_i \quad (3.5)$$

Donde,  $D$  es el diámetro del depósito.

Para el cálculo del espesor del muro, se tomarán en cuenta, tanto la tensión horizontal anular, como la contracción del concreto; por lo que es útil emplear la expresión siguiente:

$$t = \frac{CE_s + f_s - n f_c}{100 f_c f_s} N \quad (3.6)$$

Donde:

$t$  = espesor del muro, en cm

$C$  = coeficiente de contracción del concreto = 0.0003

$f_s$  = esfuerzo de trabajo del acero, en kg/cm<sup>2</sup>

$n = \frac{E_s}{E_c}$  relación modular entre el acero y el concreto

$N$  = tensión anular obtenida mediante la expresión (3.5), en kg

$f_c$  = esfuerzo en el concreto en condiciones de servicio, en kg/cm<sup>2</sup>

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero = 2.000.000 kg/cm<sup>2</sup>

El área de acero necesaria para tomar la tensión anular vale:

$$A_s = \frac{N}{f_s} \text{ ó } \frac{N_u}{F_R f_y} \quad (3.7)$$

Dependiendo si se emplea el esfuerzo de trabajo o la capacidad última del acero.

Será necesario colocar refuerzo vertical, para tomar en cuenta los cambios volumétricos y de temperatura.

## **3.2 DISEÑO ESTANQUE CIRCULAR APOYADO**

### **3.2.1 Período y caudales de diseño**

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento, sino que deben prever el crecimiento de la población en un período de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este período. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del período de diseño.

#### **a) Período de diseño**

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el período de diseño, se consideran factores como: Durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento. Aún así, la norma general para el diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales recomienda un período de diseño de 20 años.

#### **b) Cálculo de población de diseño**

El proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para ello datos censales y proyecciones oficiales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

#### **c) Caudales de diseño**

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario ( $Q_{mh}$ ).

En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el  $Q_{mh}$  no se considerará el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir este caudal, que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

En algunos proyectos resulta más económico usar tuberías de menor diámetro en la línea de conducción y construir un reservorio de almacenamiento.

#### d) Demanda de agua

- Factores que afectan el consumo

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: El tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad.

Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

- Demanda de dotaciones

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales; se asignan dotaciones con valores definidos para cada una de las regiones del país.

- Variaciones periódicas

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población;

diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación de consumo está influenciada por diversos factores, tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. El consumo diario anual servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

- **Consumo promedio diario anual ( $Q_m$ )**

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s.).

- **Consumo máximo diario ( $Q_{md}$ ) y horario ( $Q_{mh}$ )**

El consumo máximo diario corresponde al máximo volumen de agua consumido en un día a lo largo de los 365 días del año; mientras que el consumo máximo horario, es el máximo caudal que se presenta durante una hora en el día de máximo consumo.

Los coeficientes recomendados y más utilizados son del 130% para el consumo máximo diario ( $Q_{md}$ ) y del 200%, para el consumo máximo horario ( $Q_{mh}$ ).

$$\text{Consumo máximo diario } (Q_{md}) = 1,3 Q_m \text{ (l/s)}$$

$$\text{Consumo máximo horario } (Q_{mh}) = 2,0 Q_m \text{ (l/s)}$$

### **3.2.2 Capacidad y dimensionamiento del reservorio**

#### **3.2.2.1 Capacidad del reservorio**

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para

cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrado en las 24 horas del día. Ante la eventualidad que en la línea de conducción pueda ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua, mientras se hagan las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional para dar oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

#### **3.2.2.2 Cálculo de la capacidad del reservorio**

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se utilizan métodos gráficos y analíticos. Los primeros se basan en la determinación de la “curva de masa” o de “consumo integral”, considerando los consumos acumulados; para los métodos analíticos, se debe disponer de los datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que por lo general es equivalente al consumo promedio diario.

Para los proyectos de agua potable por gravedad, las normas recomiendan una capacidad mínima de regulación del reservorio del 15% del consumo promedio diario anual ( $Q_m$ ).

Con el valor del volumen ( $V$ ) se define un reservorio de sección circular cuyas dimensiones se calculan teniendo en cuenta la relación del diámetro con la altura de agua ( $d/h$ ), la misma que varía entre 0,50 y 3,00. En el caso de un reservorio de sección rectangular, para este mismo rango de valores, se considera la relación del ancho de la base y la altura ( $b/h$ ).

#### **3.2.3 Ubicación del reservorio**

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones

mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas, sin embargo debe priorizarse el criterio de ubicación tomando en cuenta la ocurrencia de desastres naturales.

De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer caso se alimentan directamente de la captación, pudiendo ser por gravedad o bombeo y elevados o apoyados, y alimentan directamente de agua a la población. En el segundo caso, son típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan porque la entrada y la salida del agua se hacen por el mismo tubo.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad.

El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

Con todo lo anteriormente mencionado, pasamos a diseñar un Estanque Tipo para la comunidad, y así de acuerdo a este, se sabrá cuantos estanques necesitara la comunidad.

## ESTANQUE N° 1

### Comunidad: NOQUES

#### DETERMINACION DE VOLUMENES DE AGUA

Para determinar el volumen de agua con el que se cuenta se ha procedido a realizar el aforo en la vertiente, del mismo se han obtenido los siguientes resultados:

##### Datos del aforo de la vertiente:

Volumen: 5,00Lts

Tiempo: 12,00seg

##### Caudal de Aporte de la vertiente:

$$Q=V/t = \begin{matrix} 0,417 \text{ lts/seg} \\ 0,00042 \text{ m}^3/\text{seg} \end{matrix}$$

##### Caudal de la vertiente:

$$V_{ver} = (Q_{ver} \cdot t) / 1000$$

Donde:

$V_{ver}$  = Volumen vertiente (m<sup>3</sup>)  
 $Q_{ver}$  = Caudal vertiente (l/s)  
 $t$  = Tiempo de aporte bajo el caudal de aforo (seg)

$$V_{ver} = 0,005 \text{ m}^3$$

##### Determinación del caudal de demanda.

El uso del agua depende de las prioridades del productor y de los tipos de cultivos que tenga, es por esta razón que se han tomado los mas representativos para determinar el volumen de agua que se requiere.

Para cultivo se tienen los siguientes coeficientes de cultivo (kc) dependiendo del tipo de planta:

| cultivo    | kc   |
|------------|------|
| maiz grano | 0,95 |
| papa       | 0,95 |
| sebada     | 0,75 |
| trigo      | 0,75 |

##### a) Determinación de la evapotranspiración de la zona.

Utilizando el metodo de **Blaney-Criddle**. Empleado para zonas semiaridas

$$ET = K \cdot P \cdot (8,12 + 0,457 \cdot t)$$

Donde:

$ET$  = Evapotranspiración mensual (mm)  
 $K$  = Coeficiente empirico mensual que depende del estado vegetativo de las plantas  
 $t$  = Temperatura media mensual del mes a calcular  
 $P$  = Porcentaje de insolación mensual con respecto a la anual que depende de la ubicación geografica del proyecto

Ubicación de la zona: Latitud sud 21° 19'

Valores para esta ubicación geografica

$$P = 8,92$$

$$K = 0,98$$

Temperatura media de la zona = 19,20 °C (mes de Noviembre)

$$ET = 147,684 \text{ mm}$$

$$ET = 0,000148 \text{ Lts}$$

## b) Requerimiento de agua para animales.

| Especie          | Lts. De agua por cabeza por día |
|------------------|---------------------------------|
| Vacas            | 30,00                           |
| Ovejas y cabras  | 3,00                            |
| Cerdos           | 4,50                            |
| Gallinas y patos | 0,25                            |

$$V_{pec} = (N \cdot C_{pec} \cdot t) / 1000$$

Donde:

$V_{pec}$  = Volumen uso pecuario (m<sup>3</sup>)  
 $N$  = Número de animales (unid.)  
 $C_{pec}$  = Consumo por animal (lt)  
 $t$  = Tiempo (días)

| Especie          | Lts   | Numero | Vpec.(m3)   |
|------------------|-------|--------|-------------|
| Vacas            | 30,00 | 25     | 0,75        |
| Ovejas y cabras  | 3,00  | 63     | 0,19        |
| Cerdos           | 4,50  | 10     | 0,05        |
| Gallinas y patos | 0,25  | 14     | 0,00        |
| <b>TOTAL</b>     |       |        | <b>0,99</b> |

## c) Requerimiento domestico.

|         | Lts.agua por miembro de familia/día |
|---------|-------------------------------------|
| Adultos | 50                                  |
| Niños   | 40                                  |

$$V_{dom} = (U \cdot C_{dom} \cdot t) / 1000$$

Donde:

$V_{dom}$  = Volumen uso domestico (m<sup>3</sup>)  
 $U$  = Número de usuarios (personas)  
 $C_{dom}$  = Consumo diario por persona (l)  
 $t$  = Tiempo (días)

|              | Lts. | U | Vdom (m3/día) |
|--------------|------|---|---------------|
| Adultos      | 50   | 4 | 0,20          |
| Niños        | 40   | 6 | 0,24          |
| <b>Total</b> |      |   | <b>0,44</b>   |

## d) Requerimiento agropecuario:

| Cultivo      | Area (ha) | Vol (lts.)      |
|--------------|-----------|-----------------|
| papa         | 0,55      | 3.300,00        |
| maiz         | 0,43      | 1.548,00        |
| trigo        | 0,26      | 988,00          |
| cebada       | 0,15      | 570,00          |
| <b>Total</b> |           | <b>6.406,00</b> |

## Requerimiento total de agua.

| Requerimiento        | Vol. (m3)    |
|----------------------|--------------|
| Evapotranspiración = | 0,010        |
| Pecuario =           | 0,988        |
| Domestico =          | 0,440        |
| Agropecuario =       | 6,406        |
| <b>Total =</b>       | <b>7,843</b> |

Requerimiento total adoptado = 8,00 m<sup>3</sup>

### Dimensionamiento del tanque de almacenamiento.

Se adopta forma de tanque circular

$$V = (\pi/4) \cdot D^2 \cdot H$$

Adoptando

$$\begin{array}{llll} D & = & 2,70\text{m} & e & = & 0,03\text{m} \\ H & = & 1,50\text{m} & & & \end{array}$$

$$\text{Vol} = 8,59 \text{ m}^3$$

### 3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se hace uso de las tablas de coeficientes, en la publicación *Circular Concrete Tanks without Prestressing*, de Portland Cement Association (PCA), edición 1993.

#### Materiales:

Concreto,  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en flexión,  $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

Acero para la tensión directa,  $f_s = 1.400 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero:  $E_s = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto:  $E_c = 14.000 \sqrt{f'_c} = 14.000 \sqrt{280} = 234.265 \text{ kg/cm}^2$  según las NTC del D.D.F.

Relación de módulos:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.000.000}{234.265} = 8,50$$

#### 3.3.1 Estimación del espesor necesario de la pared del depósito

El espesor del muro se puede calcular en forma preliminar si se limita la tensión anular a 10% de  $f'_c$ .

Supóngase un espesor de 30 cm, lo que da un valor de:

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{2,25}{2,70 \cdot 0,30} = 2,78 \cong 3$$

Téngase cuidado de ser congruente con las unidades.

El espesor de 30 cm para la pared del depósito es el valor mínimo que recomienda el Comité 350 (sección 2.5, párrafo 15).

La carga actuante por el lado interior del depósito, es la presión hidrostática del agua.

De conformidad con las disposiciones contenidas en el informe del Comité 350 de ACI, se debe considerar un coeficiente sanitario de 1,65 para la tensión directa y de 1,3 para flexión. Por consiguiente, la carga última para tensión directa vale:

$$w_u = \text{coeficiente sanitario para tensión directa} \times \text{factor de carga} \times w$$

$$= 1,65 \cdot 1,70 \cdot 1.000 = 2,81 \cdot 1000 = 2.810 \text{ kg/m}^3$$

y para flexión:

$$w_u = \text{coeficiente sanitario para flexión} \times \text{factor de carga} \times w$$

$$= 1,30 \cdot 1,70 \cdot 1.000 = 2,21 \cdot 1000 = 2.210 \text{ kg/m}^3$$

### **3.3.2 Determinación de las fuerzas de tensión anular y los momentos flexionantes producidos por la presión hidrostática interna del líquido**

Los coeficientes para la tensión anular y el momento flexionante en la pared de un depósito con la base articulada y el borde superior libre, se calculan con las Tablas A.1 y la A.2 respectivamente.

Para esta condición de carga, se tienen las siguientes fuerzas:

**Cuadro 3.1** Tensión anular provocada por la presión hidrostática

Base empotrada, borde superior libre

| Punto      | Coefficientes de la<br>Tabla A.1<br>$\frac{H^2}{D^3} = 3$ | Fuerza en kg.<br>El signo + denota tensión<br>$N = coef. \cdot w_u \cdot HR$ |
|------------|-----------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| 0,0 H      | +0,134                                                    | +762,494                                                                     |
| 0,1        | +0,203                                                    | +1.155,121                                                                   |
| 0,2        | +0,267                                                    | +1.519,297                                                                   |
| 0,3        | +0,322                                                    | +1.832,261                                                                   |
| 0,4        | +0,357                                                    | +2.031,419                                                                   |
| <b>0,5</b> | <b>+0,362</b>                                             | <b>+2.059,871</b>                                                            |
| 0,6        | +0,330                                                    | +1.877,783                                                                   |
| 0,7        | +0,262                                                    | +1.490,846                                                                   |
| 0,8        | +0,157                                                    | +893,369                                                                     |
| 0,9 H      | +0,052                                                    | +295,893                                                                     |

$$w_u = 1,7(1,65)1.000 \text{ kg/m}^3 = 2.810 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u \cdot HR = 2.810 (1,50)1,35 = 5.690,25 \text{ kg/m}$$

Los momentos flexionantes para la misma condición de carga se determinan multiplicando los coeficientes de la Tabla A.2, por  $w_u H^3$ . Nótese que  $w_u$  se obtiene para un coeficiente sanitario de 1,3, que es el correspondiente a la flexión.

**Cuadro 3.2** Momentos flexionantes provocados por la presión hidrostática

Base empotrada, borde superior libre

| Punto        | Coefficientes de la<br>Tabla A.2<br>$\frac{H^2}{D^3} = 3$ | Momento flexionante<br>kg m/m<br>El signo + indica tensión<br>en la cara exterior |
|--------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 0,1 H        | +0,0006                                                   | +4,475                                                                            |
| 0,2          | +0,0024                                                   | +17,901                                                                           |
| 0,3          | +0,0047                                                   | +35,056                                                                           |
| 0,4          | +0,0071                                                   | +52,957                                                                           |
| 0,5          | +0,0090                                                   | +67,129                                                                           |
| <b>0,6</b>   | <b>+0,0097</b>                                            | <b>+72,350</b>                                                                    |
| 0,7          | +0,0077                                                   | +57,432                                                                           |
| 0,8          | +0,0012                                                   | +8,951                                                                            |
| 0,9          | -0,0119                                                   | -88,759                                                                           |
| <b>1,0 H</b> | <b>-0,0333</b>                                            | <b>-248,376</b>                                                                   |

$$w_u = 1,7(1,3)1.000 \text{ kg/m}^3 = 2.210 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u H^3 = 2.210 (1,50)^3 = 7.458,75 \text{ kg/m}$$

### 3.3.3 Revisión de cortante para la misma condición

La capacidad al cortante del muro de 30 cm, con  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , es:

$$V_c = 0,5 \sqrt{f'_c} b d = 0,5 \sqrt{280} 100 24,4 = 20.415 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 20.415 = 17.353 \text{ kg}$$

La fuerza cortante aplicada se obtiene multiplicando al coeficiente correspondiente de la Tabla A.12, por  $w_u H^2$ . El valor  $w_u$  se aplica con un coeficiente sanitario de 1,0, si  $V_u$  es  $< V_c$ .

$$w_u = \text{coef. sanitario} \times \text{factor de carga} \times \text{peso volumétrico del líquido} \\ = 1,00 1,70 1.000 = 1.700 \text{ kg/m}^3$$

$$w_u H^2 = 1.700 1,50^2 = 3.825 \text{ kg/m}$$

En la Tabla A.12, el coeficiente para  $\frac{H^2}{Dt} = 3$ , carga triangular, base empotrada y borde superior libre = **+0,262**

$$\therefore V_u = 0,262 3.825 = 1002,15 \text{ kg} < 17.353 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la sección de concreto soporta satisfactoriamente la fuerza cortante impuesta sin necesidad de incrementar sus dimensiones o con un refuerzo especial.

### 3.4 REVISIÓN DEL ANÁLISIS DE BASE EMPOTRADA UTILIZANDO LAS ECUACIONES PROPUESTAS POR TIMOSHENKO

La mayor parte de las tablas para diseño de depósitos circulares se basan en el trabajo original de Timoshenko. En *Theory of Plates and Shells* por Timoshenko y Woinowsky-Krieger,<sup>5</sup> las ecuaciones básicas para condiciones de base empotrada se determinan como sigue.

---

<sup>5</sup> S. Timoshenko y S. Woinowsky-Krieger. *Theory of plates and shells*, inciso 117, págs. 485 y siguientes. McGraw Hill Book Co. 1959.

a) La tensión anular:

$$N = wRH \left( 1 - \frac{x}{H} - \theta \beta x - \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \zeta \beta x \right)$$

Donde x es la altura del punto a partir de la base del depósito.

b) El momento para un punto cuya altura es x:

$$M_x = - \frac{wRHt}{12(1-v^2)} - \zeta \beta x + \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right) \theta \beta x$$

En las ecuaciones anteriores:

$$\theta \beta x = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\zeta \beta x = e^{-\beta x} \sin \beta x$$

Nota: Tener cuidado de introducir el seno y el coseno en radianes.

c) La fuerza cortante en la base del depósito:

$$V = \frac{wRHt}{12(1-v^2)} \left( 2\beta - \frac{1}{H} \right)$$

Puesto que para el fondo del depósito,  $\zeta(\beta x) = 0$  y  $\theta(\beta x) = 1$ ,

d) El momento máximo en la base vale:

$$M_{\text{máx}} = - \frac{wRHt}{12(1-v^2)} \left( 1 - \frac{1}{\beta H} \right)$$

Donde:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1-v^2)}{R^2 t^2}}$$

v es el Módulo de Poisson.

Ver la página 468, ecuación 275, de la obra citada de Timoshenko, Woinowsky-Krieger.

Si se supone, un Módulo de Poisson,  $\nu = 0$ :

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3}{R^2 t^2}}$$

### 3.4.1 Cálculo de $N$ , $M_x$ , $M_{máx}$ y $V$

Para la tensión anular, la presión hidrostática,  $w_u = 1,00(2,81) = 2,81 \text{ ton/m}^3$

Para momento flexionante, la presión hidrostática  $w_u = 1,00(2,21) = 2,21 \text{ ton/m}^3$

Diámetro,  $D = 2,70 \text{ m}$

Radio,  $R = 1,35 \text{ m}$

Altura,  $H = 1,50 \text{ m}$

Espesor de la pared,  $t = 0,30 \text{ m}$

Módulo de Poisson supuesto,  $\nu = 0$

$N$  es máxima @  $0,5H$  para base empotrada, esto es (ver la Tabla A.2):

Para  $0,5H$ ,  $x = 0,5(1,50) = 0,75 \text{ m}$  de la altura respecto la base:

$$x = 0,75 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3}{1,35^2 \cdot 0,30^2}} = 2,068$$

$$\beta x = 2,068 \cdot 0,75 = 1,551;$$

$$e^{-\beta x} = e^{-1,551} = +0,212$$

$$\cos \beta x = \cos 1,551 \times 57,3 = \cos 88,872 = 0,020$$

$$\sin \beta x = \sin 1,551 \times 57,3 = \sin 88,872 = 1,000$$

Donde  $180/\pi = 57,3$  grados/radián

$$\theta_{\beta x} = e^{-\beta x} \cos \beta x = 0,212 \cdot 0,020 = +0,004$$

$$\zeta_{\beta x} = e^{-\beta x} \sin \beta x = 0,212 \cdot 1,000 = +0,212$$

Aplicación de las ecuaciones de Timoshenko para calcular la variación de la tensión anular y el momento flexionante en toda la altura del depósito:

Si se sustituyen los valores, se determinan  $N$ ,  $M_{\text{máx}}$  y  $V$  en la base:

$$N_{u,\text{máx}} = 2,81 \cdot 1,35 \cdot 1,50 \cdot 1 - \frac{0,75}{1,50} - 0,004 - 1 - \frac{1}{2,068 \cdot 1,50} \cdot 0,212 = 2,01$$

$$M_{u,\text{base}} = - \frac{2,21 \cdot 1,35 \cdot 1,50 \cdot 0,30}{\sqrt{12}} \cdot 1 - \frac{1}{2,068 \cdot 1,50} = -0,26 \text{ ton}$$

$$V_{u,\text{base}} = \frac{1,7 \cdot 1,00 \cdot 1,35 \cdot 1,5 \cdot 0,30}{\sqrt{12}} \cdot 2 \cdot 2,068 - \frac{1}{1,50} = 1,03 \text{ ton}$$

**Cuadro 3.3** Desarrollo de las fórmulas de Timoshenko

| H'   | x    | x/H  | $\beta x$ | $e^{-\beta x}$ | $\cos(\beta x)$ | $\zeta(\beta x)$ | Nu (ton)     | Mu (ton-m)    |
|------|------|------|-----------|----------------|-----------------|------------------|--------------|---------------|
| 0,00 | 1,50 | 1,00 | 3,102     | 0,045          | -0,999          | 0,002            | 0,249        | 0,012         |
| 0,15 | 1,35 | 0,90 | 2,792     | 0,061          | -0,939          | 0,021            | 0,816        | 0,023         |
| 0,30 | 1,20 | 0,80 | 2,482     | 0,084          | -0,790          | 0,051            | 1,316        | 0,037         |
| 0,45 | 1,05 | 0,70 | 2,171     | 0,114          | -0,565          | 0,094            | 1,711        | 0,053         |
| 0,60 | 0,90 | 0,60 | 1,861     | 0,155          | -0,286          | 0,149            | 1,955        | 0,069         |
| 0,75 | 0,75 | 0,50 | 1,551     | 0,212          | 0,020           | 0,212            | <b>2,004</b> | 0,081         |
| 0,90 | 0,60 | 0,40 | 1,241     | 0,289          | 0,324           | 0,274            | 1,826        | <b>0,081</b>  |
| 1,05 | 0,45 | 0,30 | 0,931     | 0,394          | 0,597           | 0,316            | 1,424        | 0,061         |
| 1,20 | 0,30 | 0,20 | 0,620     | 0,538          | 0,814           | 0,313            | 0,857        | 0,006         |
| 1,35 | 0,15 | 0,10 | 0,310     | 0,733          | 0,952           | 0,224            | 0,285        | -0,097        |
| 1,50 | 0,00 | 0,00 | 0,000     | 1,000          | 1,000           | 0,000            | 0,000        | <b>-0,263</b> |

**Cuadro 3.4** Resumen del desarrollo de las fórmulas de Timoshenko

|                                             | Base<br>empotrada<br>(tablas de PCA) | Base<br>empotrada<br>(Timoshenko) |
|---------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| <b>N (ton)</b>                              | 2,06 @ 0,5H                          | 2,00 @ 0,5H                       |
| <b><math>M_{\text{base}}</math> (ton-m)</b> | -0,25                                | -0,26                             |
| <b>M(+) máx</b>                             | 0,07 @ 0,6H                          | 0,08 @ 0,6H                       |
| <b><math>V_{\text{base}}</math> (ton)</b>   | 1,00                                 | 1,03                              |

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1. CONCLUSIONES

Luego de haber realizado un análisis de esta tesis, se llegó a las siguientes conclusiones:

- El tipo de estanque circular es el más adecuado porque utiliza una menor área de emplazamiento que un estanque rectangular.
- Los materiales a utilizar son materiales locales, brindando de esta manera mayor facilidad en la ejecución del proyecto.
- No es preciso que la mano de obra sea calificada, ya que comunarios con conocimientos básicos de albañilería pueden ejecutar el mencionado proyecto.
- Se ha demostrado que el método de Timoshenko como el método del PCA (Portland Cement Association), son confiables pues usan datos de geometría del estanque y características de los materiales a utilizar, además arrojan resultados similares.
- El método del PCA (Portland Cement Association), es más adecuado pues acorta el cálculo mediante sus tablas, en las cuales se encuentra calculados esfuerzos para distintas alturas del estanque.
- Se eligió la alternativa de diseño que más se adecuaba a la topografía del lugar.

#### **4.2.RECOMENDACIONES**

Las recomendaciones para este proyecto son las siguientes:

- Se recomienda utilizar el método de cálculo del PCA, pues aminora el cálculo gracias a las tablas que posee las cuales están realizadas para distintas alturas del estanque.
- El uso de concreto nos permite dar la forma y la resistencia necesaria, mediante encofrados respetando la dosificación descrita en las respectivas especificaciones
- Antes de la ejecución de los estanques es necesario realizar los estudios de resistencia de los materiales a utilizar, con el objeto de tener una adecuada dosificación.
- Verificar la ubicación del estanque, para que de esta manera se beneficie a la mayor cantidad de pobladores.
- Los beneficiarios deben realizar el mantenimiento del estanque en forma preventiva para evitar taponamiento de los conductos de distribución. Esto debido a que el estanque es abierto.