

149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES DE
ALMACENAMIENTO Y REGULACION PARA OBRAS
DE INGENIERIA SANITARIA.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
MAURICIO VALENZUELA LOPEZ



DIRECTOR DE TESIS: M. ING. ENRIQUE CESAR VALDEZ

MEXICO, D. F.

2001.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESTADO NACIONAL
UNIVERSITARIA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/214/99

Señor MAURICIO VALENZUELA LÓPEZ,
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. ENRIQUE CÉSAR VALDÉZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN PARA OBRAS DE INGENIERIA SANITARIA.

Introducción.

- I. Descripción general del sistema de abastecimiento de agua potable.
- II. Tipos de tanques y funcionamiento.
- III. Reglamentación y normatividad para el diseño funcional y estructural de los tanques.
- IV. Diseño estructural de tanques
- V. Conclusiones.

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

“POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU”

Cd. Universitaria, a 5 de noviembre de 1999

EL DIRECTOR

M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/ser



REPUBLICA NACIONAL
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/214/99

Señor MAURICIO VALENZUELA LÓPEZ,
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. ENRIQUE CÉSAR VALDÉZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN PARA OBRAS DE INGENIERIA SANITARIA.

Introducción.

- I. Descripción general del sistema de abastecimiento de agua potable.**
- II. Tipos de tanques y funcionamiento.**
- III. Reglamentación y normatividad para el diseño funcional y estructural de los tanques.**
- IV. Diseño estructural de tanques**
- V. Conclusiones.**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 4 de noviembre de 1999.

EL DIRECTOR

M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/ser

ÍNDICE

	PAGINA
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	3
DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
1.1 Captación	3
1.1.1 Captación de agua de lluvia	5
1.1.2 Captación de manantiales	5
1.1.3 Captación por medio de galerías filtrantes	6
1.1.4 Captación por medio de pozos	7
1.1.5 Captación de aguas superficiales	7
1.1.6 Captación en arroyos o ríos	7
1.2 Conducción	8
1.2.1 Válvulas de seccionamiento	10
1.2.2 Válvulas de flotador y de altitud	10
1.2.3 Válvulas de admisión y expulsión de aire	10
1.2.4 Válvulas de retención	11
1.2.5 Válvulas de alivio de presión	11
1.3 Plantas potabilizadoras	11
1.4 Regularización	13
1.5 Red de distribución	19
CAPITULO 2	24
TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO	
2.1 Tanque con superficie libre	29
2.2 Cimentaciones	31
2.3 Criterios generales de diseño	32
2.4 Análisis y recomendaciones diversas	36
CAPITULO 3	40
REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES	
3.1 Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario	41
3.2 Programa Coplamar, Instructivo para estudio y proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario	42
3.2.1 Aspectos Financieros del Programa	43
3.3 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	44
3.4 Normas Técnicas Complementarias del RCDF	46

3.5	ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute	47
3.6	AISC (American Institute Of Steel Construction, Inc.) Instituto Americano de la Construcción en Acero	49
3.7	Tanques circulares de concreto sin preesfuerzo por PCA (Portland Cement Asociation)	50
3.8	DEPARTMENT OF THE ARMY Details of Reinforcement-Hydraulic Structures Engineering and Design Manual no. 1110-2-2103/21 de mayo de 1971	51
3.9	COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD Manual de Diseño de Obras Civiles	52
3.10	Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997 Comisión Nacional del Agua	54
	CAPITULO 4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES	66
4.1	Tanques Elevados	66
4.1.1	Tanques con torre de estructura metálica	66
4.1.2	Tanques con torre de concreto	99
4.2	Tanques Superficiales	224
4.2.1	Tanques enterrados	224
4.2.2	Tanques semienterrados	232
4.2.3	Tanques a nivel de terreno	239
	CAPITULO 5 CONCLUSIONES	256
	REFERENCIAS	258

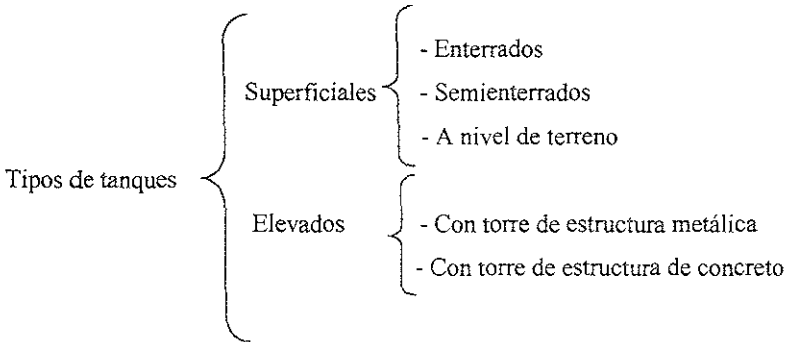
INTRODUCCIÓN.

Tomando en cuenta lo importante que es el diseño hidráulico de los tanques de almacenamiento, puesto que nos va a dar aparte del funcionamiento hidráulico adecuado, las dimensiones geométricas correspondientes con las cuales podemos proceder a hacer el diseño estructural de dichos tanques.

El objetivo es llegar a diseñar estructuralmente tanques para almacenamiento de agua, entre los tanques para líquidos con superficie libre se consideran tanques de concreto reforzado y tanques de acero

Por otro lado también se trata de dar alguna orientación para la selección del tipo de tanque para almacenar un líquido, dependiendo de las condiciones de que se trate, es decir, de las condiciones topográficas, hidrológicas, geotécnicas, geométricas y por supuesto las económicas que muchas veces, en la mayoría, es la decisiva

Los depósitos para almacenamiento de agua, además de los tipos que se mencionaron en el párrafo anterior generalmente se pueden clasificar en dos tipos: tanques superficiales y tanques elevados y dentro de cada una de estas clasificaciones los podemos subdividir de la siguiente forma



El presente trabajo consta de cinco capítulos una conclusión y la introducción, en ésta lo que se pretende es dar una especie de conclusiones adelantadas en la que se hace una pequeña descripción de cada capítulo, en el primer capítulo se explica el arreglo y funcionamiento de un sistema de abastecimiento de agua potable, en la que se muestre la

posición relativa de los tanques existentes en un sistema típico, en el capítulo 2, se tratan los tipos de tanques y su funcionamiento, en el se definen y describen los diferentes tipos de tanques de almacenamiento y regularización para obras de ingeniería sanitaria de acuerdo con las necesidades propias del sistema, aspectos topográficos, mecánica de suelos y localización geográfica del proyecto, en el capítulo 3 se enuncian y comentan los distintos reglamentos y normas que se tomaron en cuenta para el diseño funcional y estructural de los tanques así como también se hace una reseña de las deferencias en criterios de diseño entre unos y otros, aunque desde el punto de vista hidráulico no hay tanta diferencia puesto que todos los enunciamientos se agrupan en los “Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario”, de la Comisión Nacional del Agua, que es el organismo regulador en el país, pero en el caso del diseño estructural existen diferentes reglamentos y normas que rigen el diseño estructural, finalmente en el capítulo 4 se explica el análisis y diseño estructural de los diferentes tanques de almacenamiento y regularización para obras de ingeniería sanitaria, en este capítulo se desarrolla un ejemplo de cada uno de los tipos y subtipos de tanques mencionados anteriormente, todos estos basados en casos reales

CAPÍTULO I**DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE**

Las partes que consta un sistema hidráulico urbano los cuales son fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento de agua residual y disposición

En este Capítulo se describirá el subsistema de abastecimiento de agua potable, integrado por los primeros seis elementos.

1.1 CAPTACIÓN

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir adecuadamente el agua superficial o subterránea. Debe proporcionar un gasto mínimo requerido para satisfacer las necesidades inmediatas de una localidad determinada sin peligro de reducción por sequía o por cualquier otra causa

Las obras de captación consisten en el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento

El dispositivo puede ser en un simple tubo, la pichancho de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de la obra que asegura, bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas. Por ejemplo, un dique toma es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación.

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el ciclo hidrológico, o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios.

Tanto en el océano como en el continente se presenta el fenómeno de evaporación y en la superficie continental el agua llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en zonas donde la elevación es menor o hasta volver de forma subterránea al mar; se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regularización a fin de usarla, o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que transporta la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

De esta forma y gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento de agua: superficial, subterránea, atmosférica y de mar.

Actualmente todavía no se recurre al agua salada o de mar ni a la atmosférica aunque esto depende del país o región. El agua de temporal prácticamente no se utiliza en los países desarrollados, pero en México la mayoría de las tierras cultivables son de temporal, es decir se utiliza el agua atmosférica para regar las parcelas; por otra parte, tiene el inconveniente de que se requieren obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, además de que sólo se puede disponer de ellas en el verano. Con respecto a las aguas saladas, no obstante que la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado la tecnología que permite desalarla para que pueda ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, tiene un costo elevado.

En resumen, las fuentes de abastecimiento de agua potable generalmente explotadas son las superficiales y las subterráneas

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. Su color natural y la materia orgánica son también más bajos, de allí que no requieren tratamiento para remoción de color.

Además, no son corrosivas porque su bajo contenido de oxígeno disuelto reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión

Una desventaja del agua subterránea es su inaccesibilidad; por otra parte, las concentraciones de sulfuro de hidrógeno se producen en un ambiente de bajo oxígeno, circunstancia común en las aguas subterráneas

1.1.1 Captación de agua de lluvia

Este tipo de captación normalmente se utiliza cuando no es posible obtener aguas subterráneas o superficiales de buena calidad como suceden en las zonas costeras. Y se utilizan los techos de las casas o de alguna superficie impermeable para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad dependerá del gasto requerido y del régimen pluviométrico.

1.1.2 Captación de manantiales

El afloramiento puede ser en la ladera, en el piso o en formaciones rocosas.

La captación de los dos primeros tipos se hace utilizando una caja de mampostería con la que se evita su contaminación y también que los afloramientos se obturen.

La dimensión de la caja depende del área de los afloramientos aceptándose como mínimo la de 1.0 x 1.0 m. En la caja se instalará una tubería para desagüe de fondo provista de una válvula para control de los afloramientos durante la construcción de la caja y para poder vaciarla en caso de reparación y limpieza. El tubo de la toma debe evitar que el afloramiento quede ahogado, es decir, se debe respetar el nivel natural que tenga el agua en la descarga del manantial; además, la plantilla del tubo de demasías se sitúa a 2cm abajo del afloramiento más alto. Para el control de la entrada del agua a la conducción se instala una válvula de compuerta en el tubo de toma.

Las válvulas mencionadas se protegen con una caja unida a la caja de captación. Se da ventilación a la caja de captación y se construye un brocal de acceso.

Para garantizar al máximo la protección sanitaria del manantial se hará alrededor de la caja, a una distancia de más o menos ocho metros, para interceptar el agua de lluvia encauzándola al arroyo formado por el agua del manantial.

Finalmente para evitar el acceso de personas y animales, se construye una cerca de alambre de púas con un radio de 10 a 15 m.

Por ningún motivo se debe alterar el sitio del afloramiento con objeto de aumentar la captación del manantial, únicamente durante la construcción se hace limpieza a mano de la vegetación.

No es recomendable la captación del gasto máximo que aporta el manantial.

1.1.3 Captación por medio de galerías filtrantes

Las galerías filtrantes deben proyectarse y construirse paralelamente a la corriente que se utilizará como fuente de abastecimiento; es requisito fundamental su situación a una profundidad y distancia adecuada respecto al cauce principal de la corriente, a fin de que el agua que se capte haya sufrido una filtración natural suficiente.

La galería se compone de un tubo de acero tipo cedazo que se instala en el fondo de una zanja excavada a cielo abierto, rellena con material seleccionado de granulometría adecuada, que constituye el filtro.

El tubo puede ser también de PVC principalmente para 100, 150 y 200 mm de diámetro. El tubo de la galería se une (caso general) a un cárcamo de bombeo.

Para fijar la localización, profundidad y características de la galería se efectúa previamente pruebas de campo, haciendo perforaciones de exploración con profundidad de 4 a 8 m, espaciadas de 5 a 10 m, en el eje probable de la galería.

El diseño de la galería se puede hacer como sigue: conocido el gasto requerido, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero ranurada para ademe o de PVC con ranuras de 4.78 a 6.35 mm, obteniéndose el área de infiltración requerida dividiendo el gasto entre la velocidad de agua a través de las ranuras, considerando un valor de 1.0 cm/s

1.1.4 Captación por medio de pozos

El proyecto de un pozo de producción para abastecimiento de agua potable, tiene el objetivo de obtener agua de la mejor calidad, con la mayor producción posible y el más alto gasto específico, para que los costos de operación y mantenimiento sean mínimos.

La localización de la perforación y el diseño del pozo se hacen teniendo como base un estudio hidrológico y las recomendaciones que se dan en los lineamientos de la CNA para construcción para perforación, trabajos auxiliares y terminación de pozos para agua potable (se puede usar también las “Especificaciones de Construcción para la perforación de trabajos auxiliares y terminación de pozos para agua potable” de la extinta SAHOP)

1.1.5 Captación de aguas superficiales

Los elementos principales de las obras de captación de aguas superficiales son:

- a) La toma o entrada del agua. Puede ser un conducto, orificio o ambos.
- b) Dispositivo de control de excedencias.
- c) Dispositivos que eviten la entrada a la toma y conducción de cuerpos gruesos flotantes para lo cual se instala una reja gruesa que puede ser fija y una rejilla fina removible de alambre de cobre galvanizado, dejando espacios para el paso del agua de 3 a 5 mm y de válvulas de seccionamiento para el control de la entrada del agua a la conducción.

1.1.6 Captación en arroyos o ríos

La captación de agua de corrientes superficiales puede estar constituida por una toma directa o por medio de una presa de derivación. La captación deberá quedar situada aguas arriba de la

localidad por abastecer, procurando aislarla lo más posible de las fuentes locales de contaminación. La entrada de la toma se situará a nivel inferior al de aguas mínimas de la corriente y la estructura deberá quedar en un tramo recto, nunca en curvas.

La velocidad del agua en la entrada de la toma, no debe ser superior a 0.60 m/s.

Se tomarán en cuenta las características del material del cauce, la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, evitando tener problemas de socavación. No es conveniente que la entrada de la toma quede situada contra la dirección del escurrimiento, debido a que se obtura con mayor facilidad.

1.2 CONDUCCIÓN

La conducción dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable, es la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos o tuberías, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora, dichos conductos pueden ser abiertos o cerrados, éste transporte se hace utilizando la propia energía del agua o sea a gravedad o por bombeo, es decir utilizando la energía eléctrica, en otras palabras ese conjunto de tuberías o conductos, obras de arte y accesorios es el medio del cual se provee a el agua para poderla llevar a las comunidades para abastecerlas y satisfacer sus necesidades en cuanto a agua potable se refiere.

Para el cálculo de la capacidad de la línea de conducción se utiliza el gasto máximo diario, o con el que se considere conveniente tomar de la fuente de abastecimiento.

El escurrimiento del agua de las conducciones por gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre, o funcionando a presión, siendo este caso el que se considera en la casi totalidad de las obras de conducción.

En este caso nos ocuparemos de la generalidad, así es que, para líneas de conducción a presión, se deben tomar en cuenta los aspectos que se mencionan a continuación.

- a) La tubería debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y su localización se escoge para que sea la más desfavorable, con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes.
- b) Como en casi la totalidad de las obras de conducción, las tuberías se instalan en zanja; durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible, la excavación en roca.
- c) Cuando la topografía es accidentada se localizan válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del perfil, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubican en puntos situados cada 1.5 km. como máximo y en los puntos más altos de la línea.
- d) En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión o expulsión de aire en puntos intermedios.
- e) Por otra parte los desagües se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación. También se utilizan para el lavado de la línea durante su construcción.

Generalmente, en conducciones a presión, las estructuras de protección más importantes son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y en ocasiones obligado, utilizar estas estructuras con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción.

En las líneas de conducción por bombeo, éste se hace generalmente de un pozo o de un cárcamo. El equipo de bombeo produce un incremento brusco en el gradiente hidráulico para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería de conducción.

Para definir las características de una línea de conducción, debe realizarse un análisis de diámetro económico.

Para el proyecto de una línea de conducción a bombeo se deben tomar en cuenta los aspectos indicados en el diseño de conducciones a gravedad, además es importante reducir, cuando sea posible, la longitud de la línea a presión, disminuyendo con esto los efectos de los fenómenos transitorios.

Se deben analizar los fenómenos transitorios en la línea de conducción, con el objeto de revisar si los tipos y las clases de tubería seleccionada son los adecuados, y si se requieren estructuras de protección, como son: tanques unidireccionales, válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación y cámaras de aire.

Para el funcionamiento óptimo de las líneas de conducción, se utilizan una serie de accesorios adicionales que se instalan para aislar y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

1.2.1 Válvulas de seccionamiento

En las líneas de conducción es conveniente instalar válvulas de seccionamiento que permitan aislar tramos de la tubería para operación y mantenimiento de la misma

1.2.2 Válvulas de flotador y de altitud

Cuando la línea de conducción se conecta a un tanque de regularización y se requiera una válvula, ésta generalmente será de flotador.

Las válvulas de flotador controlan el nivel máximo del agua en un tanque, son accionadas directamente mediante un flotador. La válvula de acción directa se coloca a una elevación cercana al nivel máximo del agua, ya sea a un lado del tanque o encima de la losa del techo.

1.2.3 Válvulas de admisión y expulsión de aire

En todos los puntos altos de las líneas a presión, se instalan válvulas de admisión y expulsión, operan automáticamente para remover el aire desplazado cuando la línea se comienza a llenar o el que se acumula en dichos puntos

Estas válvulas automáticas sirven también para admitir aire en la línea, evitando el colapso si se presenta una presión negativa.

1.2.4 Válvulas de retención

Cuando se suspende la energía eléctrica, debido a un paro programado o imprevisto, se presentan fenómenos transitorios, ocasionando que la masa de agua, en el caso de flujo descendente actúe sobre el equipo de bombeo, produciendo en algunos casos daños severos a éste. Para interrumpir el flujo inverso y proteger al equipo, se utiliza la válvula de retención.

1.2.5 Válvulas de alivio de presión

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y accesorios contra un aumento de presión producido por el o paro del equipo de bombeo Su función es permitir la salida del flujo a la atmósfera cuando la presión interior sobrepasa un límite previamente establecido.

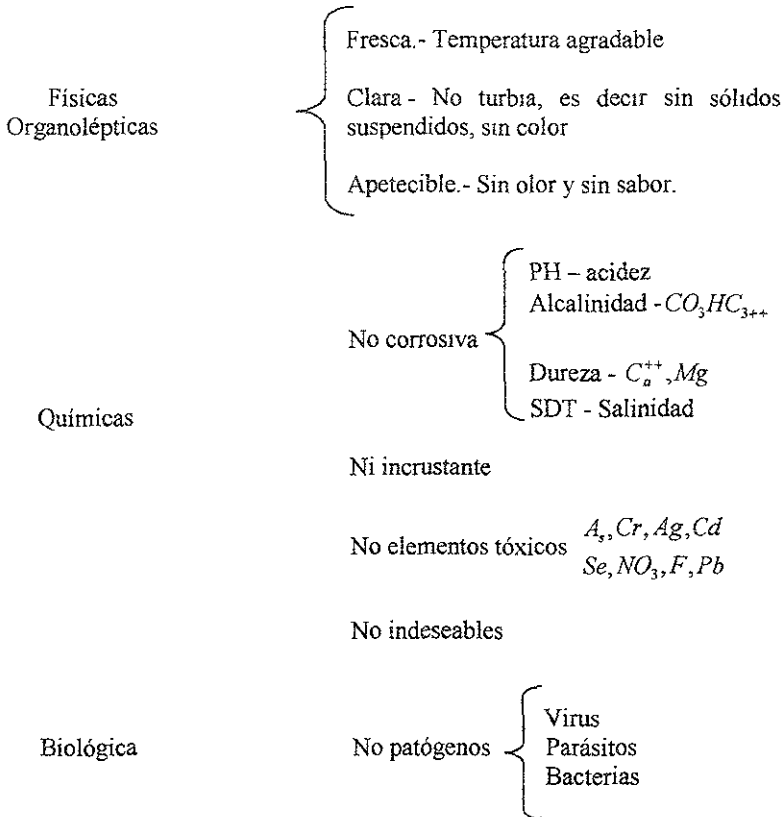
En la siguiente figura se muestran dos tanques parte importante de una línea de conducción de agua potable.

1.3 PLANTAS POTABILIZADORAS

Una planta potabilizadora en términos generales es una instalación industrial para obtener agua potable a partir de agua natural, agua cruda o agua servida. O expresado de otra forma, es una secuencia de operaciones y procesos unitarios, debidamente seleccionados o integrados, para transformar agua natural en agua potable, o sea que cumpla las normas correspondientes.

El agua potable tendrá las siguientes características.

Las características son las que establece la NOM - 127



Cada contaminante de los anteriores y otros causan sus propios problemas al agua, al consumidor y/o a la infraestructura y para garantizar que no haya daño a la salud, y que sea estéticamente adecuada, por tal motivo existen normas de calidad que se deben cumplir.

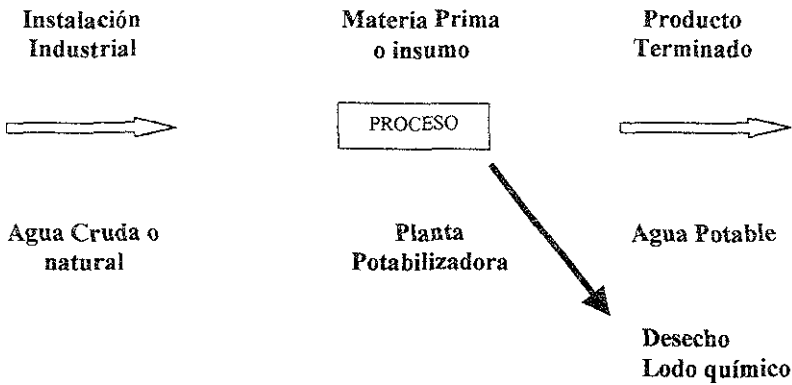


Fig.1.1 Tratamientos a que se debe someter el agua para su potabilización

Para llevar a cabo dichos procesos, el 18 de enero de 1996 se publica la Norma Oficial Mexicana NOM - 127.- Salud ambiental, agua para uso y consumo humano, límites permisibles de calidad, y tratamientos a que se debe someter el agua para su potabilización (Figura 1.1).

Es importante mencionar que el agua potable es un bien económico y social; y este se ve agravado puesto que en nuestro país muy pocas plantas funcionan adecuadamente y muchas las que no operan por fallas de diseño. Muchas se han diseñado y construido sin conocimientos de las características del agua a tratar.

1.4 REGULARIZACIÓN

La obra de conducción tiene un régimen de aportaciones que normalmente es constante y la redistribución un régimen de consumos o demandas que siempre es variable. La regularización es el paso intermedio entre la conducción y la distribución tiene por objeto lograr la transformación

de un régimen a otro. La regularización se hace por medio de tanques superficiales o elevados, y debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad.

El tanque superficial se construye para todo tipo de localidad siempre y cuando se cuente con una topografía adecuada, esto es, que exista el desnivel adecuado entre el sitio donde se construye el tanque y la población que es abastecida (Figura 1.2)

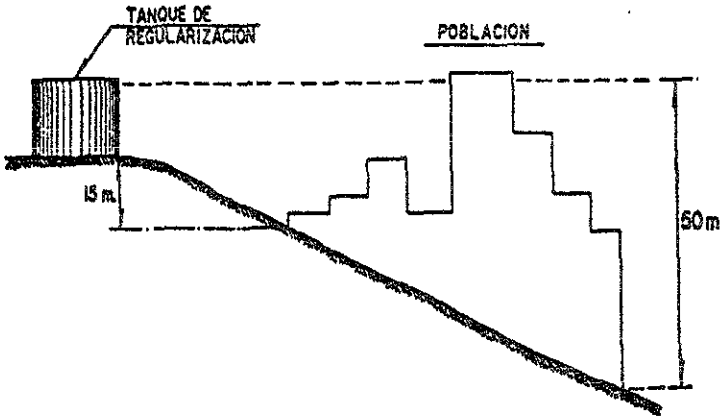


Fig. 1.2 Posición del tanque de regularización superficial

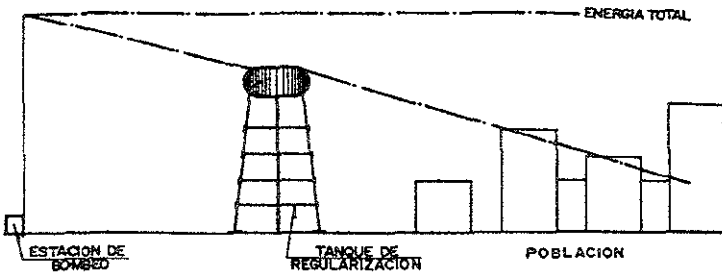
Es conveniente mencionar que los tanques de concreto reforzado, se recomiendan generalmente para tirantes entre 2.0 y 5.5 m.

En cualquier caso, el tanque superficial debe quedar desplantado en su totalidad en terreno firme, evitando que alguna porción del mismo se apoye en rellenos.

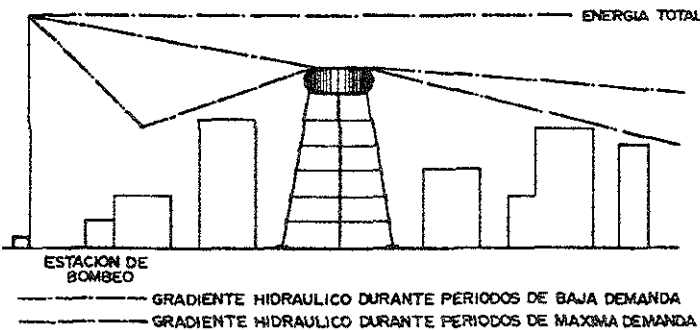
La capacidad de un tanque se obtiene en función del gasto máximo diario de proyecto y la ley de demandas de la localidad.

En el diseño se debe buscar que el volumen almacenado no sea estanco y se dé movilidad al agua, para evitar el deterioro de su calidad.

En general el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 horas, tanto en conducciones a gravedad como por impulsión a bombeo, ya que no se justifica económicamente el diseño de una conducción con bombeo de menos de 24 horas, salvo en casos excepcionales. Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización se debe considerar un paso lateral (by pass), entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento, siempre y cuando no se pueda aislar modularmente un tanque que cuente con cámaras.



Tanque de regularización al extremo de la población.



Tanque elevado cerca del centro de uso.

Fig. 1.3 Localización de los tanques elevados cuando las condiciones topográficas que se tienen en el lugar son planas

Quando no se dispone de elevaciones naturales con altimetría apropiada, se utilizan tanques elevados. Su localización de acuerdo con la operación del sistema, para que proporcione las presiones requeridas en la red de distribución (Figura 1.3)

La determinación de la capacidad de un tanque elevado se efectúa también, en función del gasto máximo diario.

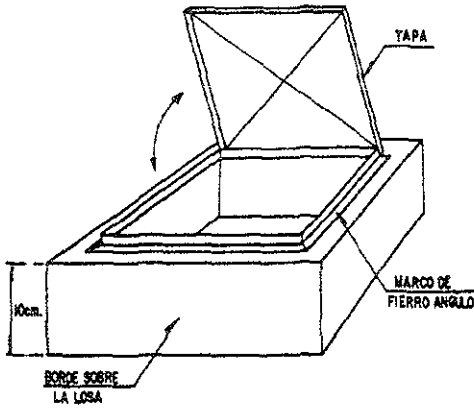
Debe asegurarse que en los tanques elevados no se tengan demasías, esto se evita por medio de válvulas de flotador, electroniveles o de preferencia con válvulas de altitud; sin embargo, por seguridad es conveniente instalar un vertedor de demasías constituido por tubería situada en el interior del depósito, la que se continua en la torre unida a una de las columnas.

El registro debe sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo, para que no penetren las aguas pluviales, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga alrededor del mismo, considerando un dispositivo de cierre (Figura 1.4 y 1.5).

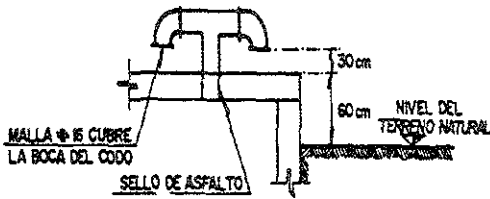
Deben colocarse escaleras de tipo “marino” para la inspección y limpieza o para efectuar reparaciones en los tanques

La elección del sitio y del tipo de tanque, se basa en las características físicas de la localidad, considerando las líneas de conducción y redes de distribución, tanto existentes como en proyecto.

La selección del tipo de estructura para el tanque depende de los materiales existentes en la región, de la disponibilidad de terreno y de las condiciones topográficas y geotécnicas.

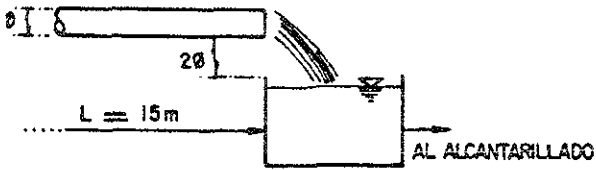


Registro para inspección del tanque.

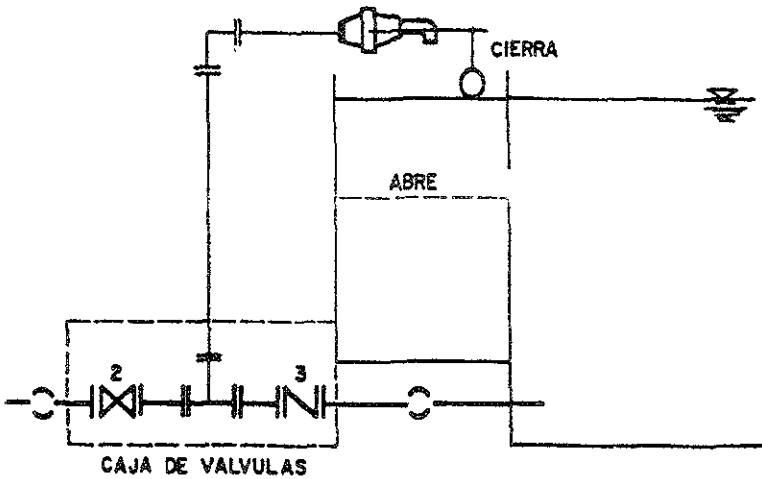


Ventilación del tanque con tubo vertical.

Fig. 1.4 Registro para inspección y válvula con tubo vertical para el tanque elevado



Tubo de desagüe para limpieza del tanque.



- 1.- VALVULA DE ALTITUD
- 2.- VALVULA DE SECCIONAMIENTO
- 3.- VALVULA DE RETENCION

Disposición de la entrada de agua al tanque.

Figura 1.5

5 RED DE DISTRIBUCIÓN

Dentro del sistema de abastecimiento de agua potable su distribución es el último de los pasos para satisfacer finalmente a una comunidad; es decir, que la distribución se hace una vez que se efectuó la captación, conducción, tratamiento del agua, almacenamiento y regularización, después de lo cual, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores.

Desde el punto de vista económico y social, esta es la parte más importante por el costo que representa en comparación con otros elementos del abastecimiento. Corresponde aproximadamente a la mitad de la inversión total.

Un sistema de distribución debe proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuando y donde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, sistemas ramificados y sistemas combinados (Figura 1.6).

La configuración que se dé al sistema depende principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización.

En general las redes de distribución son el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de regularización hasta la toma domiciliaria de cada predio.

Los requisitos de la red de distribución son:

- a. Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).

- b El agua debe ser potable.
- c Las presiones o cargas disponibles de operación en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 y 5.0 kg/cm² (15 a 50 mca) Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm² (10 mca)
- d El diseño de la red de distribución debe tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera; esto es, tomando en cuenta los recursos económicos y financieros y su desarrollo, se debe analizar la conveniencia de diseñar la red para una etapa inmediata o bien, para un período más amplio.
- e. Las tuberías de la red de distribución se ubican separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillado, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia libre mínima de 20 cm. vertical y horizontal, aunque para esta última es recomendable una separación de 40 cm. La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima de los conductos de la red de alcantarillado

En función de la topografía de la localidad y de los tanques de regularización disponibles (existentes y de proyecto), se define el funcionamiento hidráulico de la red de distribución y en caso necesario se divide en zonas independientes entre sí. Se debe analizar la operación y mantenimiento de la red, en condiciones normales y extraordinarias, para diseñar los seccionamientos adecuados.

La planimetría de la localidad es determinante para elegir el tipo de red por diseñar: abierta, en forma de malla o cerrada, o con una combinación de ambas.

La red abierta se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

Lo recomendable es tener redes a base de circuitos, por su eficiencia hidráulica y flexibilidad de operación.

De acuerdo con la magnitud de sus diámetros, las tuberías se clasifican en: líneas de alimentación, redes primarias y redes secundarias o de relleno.

Una línea de alimentación es una tubería que inicia en un tanque de regularización y suministra agua directamente a la red de distribución. En caso de que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos en estas líneas hacia la red de distribución debe ser igual al gasto máximo horario.

Redes primarias

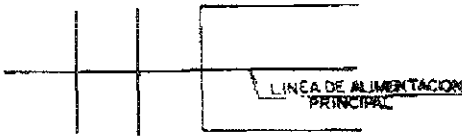
La red primaria se usa para conducir el agua por medio de líneas troncales o principales, las secundarias o de relleno están conectadas a las redes primarias. Cuando la traza de las calles forme una malla que permita proyectar circuitos, su longitud deberá variar entre 400 y 600 m.

Las válvulas de seccionamiento sirven principalmente para operar y dar mantenimiento a la red primaria; cuando no se consideran, el costo de inversión se reduce, pero en consecuencia, los costos de operación y mantenimiento aumentan en forma considerable. Por otro lado, ubicar válvulas en cada cruce encarece la construcción y complica la operación y el mantenimiento.

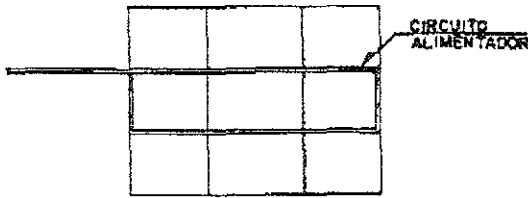
En una red primaria el número de válvulas debe tender al mínimo, considerando que su operación y mantenimiento sean económicas y que se puedan realizar acciones de detección y control de fugas en forma sistemática.

Una vez definidas las líneas de alimentación y las redes primarias, las tuberías restantes para cubrir la totalidad de calles son conocidas como redes secundarias o de relleno (Figura 1.7).

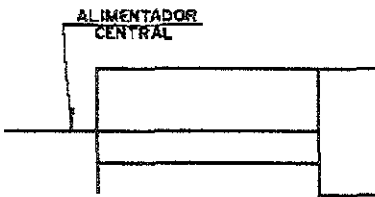
En las localidades donde sea necesario atender la demanda contra incendio, se deben ubicar hidrantes en función a las necesidades, equipo disponible y experiencia del cuerpo de bomberos. La mínima presión en cualquier hidrante no será inferior a 3 mca, cuando se esté extrayendo agua.



a) Sistema ramificado.

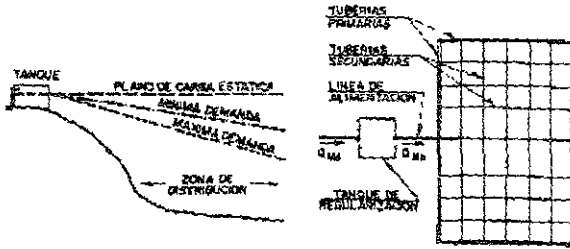


b) Sistema en malla.

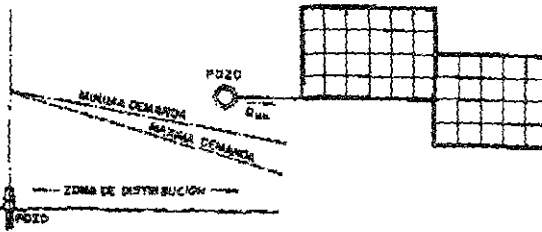


c) Sistema combinado.

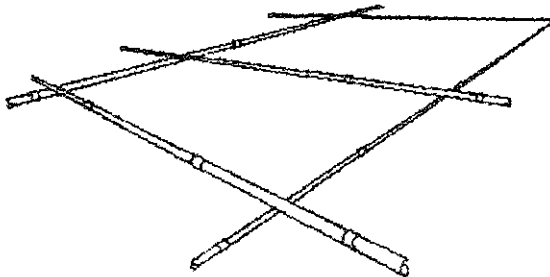
Fig. 1.6 Configuraciones del sistema de distribución



Sistema por gravedad



Sistema abastecido directamente por bombeo.



Tuberías secundarias a desnivel en los cruces interiores en un circuito

Fig. 1.7 Sistema por bombeo y redes secundarias o de relleno

CAPITULO 2**TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO**

elección del sitio y del tipo de tanque ya sea superficial o elevado, se basa en las características físicas de la localidad, es decir, en las condiciones topográficas y geotécnicas.

comenzará por el tanque superficial, que es el más común para todo tipo de localidad, por supuesto que esto cuando las características físicas de la localidad lo permiten.

importante destacar que estos tanques deben ser desplantados en un terreno firme, es decir, nunca deben quedar apoyados sobre rellenos o algún material similar que no proporcione la resistencia mecánica para transmitirle la carga que significa poner un tanque ahí, sea de la capacidad que sea. Algunas veces se podrá desplantar sobre un terreno uniforme con una compactación adecuada que garantice una resistencia mecánica suficiente en el suelo. Los tanques superficiales pueden ser enterrados, semienterrados y a nivel del terreno.

deben programar las inversiones, considerando construir el tanque en varias cámaras o módulos, dejando las preparaciones de fontanería y el área de terreno suficiente para construir estas cámaras. En el diseño hidráulico no sólo en éste tipo de tanques se busca que haya una circulación del agua, también en los tanques elevados, esto con la finalidad de evitar el deterioro de su calidad.

en general el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 horas, tanto en conducciones por gravedad como por bombeo, ya que no se justifica económicamente el diseño de conducción con bombeo de menos de 24 horas, salvo en casos excepcionales.

el diseño de la fontanería se debe realizar procurando que el flujo del agua tenga el menor número de cambios de dirección, con un mínimo de piezas especiales, pero cubriendo todas las posibilidades de operación.

debe analizar el conjunto línea de conducción – tanque de almacenamiento, considerando los fenómenos transitorios, la topografía y los aspectos estructurales, para definir la ubicación de la traza. En el diseño se debe asegurar que con cualquier falla de la línea de conducción el tanque funcione adecuadamente, evitando que se vacíe por la línea. Con estos accesorios se permitirá realizar trabajos de mantenimiento en la conducción.

En cualquier caso se debe llevar a cabo una revisión, para tener en cuenta la necesidad de proteger la losa de fondo, del efecto por impacto de la caída o velocidades altas del flujo de traza para niveles mínimos en el tanque.

El diseño de la fontanería de entrada debe prever todas las etapas de proyecto de estas instalaciones.

En la salida, la tubería puede quedar alojada en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie proporcionalmente grande o tuberías de gran diámetro, es conveniente que la salida quede ubicada en el fondo, ya que para niveles bajos, el volumen almacenado puede aprovecharse en forma más eficiente que en una salida lateral.

De manera general para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización, se debe considerar un paso lateral (by pass) en la forma en que se menciona en el Capítulo 1.

Se debe analizar la necesidad de diseñar una caja rompedora de presión o caja de transición, dentro de las instalaciones del paso lateral (by pass), en función de las características de la conducción, con la finalidad de mantener la presión adecuada.

Generalmente en caso de una fuga o reparación, los tanques se vacían a través de las líneas de salida que son las tuberías de mayor diámetro. El volumen remanente se extrae a través del desagüe de fondo, dimensionado en función del tiempo requerido para vaciar el tanque.

Dependiendo de las características geotécnicas del sitio donde se desplanta el tanque, se define la necesidad de diseñar un drenaje de fondo, que puede ser a base de filtros corridos o de una red de drenajes.

En tanques de dimensiones considerables o de una capacidad mayor, se recomienda que la fontanería de entrada y salida de los tanques quede alojada en una sola trinchera, salvo limitaciones de espacio o topográficas.

Esta trinchera tendrá la suficiente profundidad para que las líneas de entrada y salida al tanque queden totalmente visibles, sobre apoyos de concreto o metálicos. Sus dimensiones deben ser tales que permitan la instalación, operación y mantenimiento del equipamiento alojado en ella y su ampliación a futuro si es el caso.

Es conveniente unir las descargas de demasías, desagüe de fondo, drenaje pluvial y drenaje de la trinchera, con la finalidad de proyectar una sola descarga general a las instalaciones de alcantarillado cercanas, revisando previamente su capacidad hidráulica, o bien, descargar en un sitio conveniente para su incorporación a alguna corriente natural.

La ventilación de los tanques se proporciona con tubos verticales u horizontales, provistos de codos, que atraviesan el techo o la pared, y terminan con un tubo colador o malla.

El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga a su alrededor, considerando un dispositivo de cierre. Para limpieza o reparaciones deben colocarse escaleras de preferencia de tipo marino.

Por otro lado, los tanques elevados se utilizan en localidades con topografía plana, donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada, considerando su localización de acuerdo con la operación del sistema, para que proporcione las presiones requeridas en la red de distribución. Se pueden construir de concreto y metálicos, en torres con una altura que dependerá de las necesidades de carga hidráulica del proyecto en particular y con capacidades desde 10 hasta 1000 m³.

La determinación de la capacidad de un tanque elevado se efectúa, de forma similar a los tanques superficiales, es decir, con el gasto máximo diario. En ocasiones puede justificarse construir tanques de menor capacidad, difiriendo la inversión a lo largo del periodo de diseño

la tubería de entrada se debe considerar la instalación de una válvula de seccionamiento que permita acciones de mantenimiento y una válvula de flotador o de altitud, localizando su entrada al tanque por la parte superior.

La tubería de salida siempre debe instalarse en la parte inferior del depósito y deben diseñarse las conexiones especiales y válvulas de seccionamiento necesarias para que sea posible efectuar la limpieza del depósito, es decir, que funcione como desagüe.

En climas fríos debe preverse una adecuada protección para evitar el congelamiento del agua en la tubería.

Debe asegurarse que en los tanques elevados no se tengan demasías, dado que representa un desperdicio inadmisibles, se evita por medio de válvulas de flotador, electroniveles o de referencia con válvulas de altitud; sin embargo, como un requisito de seguridad es conveniente instalar un vertedor de demasías que esté constituido por tubería situada en el interior del depósito la que se continua en la torre unida a una de las columnas. Su diámetro se determina en la fórmula indicada para los tanques superficiales.

La ventilación de los tanques se proporciona con tubos verticales, provistos de codos, que atraviesan el techo, y terminan con un tubo colador o malla.

El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo, para que no penetren las aguas pluviales, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga a su alrededor, considerando un dispositivo de cierre.

Deben colocarse escaleras de acceso tipo "marino" para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones en los tanques.

En respecto al aspecto estructural, los tanques con superficie libre, superficiales y elevados de concreto, se clasifican en circulares y rectangulares; y en cada uno de estos tipos se tratan

tanques sobre el terreno, elevados y enterrados, de concreto reforzado, presforzado y acero. En este trabajo sólo se estudiara los de concreto reforzado y de acero; es importante mencionar que los tanques presforzados y de acero sólo se consideran tanques circulares.

Antes de seleccionar el tipo de estructuración con el que se va a diseñar el tanque, es necesario considerar algunos conceptos sobre la selección del tipo de tanque para almacenar un líquido.

Como ya se mencionó los tanques de almacenamiento para líquidos pueden estar a nivel del terreno, enterrados, o semienterrados. El depósito enterrado tiene las ventajas de que no queda visible, y la superficie sobre él puede tener algún uso, además de que el líquido queda sujeto a menores fluctuaciones térmicas; sin embargo la excavación necesaria aumenta el costo. Si se debe suministrar cierta carga hidráulica, como sucede en los tanques que se utilizan especialmente en la distribución de agua potable, se recurre a los tanques elevados. Un tanque elevado o sobre el terreno puede ser de concreto reforzado o de acero. La selección del material habrá que hacerla en cada caso particular comparando costos que incluyen el mantenimiento, y en los que se tome en cuenta la disponibilidad de los materiales en la localidad. Un aspecto que puede influir en la decisión es la permanencia que se prevea para las instalaciones en el lugar de interés; esto es, habrá que tener en cuenta que un tanque de acero es susceptible de desmontarse e instalarse en otro sitio, lo cual no ocurre con los de concreto. En general, los tanques de concreto requieren un mantenimiento menor que los de acero, y suministran un mejor aislamiento térmico. Si la capacidad del tanque no llega a 100 m^3 , lo más probable es que cueste menos un tanque circular de concreto reforzado que uno presforzado; para capacidades mayores, habrá que considerar la posibilidad de que el tanque se construya de concreto presforzado.

Desde el punto de vista de funcionamiento estructural y de consumo de materiales, es más eficiente un tanque circular que uno rectangular. No obstante, si la capacidad es pequeña, estas ventajas pueden perderse por el mayor costo de la cimbra del tanque circular. Por otra parte, hay situaciones en que no es posible o no conviene adoptar la forma circular, por ejemplo, en tanques de edificios, o cuando el terreno disponible está restringido, pues para una cierta capacidad total se aprovecha mejor el terreno con tanques rectangulares que circulares.

En este momento, se han expuesto las diferencias entre los tanques de acero y concreto y entre tanques circulares y rectangulares. Cada proyecto es diferente de otro, puede haber similitud, pero siempre habrá pequeñas o grandes diferencias. Se empezará por definir el concepto de *tanque con superficie libre*.

TANQUE CON SUPERFICIE LIBRE

Se denomina *tanque con superficie libre* al depósito para líquidos cuya superficie es expuesta a presión atmosférica. Se presentarán algunos aspectos de la determinación de las solicitaciones, análisis estructural y del diseño de la cimentación que pueden ser comunes a los diferentes tipos de tanques.

Las acciones que se consideran en el diseño de tanques son las siguientes:

Peso propio del tanque y sus accesorios, incluyendo la tapa y la estructura de soporte, en su caso.

Presión interior del líquido almacenado. El diseño se realizará asumiendo que el tanque almacena agua a 15°C , o el líquido al cual está destinado, si su densidad es mayor que la del agua. Cuando se considere simultáneamente con este empuje el efecto del sismo o del viento, se supondrá que el tanque está lleno al 80 por ciento de su capacidad. Para valorar deformaciones diferidas en estructura y en cimentación, se supondrá lleno al 70 por ciento.

Carga viva sobre la tapa. La carga viva sobre la tapa no se tomará menor que 120 kg por metro cuadrado de proyección horizontal.

Sobre las escaleras, pasillos y plataformas se considerará una carga concentrada móvil de 500 kg. Los barandales se diseñarán para una carga de 100 kg, capaz de actuar en cualquier punto del pasamanos y en cualquier dirección.

En tanques bajo el nivel del terreno, subpresión sobre losas de fondo y empuje lateral de los rellenos y del agua del subsuelo sobre las paredes.

5. Deformaciones y movimientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al presfuerzo y a hundimientos diferenciales de los apoyos.
6. Efectos de los cambios de temperatura, de contracciones y del flujo plástico
7. Efectos del viento, los efectos del viento se tomarán en cuenta mediante presiones y succiones estáticas. En tanques elevados se recomienda incluir el factor de ráfaga. La estabilidad general y la resistencia de la estructura de soporte y de las paredes se revisarán tanto por la condición de tanque lleno, como para tanque vacío. Debe prestarse atención a los anclajes de tapas sujetas a succiones.
8. Efectos del sismo.

Además, se tomarán precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar comportamiento catastrófico del tanque en caso de ocurrir acciones extraordinarias, como explosiones o incendio.

Efectos del sismo

a) Fuerza hidrodinámica.

La fuerza horizontal que representa la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre las paredes de un tanque, con un tirante H de líquido y con masa M , puede calcularse aplicando el criterio estático o el dinámico a una estructura equivalente, en la que la masa del líquido se constituye por otras dos, M_1 y M_0 , colocadas a las alturas H_1 y H_0 sobre el fondo del depósito. La masa M_0 está rígidamente unida al depósito, mientras que la M_1 está ligada a él mediante un soporte horizontal de rigidez K . Los parámetros que definen la estructura equivalente se tratarán en el Capítulo 4.

b) Distribución de presión hidrodinámica en las paredes.

Una vez que se ha determinado la fuerza total ejercida por las masas M_1 y M_0 y la masa situada bajo del fondo ficticio, en su caso, sobre las paredes del recipiente, las presiones locales pueden

uarse como se indica en los dos párrafos siguientes. Para depósitos de forma distinta a los que se tratan, el cálculo de presiones debe basarse en estudios representativos.

tanques con base rectangular y paredes verticales En la pared cuya aceleración va dirigida hacia el líquido se producen incrementos de presión, mientras que en la opuesta ocurren disminuciones. En ambos casos la variación se considerará proporcional a \sqrt{z} , siendo z la ordenada vertical del punto donde se valúa la presión hidrodinámica, medida a partir de la superficie libre del líquido en reposo.

tanques circulares. Se supondrá que la presión hidrodinámica varía proporcionalmente a $\sqrt{z} \cos \theta$, donde z y θ son las coordenadas cilíndricas del punto sobre el que se determina la presión; z se mide con respecto a la superficie libre del líquido en reposo y θ , comprendido entre 0 y 2π , con respecto a un eje paralelo y de igual sentido que el movimiento considerado.

e) Presión hidrodinámica sobre el fondo

Se supone que la distribución de presiones hidrodinámicas es lineal.

d) Coeficientes sísmicos y espectros de diseño.

En tanques elevados, si la estructura de apoyo consta de marcos no contraventeados, se adoptarán para diseño los coeficientes, ordenadas espectrales y factores de ductilidad. Si la estructura de apoyo es simétrica y consta de marcos de capacidad despreciable en flexión, con contravientos sin capacidad a compresión, se aplicarán los coeficientes estipulados dentro de los manuales de diseño de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) y un factor de ductilidad de 5.

2 CIMENTACIONES

En este apartado se incluyen algunas recomendaciones mínimas básicas que han de tenerse en cuenta en el diseño de las cimentaciones de tanques. El tipo de cimentación y sus características deben definirse en cada caso particular, con base en las condiciones y estudios correspondientes. Para explorar las condiciones del terreno es conveniente aplicar las recomendaciones de los manuales de la C.F.E. del capítulo B.2.1. Es importante registrar el nivel freático al inicio y al

al de la exploración y después, diariamente, durante el mayor tiempo posible. Se registrarán el máximo y mínimo nivel freático así determinado.

El diseño de la cimentación de un tanque debe revisarse la resistencia del terreno, y deben limitarse los hundimientos diferenciales y el hundimiento medio (ver capítulo B 2.4.) Los hundimientos diferenciales se limitan en función de la capacidad del tanque para deformarse sin agrietarse, si es de concreto, o sin que fallen las soldaduras, si es de acero; el hundimiento medio se limita en función de la capacidad de deformación de las tuberías y conexiones que ligan el tanque con el terreno, así como de los requisitos de desnivel de los orificios de salida. En un tanque sobre el terreno, debe evitarse que su fondo llegue a quedar abajo del nivel del terreno por efecto del hundimiento. Al determinar los hundimientos se incluirá la deformación inmediata del suelo y la deformación diferida.

Si las exploraciones indican que el subsuelo soportará la sobrecarga impuesta por el tanque con hundimientos tolerables y sin que haya riesgo de falla por resistencia, se recurrirá a una cimentación somera y bastará retirar los materiales superficiales sueltos o de origen orgánico.

Si el subsuelo resulta débil o inadecuado para soportar la sobrecarga del tanque sin sufrir hundimientos excesivos, antes de recurrir a la cimentación a base de pilotes, pilas u otro tipo de cimentación profunda, se recomienda considerar la posibilidad de mejorar las condiciones del subsuelo y cimentar superficialmente. Deben evitarse las cimentaciones mixtas.

Se presentarán algunas consideraciones para los tanques de concreto reforzado; estas recomendaciones incluyen el diseño estructural de tanques circulares y rectangulares; sin embargo, en este tipo de trabajo sólo se tratan los tanques de concreto con sección en planta rectangular y paredes verticales, específicamente las condiciones particulares que deben considerarse si el tanque está sobre o bajo el nivel del terreno o semienterrado o si es elevado.

3 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Los tanques de concreto reforzado se analizarán suponiendo comportamiento elástico. Las paredes y el fondo se dimensionarán sobre la base de esfuerzos admisibles en condiciones de

servicio. Las estructuras de soporte pueden dimensionarse por resistencia y servicio de acuerdo con el Reglamento de Construcciones vigente.

Concreto

particular se tendrán en cuenta las disposiciones siguientes.

- Se revisará la posible reacción entre el concreto y el líquido contenido en el tanque.
- El proporcionamiento del concreto de las paredes y del fondo de un tanque debe dar lugar a una mezcla bien graduada, de alta densidad y máxima trabajabilidad. La resistencia especificada a los 28 días, f'_c , no debe ser menor de 250 kg/cm^2 . Se recomienda usar un aditivo inclusor de aire.

Curado

Se recomienda que el curado que reciba el concreto durante los primeros siete días, si el cemento es normal, y tres si es de resistencia rápida, sea curado húmedo continuo; el curado posterior puede ser mediante compuestos que forman membrana impermeable. El curado debe iniciarse inmediatamente después del fraguado inicial, o tan pronto como se realice el acabado de la superficie. Sin embargo, debe evitarse rociar con agua fría superficies de concreto que aún estén fraguando por la hidratación del cemento. En general, durante los primeros días debe protegerse el concreto contra cambios bruscos de temperatura.

Juntas

Para reducir al mínimo el agrietamiento del concreto debido a cambios volumétricos y movimientos del elemento o de la estructura, el proyectista debe considerar la posibilidad de especificar el uso de juntas de contracción y/o expansión. Asimismo, debe señalar las etapas constructivas y la localización de las juntas de construcción.

Refuerzo por cambios volumétricos

Siempre que se justifique el uso de cantidades menores, el refuerzo por cambios volumétricos debe cumplir con los requisitos siguientes.

- Losas no estructurales apoyadas sobre el terreno. En cada una de dos direcciones perpendiculares entre sí, el refuerzo por cambios volumétricos no será menor que 0.0025

veces el área bruta de la sección transversal de la losa. Este refuerzo irá en una capa, aproximadamente 6 cm. debajo de la superficie de la losa.

- Losas y muros estructurales. Se revisará que en cada cara y en cada una de dos direcciones normales entre sí el área de refuerzo, incluyendo el de flexión, sea por lo menos 0.0020 veces el área bruta de la sección transversal de la losa o muro. En tanques rectangulares, el refuerzo necesario por tensión axial no se incluirá en esta revisión. En elementos que trabajan en una dirección, como los muros en voladizo, el refuerzo por cambios volumétricos se colocará en contacto con el refuerzo principal, entre éste y la superficie de concreto más próxima.
- Se recomienda que el refuerzo por cambios volumétricos se suministre con barras delgadas, espaciadas a no más de 15 cm.
- En ningún caso la separación del refuerzo por cambios volumétricos será mayor de 30 cm.

Recomendaciones generales sobre tanques rectangulares:

- A. El diseño de tanques rectangulares puede basarse en la teoría de placas delgadas con deformaciones pequeñas, tomando en cuenta las condiciones de continuidad en los bordes de cada placa. Cuando sean significativas, se incluirán las tensiones en los planos de las placas, causadas por el empuje interior del líquido, o por el peso de éste en tanques elevados. Asimismo, se revisarán los esfuerzos cortantes en los bordes.
- B. En las esquinas de tapas rectangulares apoyadas y ancladas en las paredes, se suministrará refuerzo en el lecho superior. Este refuerzo puede colocarse en dos direcciones paralelas a los bordes; su cuantía en cada una de ellas será igual a 0.005, y cubrirá zonas definidas por un quinto de cada claro.
- C. Si el tanque tiene varios compartimientos, debe considerarse la posibilidad de que algunos estén llenos y otros vacíos, de modo que cada elemento se diseñe para la condición más desfavorable.

En seguida se dan algunas estructuraciones para tanques rectangulares sobre el terreno; se consideran las formas estructurales siguientes:

-) Muros en voladizo sobre zapatas corridas, y losa de fondo no estructural.
-) Muro formado por losas y contrafuertes con zapata corrida, y losa de fondo no estructural
-) Muros en voladizo, continuos con losa de fondo estructural
-) Muro formado por losas y contrafuertes continuos abajo con contratraves, y fondo estructural.
-) Tanques en que la altura es grande en comparación con las dimensiones horizontales. Las paredes de éstos depósitos trabajan esencialmente a flexotensión horizontal
-) Tanques en que sus tres dimensiones son comparables (ninguna excede el doble de otra). Las losas de éstos tanques trabajan esencialmente a flexotensión horizontal (Ver Figura 2.1).

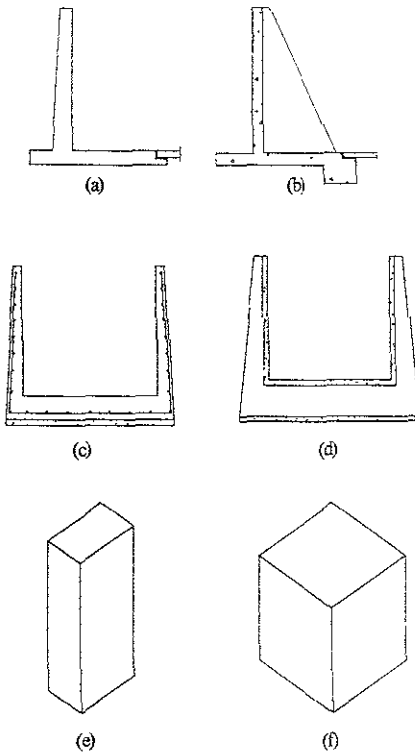


Fig. 2.1 Estructuraciones de tanques rectangulares sobre el terreno

La forma 1 se usa cuando las dimensiones horizontales del tanque son mayores que 3 ó 4 veces la altura, y el terreno es firme. La forma 3 está indicada si sólo una de las dimensiones horizontales cumple con la condición anterior, o si el terreno es blando.

En los casos anteriores la altura excede de 4m debe revisarse la conveniencia de usar las soluciones 2 y 4 a base de contrafuertes. En este caso, se recomienda escoger un espesor de losa, a partir de él determinar la separación de los contrafuertes.

En las soluciones descritas, si el depósito tiene tapa, ésta puede unirse a las paredes de modo que trabaje a tensión y las paredes queden atirantadas en su extremo superior. Si es dudoso el trabajo a tensión de la tapa, se recomienda mejor unirla a las paredes a través de apoyos deslizantes, y suponer libres los bordes superiores de las paredes. Aunque el depósito no tenga tapa, si el uso del tanque lo permite, pueden usarse tirantes de acero en la parte superior.

Las tapas de tanques rectangulares pueden ser sistemas a base de losas y vigas, o de losas sin vigas (losas planas con o sin capitel). Como norma general se sugiere que, si las paredes del tanque son muros sin contrafuertes, se use losa sin vigas, y si el muro tiene contrafuertes, se emplee un sistema de vigas y losas.

Si la tapa consta de vigas y losas y se requieren columnas interiores, se recomienda colocar éstas equidistantes en dos direcciones normales, con separación del orden de 4m. Se procurará que las dimensiones de los tableros sean tales que se requieran espesores de losa del orden de 10cm; para esto se considerará la necesidad de vigas secundarias. Si el techo es de losa sin vigas y hay columnas interiores, conviene revisar la posibilidad de omitir ábacos y capiteles. Ya sea que el techo lleve vigas o no, si hay más de dos claros en una dirección puede resultar económico reducir los claros extremos con respecto a los interiores.

4. ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES DIVERSAS

Las paredes, fondos, o tapas, de largo mayor que el doble del ancho, se pueden analizar como si trabajaran sólo en la dirección corta. En los bordes cortos se suministrará refuerzo de continuidad en la cara de tensión, en cantidad igual a la necesaria por cambios volumétricos.

paredes con relación largo - ancho menor de 2, sujetas en sus bordes verticales, o en éstos y el superior, se sugiere construirías y analizarlas como si estuvieran articuladas en la base.

borde superior de una pared se considera articulado si sobre se apoya la tapa, unida a la pared o por barras rectas que salen de ésta y penetran en la losa. Si en la unión pared - tapa se suministra refuerzo de continuidad por flexión, debe tomarse en cuenta esta condición en el análisis

analizar la estabilidad de muros en voladizo o con contrafuertes, en ambos casos sobre zapatas corridas, se recomienda no incluir como fuerza estabilizadora el peso del agua situada sobre la tapa

en las uniones verticales de muros en voladizo, debe suministrarse refuerzo horizontal en ambas caras a fin de dar continuidad en esta dirección a la intersección.

En la Figura 2.2 se muestran algunas formas de disponer el refuerzo en las esquinas horizontales verticales para lograr continuidad; las dos primeras funcionan ya sea que la esquina tienda a abrirse o a cerrarse; las otras, sólo si la esquina tiende a abrirse.

Para los tanques rectangulares enterrados o semienterrados, en general son aplicables las anteriores recomendaciones, con algunas modificaciones y/o adiciones que se indican a continuación.

Al diseñar un tanque enterrado o semienterrado, deben tomarse en cuenta las acciones siguientes:

- Peso propio
- Empuje del líquido.
- Empuje lateral del terreno, incluyendo cierta sobrecarga sobre éste.
- Presión del agua del subsuelo.
- Peso del relleno sobre la tapa.
- Carga viva sobre la tapa

- Carga viva sobre la tapa o relleno
- Cargas accidentales.

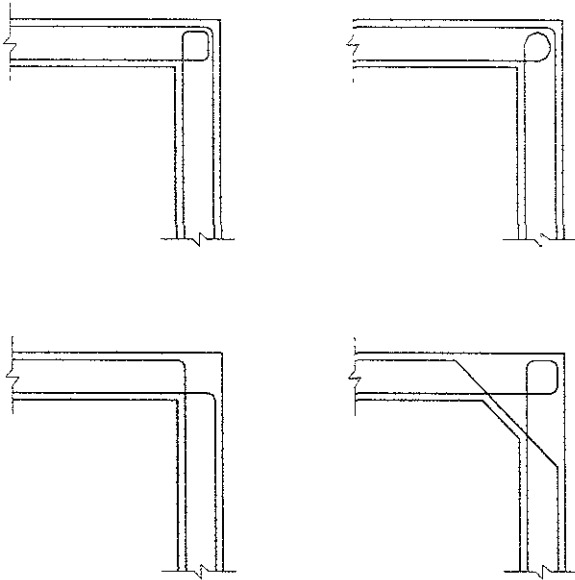


Fig. 2.2 Refuerzo principal en esquinas de tanques rectangulares.

El diseño debe incluir las dos condiciones siguientes, tanto para la estabilidad general como para el dimensionamiento de paredes, fondo y tapa:

- 1) Tanque vacío, bajo la acción del empuje del terreno, con la sobrecarga superficial correspondiente, y la presión del agua del subsuelo. Se considerará o no el apoyo que suministra la tapa según que ésta se coloque antes o después del relleno, y de acuerdo con la manera en que esté unida a las paredes.
- 2) Tanque lleno sin ningún empuje lateral externo.

Considerar la condición 1, debe emplearse el máximo nivel probable del agua freática. Contra rotación del tanque se aplicará un factor de seguridad no menor que 1.5. Si con el peso normal del depósito no se logra esto, se ampliará la losa de fondo, de modo que sobresalga y se incluya una fuerza estabilizadora el peso del terreno situado sobre dichas salientes; o bien, se puede recurrir a anclar el tanque al terreno.

Se recomienda tener presente la posibilidad de que, accidentalmente, el tanque subterráneo se vea obligado a trabajar a presión interior, es decir, con una distribución de presión del líquido no uniforme y no triangular. Asimismo, se recomienda que antes de colocar el relleno alrededor del tanque, y antes de aplicar algún tratamiento superficial, el depósito se pruebe con agua para detectar posibles fugas.

Para tanques bajo tierra a poca profundidad, o parcialmente enterrados, es particularmente importante considerar los cambios volumétricos provocados por diferencias térmicas entre la tapa superior y la parte baja del tanque. Al respecto, se sugiere diseñar los apoyos de la tapa de modo que ésta pueda deslizarse horizontalmente sobre las paredes.

Para los tanques rectangulares elevados, se considerarán las recomendaciones que sean aplicables, de los manuales de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de electricidad o de algún otro Reglamento de Construcciones. Además, se tendrá en cuenta que, generalmente, conviene usar las paredes del tanque trabajando en su plano como vigas diafragma. También se deberá cuidar a la tensión vertical en las paredes, provocada por el peso del agua que actúa sobre el fondo. En ocasiones debe dejarse una saliente bajo las paredes como se indica en la Figura 2.1 en los incisos a) y b), a fin de detallar correctamente el refuerzo de la esquina. En la Figura mencionada se presenta otra forma estructural para tanque rectangular elevado, en la que se ha usado como fondo un sistema de vigas y losa.

CAPITULO 3

REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO
 FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES

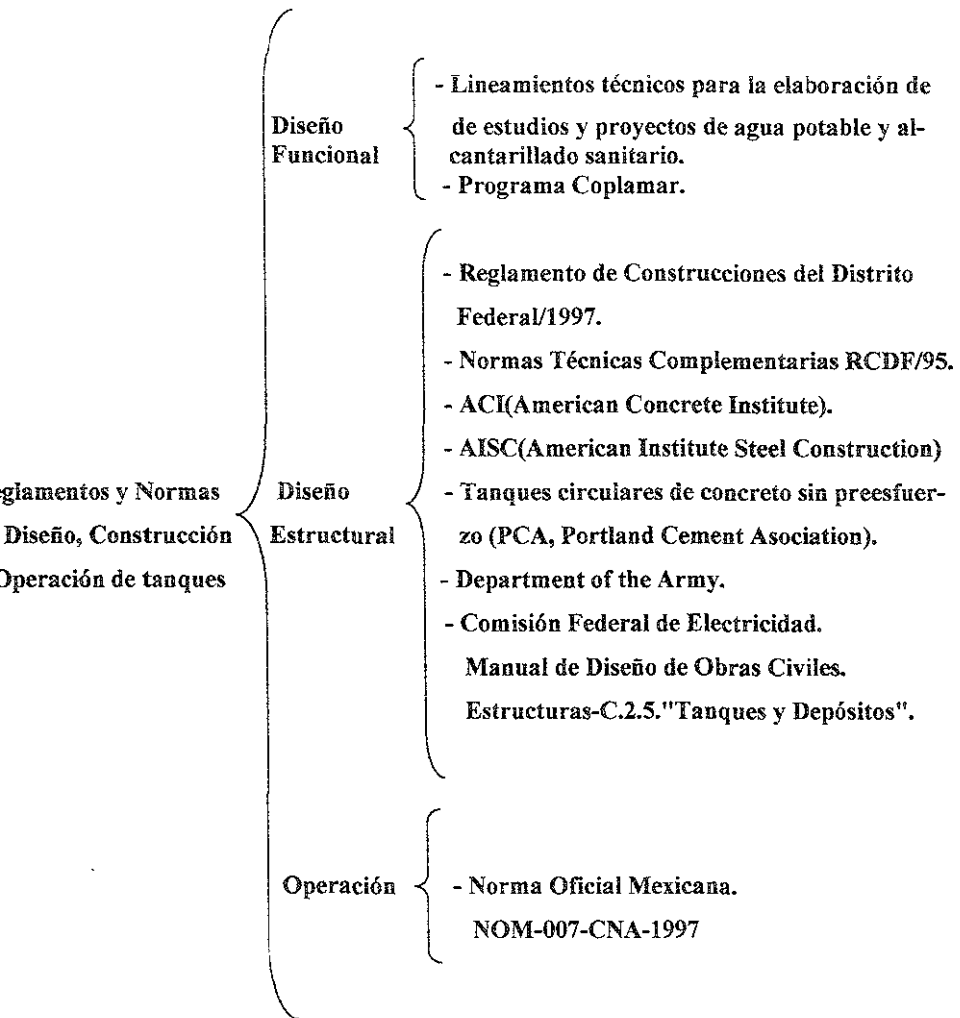


Fig. 3.1 Diagrama de Reglamentos y Normas de Diseño, Construcción y Operación de tanques.

1 LINEAMIENTOS TÉCNICOS PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO

Los lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario son resultado de una recopilación, análisis, adecuación e integración que se venía utilizando en nuestro país.

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo múltiples problemas entre de los cuales la Comisión Nacional del Agua considera como prioritarios el abastecimiento de agua potable y el desalojo de las aguas residuales

El agua es un recurso natural indispensable para el desarrollo de la vida por tal motivo los seres humanos han buscado para su establecimiento los lugares que les ofrecen mayores comodidades y sin duda alguna el asegurarse el abastecimiento del agua es primordial; por otro lado, es importante mencionar que el tener el agua a la mano no es lo único, porque el agua en condiciones naturales no es potable, tiene que pasar por varios procesos para que finalmente obtenga los estándares de calidad y sea potable.

Para reordenar todos los lineamientos existentes hasta entonces en enero de 1989, se creó un organismo responsable a nivel nacional de la administración integral de los recursos hidráulicos y del cuidado de la conservación de su calidad, la Comisión Nacional del Agua (CNA), como órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), actualmente como órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP).

La CNA tiene también a su cargo las actividades de planeación y excepcionalmente construcción, operación y conservación de obras hidráulicas, así como fundamentalmente de apoyo técnico a

de las autoridades estatales, locales y organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado

Dicho organismo se ha formado como instrumento para llevar a cabo el manejo integral del agua, el financiamiento y el ingreso, es por eso que, en materia de infraestructura hidráulica urbana e industrial, resaltan dentro de sus atribuciones:

- a) Definir, establecer y vigilar las políticas y la normatividad en materia de agua potable; alcantarillado y saneamiento,
- b) Intervenir en la dotación de agua a los centros de población, industriales y turísticos.

A nivel regional se han establecido seis gerencias de la CNA que abarcan todo el territorio nacional, las cuales ejercen en su ámbito las atribuciones similares a las unidades administrativas a nivel central, delegando funciones en las Gerencias Estatales residenciales en cada capital de las entidades federativas.

Por lo tanto éstos lineamientos están encaminados a regular todos y cada una de las atribuciones antes mencionadas a nivel federal.

2.2 PROGRAMA COPLAMAR

Instructivo para estudio y proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario

El Programa Coplamar es un instructivo para estudio y proyecto de obras de abastecimiento de agua potable.

El Programa Coplamar era un programa de la extinta SAHOP para zonas marginadas en lo que a agua potable se refiere; tenía como objeto principal proporcionar el servicio a 15 millones de habitantes del medio rural con una inversión en ese entonces de 20,700 millones de pesos a ejercer durante el periodo de 1980, 1981 y 1982.

Por lo anterior, los proyectos se harían justificando su realización, evitando desperdicios de los recursos disponibles y beneficiando el mayor número de habitantes en una localidad. Se

desarrolló este instructivo para el mejor diseño de proyectos de Abastecimiento de agua potable en el medio rural

Programa Coplamar consistía en encauzar de manera integral las acciones que diversas instituciones realizaban para beneficio de grupos y zonas marginadas, para tal efecto, se basaban en los alcances y prioridades del programa, tal como se indica en el Manual de Programación HOP-COPLAMAR, destacándose los siguientes puntos:

1. Los poblados y regiones donde el sistema COPLAMAR realice programas, tales como el IMSS – COPLAMAR de solidaridad social por cooperación comunitaria: CONASUPO – COPLAMAR, de abasto a zonas marginadas. STPS – SARH – COPLAMAR, de capacitación y empleo cooperativo para el fomento de recursos naturales. SAHOP – COPLAMAR, para el mejoramiento de la casa rural, SEP – COPLAMAR, de casa escuelas para niños de zonas marginadas, así como en aquellas zonas donde se realicen los programas integrados regionales de COPLAMAR.
2. Las poblaciones y regiones que hayan sido atendidas por otros servicios institucionales que requieran las acciones previstas en el convenio.
3. Todos aquellos lugares que SAHOP y COPLAMAR convengan expresamente

2.1 Aspectos Financieros del Programa

SAHOP y COPLAMAR gestionaron en su momento que el costo del programa fuera cubierto por el Gobierno Federal y que el mismo pasara a formar parte de la asignación presupuestal que respaldara los programas COPLAMAR.

La participación de la extinta SAHOP consistía en ejecutar las obras programadas, definir los sistemas y normas de trabajo para la localización de las fuentes de abastecimiento para los sistemas de agua potable y definir junto con COPLAMAR, las formas de participación de la comunidad en este programa

a forma en como se llevaba a cabo la operación de las obras por parte de la SAHOP y COPLAMAR definían conjuntamente el sistema de finiquito y entrega de las obras previstas en el convenio a la entidad administrativa del Gobierno Federal que correspondía, y en su caso a los gobiernos de los Estados. También se establecían los sistemas de operación que hicieran posible su correcto funcionamiento, tanto desde el punto de vista financiero como técnico.

Se procuraba, en lo relacionado con el agua potable, la recuperación de la inversión, de acuerdo con la situación socio - económica de cada región.

La Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, era la que normaba la elaboración de Estudios y Proyectos para Agua Potable y Alcantarillado y para tal efecto, publica el “Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable de Localidades Urbanas de la República Mexicana”.

Las normas antes mencionadas eran válidas para localidades rurales tipo COPLAMAR, siendo por tanto este instructivo un instrumento complementario para la mejor interpretación de las mismas y su aplicación a localidades rurales muy pequeñas quedando a criterio de la Jefatura de Centro los ajustes que procedieran en cada caso, contando siempre que se requiera con el auxilio de la Subdirección de Proyectos.

3.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal es un documento que norma y regula lo referente a diseño y construcción en la Ciudad de México

El 19 y 20 de septiembre de 1985 volvió a temblar en la Ciudad de México; de alguna forma los habitantes de la Ciudad estábamos acostumbrados a los temblores y de cierta forma los veíamos como parte de la vida en la Ciudad de México, pero los temblores de 1985 fueron diferentes, esos temblores (19 y 20 de septiembre, 8.1 y 7.5 grados en escala de Richter respectivamente), fueron de una magnitud tan grande que obligó a pensar a los especialistas en revisar hasta ese momento

normatividad vigente, y ese fue el origen de una serie de medidas que se emprendieron para hacer mejor el subsuelo y brindar mayor seguridad a los habitantes de la Ciudad de México

alta densificación, las condiciones del subsuelo y las fallas en los materiales de construcción hicieron que se multiplicaran los daños y apareció de improviso toda una serie de fenómenos físicos y sociales que habían pasado inadvertidos.

- 1. La falta de mantenimiento de las viviendas.
- 2. La constante extracción de los mantos acuíferos
- 3. La desigual distribución de la población y sus servicios.
- 4. El hacinamiento paulatino de las viviendas.
- 5. La acumulación de ampliaciones, modificaciones y cambios de uso en los edificios.
- 6. La falta de supervisión en la construcción de algunos edificios.
- 7. La falta de una adecuada legislación urbana y de contribuciones e impuestos que habían acabado con las iniciativas de inversión en el campo inmobiliario.
- 8. La irregularidad en la tenencia de la tierra y la propiedad.
- 9. La carencia de un plan operativo de desarrollo urbano que controlara el crecimiento anárquico de la Ciudad de México estableciendo zonas de protección ecológica o de baja densidad.

mediatamente después del sismo se creó la Comisión de Reconstrucción del D.F y las medidas que se tomaron fueron las de poner en funcionamiento cuatro programas de atención a la población damnificada:

- a) Programa Emergente de la Vivienda Fase I.
- b) Programa de Renovación Habitacional Popular.
- c) Programa de Reconstrucción Democrática de Tlatelolco
- d) Programa Emergente de la Vivienda Fase II.

Por otro lado se iniciaron las medidas de orden reglamentario, para adecuar los procesos de diseño y construcción a eventualidades similares en el futuro; esto ocasionó una serie de

uniones y seminarios con el fin de ir conformando un cuerpo de normas que brindara mayor seguridad de ahora en adelante a los pobladores de la Ciudad de México.

Con la colaboración de la Universidad Nacional Autónoma de México y otras instituciones de enseñanza superior, y con la participación de los colegios de profesionistas relacionados con la construcción, se iniciaron estudios para revisar y adecuar el Reglamento de construcciones de 1976 y de esa manera conocer los puntos de vista y recomendaciones de los especialistas en diseño arquitectónico, instalaciones y estructuras.

Así el 6 de junio de 1987, menos de dos años después de los sismos, se publicó el nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Este Reglamento ha venido sufriendo ampliaciones y modificaciones como las de 1993 y la última en 1997 y desgraciadamente para los habitantes de la Ciudad, no es hasta que vuelve a ocurrir un nuevo sismo de una magnitud considerable que sabemos si todas las hipótesis sobre las cuales se trabajaron para hacerle las modificaciones o ampliaciones al Reglamento funcionan y así se obtiene un grado de certeza y confianza en dichas hipótesis.

Por otro lado haciendo comparaciones con el Reglamento Americano el ACI (American Concrete Institute), éste suele arrojar resultados menos conservadores como secciones más esbeltas o una cantidad menor de acero, aunque las diferencias no son muy grandes.

4 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL RCDF

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal como su nombre lo indica, un complemento a dicho Reglamento. El 6 de julio de 1987, menos de dos años después de los sismos, se publicó el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Sin embargo, su puesta en práctica y aplicación definitiva fue hasta finales de 1988, ya que las normas técnicas complementarias se publicaron en noviembre y diciembre de 1987 y las comisiones para admisión de Directores Responsables de Obras y Corresponsables no se formaron hasta 1988.

ualmente el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México constituye un documento que regula y complementa otras leyes y disposiciones como la Ley de Vivienda, la Ley de Planeación, la Ley de Condominios, los Planes Parciales Delegacionales, el Reglamento de Monumentos Históricos y Artísticos, la Ley General del Equilibrio Ecológico y de Protección al Ambiente, etc

El cuerpo del Reglamento está dividido en 13 títulos y 306 artículos que se complementan con las Normas o análisis detallados de procesos de diseño estructural, pruebas de materiales y especificaciones sobre los temas siguientes

- Viento
- Sismo
- Mamposterías
- Concreto
- Acero
- Madera
- Cimentaciones

La justificación de por qué cuando se habla del Reglamento de construcciones del Distrito Federal invariablemente se tiene que comentar acerca de las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones y viceversa es porque las segundas son un análisis detallado de los procesos que son nombrados por el Reglamento.

ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE)

Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute

Es importante mencionar que éste Reglamento que emana del ACI, no se llama precisamente Reglamento sino el título lo dice sino Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y sus Normas Técnicas Complementarias

Este reglamento comprende el diseño y la construcción adecuados de edificios de concreto estructural. Está escrito de tal manera que se puede adoptar como referencia dentro de un reglamento general de construcción; algunos temas cubiertos por este reglamento son: planos y especificaciones, supervisión; materiales; calidad del concreto; mezclado y colocación; cimbras, verjas ahogadas y juntas de construcción; detalles de refuerzo; análisis y diseño; resistencia y capacidad de servicio, cargas axiales y de flexión; cortante y torsión; desarrollo del refuerzo; sistemas de losas; muros; zapatas; concreto prefabricado, concreto presforzado; elementos de juntas plegadas y cascarones; evaluación de la resistencia de estructuras existentes; disposiciones especiales para diseño sísmico; un método alternativo de diseño.

Como su nombre lo indica, el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural se ha elaborado de modo que pueda emplearse como parte de un reglamento de construcciones generalmente adoptado y, por lo tanto, difiere en forma y en esencia de los documentos que proporcionan especificaciones detalladas, prácticas recomendables, procedimientos completos de diseño o ayudas de diseño.

El Reglamento pretende abarcar todos los edificios de tipo común, tanto grandes como pequeños; para las construcciones poco usuales pueden ser necesarios requisitos más estrictos. El reglamento y los comentarios no pueden sustituir ni el conocimiento, ni la experiencia ni el criterio del ingeniero.

Un reglamento de construcciones establece solamente los requisitos mínimos necesarios para proporcionar salud y seguridad pública; el reglamento ACI se basa en este principio. Para cualquier estructura, el propietario o el estructurista puede requerir que la calidad de los materiales y la construcción sea superior a los requisitos mínimos necesarios que establece el reglamento para proteger al público. En cualquier caso no podrán permitirse normas menos estrictas.

El reglamento no tiene carácter legal, a menos que lo adopte un cuerpo gubernamental que tenga jurisdicción para reglamentar el diseño y la construcción de estructuras. Donde no se haya

ptado legalmente, el reglamento puede servir como referencia de una buena práctica, aunque tenga carácter legal.

reglamento proporciona un medio para establecer las normas mínimas de aceptación de planos y construcciones por un Director Responsable de Obra legalmente designado, o por los representantes que nombre. El reglamento y los comentarios no han sido elaborados con el fin de solucionar conflictos entre el propietario, el ingeniero, el arquitecto, el contratista o sus agentes, contratistas, proveedores de materiales u organismos de prueba de materiales. Por lo tanto, el reglamento no puede definir la responsabilidad del contrato de cada una de las partes en una construcción común. En las especificaciones de la obra deben evitarse referencias generales que exijan cumplir con el ACI-318, puesto que el contratista rara vez está en posición de aceptar responsabilidad por detalles de diseño o requisitos de construcción que dependan del conocimiento detallado del diseño. Generalmente, los planos, las especificaciones y los documentos del contrato deben contener los requisitos necesarios para asegurar el cumplimiento con el reglamento. En parte, esto puede lograrse haciendo referencia a secciones especiales del reglamento en las especificaciones de la obra.

AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.) INSTITUTO AMERICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

El Instituto Americano de la Construcción en Acero fue fundado en 1921 y son las industrias dedicadas a fabricar y vender acero estructural en los Estados Unidos de Norteamérica los que lo dieron, basados en la idea de tener un estatuto que regulara y de normara no sólo la fabricación y la venta del acero sino también y sobre todo en la construcción donde intervenga dicho material. Teniendo sus oficinas centrales de altos ejecutivos e ingenieros fundadores en la ciudad de Chicago.

El Instituto Americano de la Construcción en Acero está formado por 400 compañías que tienen que ver con la fabricación y construcción de acero estructural y asocia miembros aliados de las manufactureras y profesionistas que tienen que ver con la práctica profesional y la enseñanza de ingeniería y arquitectura.

Los objetivos del Instituto son mejorar y avanzar en el uso y fabricación del acero estructural a través de investigación y estudios de ingeniería para desarrollar el más eficiente y económico diseño de estructuras. Esto también conduce a programas para mejorar productos de más alta calidad.

La información presentada en el Manual de Construcción en Acero del AISC, fue presentada y todo fue hecho con el reconocimiento de los principales ingenieros que intervienen en la construcción, diseño e investigación del acero estructural, mismos que también proporcionaron información para el enriquecimiento de éste manual. No obstante que la información del manual es reconocida como precisa o exacta, sólo es aproximada a la realidad. Por tal motivo, no sólo en este manual, sino en la mayoría de ellos se usan factores por cuestión de seguridad, sin embargo, normalmente para el acero no se usan factores debido a que ya se está castigando el esfuerzo de fluencia del acero, desde 0.6fy hasta 0.66fy.

Lo que el manual publica, no es la biblia; es decir, no hay una garantía de que los resultados sean exactos.

En México hay varios manuales de construcción en acero, como son el AHMSA, el de Aceros Monterrey y el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). El manual de Aceros Monterrey ya no se publica puesto que dicha empresa desapareció. El más utilizado y aceptado es el Manual del IMCA, ya que está basado en el mismo manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero.

7 TANQUES CIRCULARES DE CONCRETO SIN PREESFUERZO PCA (PORTLAND CEMENT ASOCIATION)

Este documento complementa publicaciones de éste mismo organismo y a la vez es una ayuda y complemento del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, del Reglamento de Construcciones del Instituto Americano del Concreto ACI, o del Manual de Obras Cíviles de la Comisión Federal de Electricidad, entre otros.

Los datos para diseñar y construir tanques circulares enterrados o superficiales, se tienen que dar idealizando las paredes de los tanques como confinando casi por entero las paredes o muros con la distribución triangular de las cargas, la losa tapa tiene que ser interpretada como no restringida y la losa de fondo se idealiza como empotrada por ser la base.

Se asume que la base generalmente es empotrada, como es la condición que actualmente se hace analizar un sistema estructural, los ingenieros que forman parte del cuerpo de ingenieros de este organismo hicieron los ajustes necesarios a éstas publicaciones según sus investigaciones

Existen datos que han sido simplificados y magnificados en ésta publicación, por lo cual ahora los muros pueden ser diseñados suponiendo su base empotrada, articulado o suponiendo cualquier otro grado de restricción. El artículo trae un procedimiento ilustrado mediante momentos restringidos en las aristas que pueden ser usados y esfuerzos dados, los cuales dan momentos que pueden ser calculados mediante métodos que pueden ser programados fácilmente en una computadora. El efecto de desplazamientos radiales en las aristas o uniones también es tratado en la publicación, así como también la distribución de cargas trapezoidales en los muros

3.8 DEPARTMENT OF THE ARMY
Details of Reinforcement-Hydraulic Structures
Engineering and Design
Manual no. 1110-2-2103/21 de mayo de 1971

Este es un documento emitido por el Departamento de la Armada de los Estados Unidos de Norteamérica, específicamente por la Oficina del Jefe de Ingenieros, y fue titulado "Ingeniería y Diseño; Detalles de Refuerzo para estructuras Hidráulicas".

El propósito de este manual es el de presentar una guía para ubicar y poner acero de refuerzo en varios miembros de concreto de estructuras hidráulicas; su campo de aplicación es a todas las divisiones y distritos que tienen responsabilidad para diseño y construcción de obra civil.

Este documento fue creado para dar una calidad del más alto nivel todo lo relacionado con la construcción y diseño. En este caso dependiendo de la falla o colapso de las estructuras hidráulicas es el tipo y grado de refuerzo de acero generalmente puede ser limitado, acotado o suelto por las normas ASTM A615 (arreglo o acomodo del acero de refuerzo) grado 40 Otros tipos y grados de refuerzo permitido o aceptado por el Reglamento del ACI pueden ser usados. Los extremos sujetos a tensión y el dobles y traslape.

Este documento da algunos consejos acerca de la disposición de los ganchos y dobleces, éstos deberían hacerse y acomodarse de acuerdo a lo establecido en el Reglamento ACI. Si las varillas #5 o #6 se cruzan se pueden hacer dobleces en frío a 90° con una temperatura mínima de 40°F. En cuanto a los requerimientos del anclaje podría conformarse con el Reglamento ACI. Desde la longitud de empotramiento, depende de la sección de concreto o el tamaño de la varilla, el espaciamiento de las mismas y el recubrimiento. Todo lo anterior le da una idea al diseñador de la longitud que tiene que considerar empotrar, o de anclaje en el empotrar para representarlo gráficamente en los planos.

Es decir este documento se basa enteramente en el Reglamento del ACI, por lo que podemos asumir que, al igual que el apartado anterior, éste documento, más que poderlo comparar, lo que puede ver a simple vista es que es un complemento o una especie de pequeño resumen del Reglamento ACI, en cuanto a algunos temas.

3.9 COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Manual de Diseño de Obras Civiles

Estructuras; C.2.5.- "Tanques y Depósitos"

Este manual tiene como objetivo el desarrollo de la ingeniería civil en el uso de modelos específicos de análisis y la acumulación de experiencias de técnicos mexicanos en el diseño de grandes presas, de túneles y en la mecánica de rocas; todo ello, aunado a la valiosa ayuda que el manual ha sido tanto para los técnicos mexicanos como para los de países de habla hispana de

entro y Sudamérica. El contenido del manual ha sido dividido en tres secciones para hacer su presentación y manejo más dinámico. Sección A Hidrotecnia, Sección B Geotecnia y Sección C Estructuras. A su vez, cada una de las secciones se subdivide en Temas y Capítulos. La sección que corresponde a éste apartado es C 2.5., C porque es de estructuras y 2.5 porque el título es diseño estructural de tanques.

Este manual a pesar de que fue creado para el apoyo del diseño dentro del sector eléctrico, se usa para diseñar obras civiles a nivel nacional. El D.F. y otras ciudades o estados tienen su reglamento de construcciones, que en casi todos los casos es muy similar al del D.F., pero para otros estados y localidades es válido usar los Manuales de la Comisión Federal de Electricidad, CFE.

El Capítulo 2.5 trata exclusivamente sobre el diseño de tanques para fluidos y materiales granulares, con superficie libre y tanques para fluidos a presión; entre los tanques para líquidos con superficie libre se consideran tanques de concreto reforzado, de concreto presforzado y tanques de acero, aunque en esta tesis sólo se trata de tanques de concreto reforzado y tanques de acero.

Los depósitos de almacenamiento para líquidos generalmente pueden estar a nivel de terreno, enterrados, semienterrados o elevados. El depósito enterrado tiene la ventaja de que no queda visible, y la superficie sobre él puede tener algún uso, además de que el líquido queda sujeto a menores fluctuaciones térmicas; aunque la excavación necesaria aumenta el costo. Si el líquido debe suministrar cierta carga hidráulica, como sucede en los tanques de distribución, se recurre a los depósitos elevados. Un tanque elevado o sobre el terreno puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero. La selección del material habrá que hacerla en cada caso particular comparando costos que incluyan el mantenimiento, y en los que se tome en cuenta la disponibilidad de los materiales en la localidad. Un aspecto que puede influir en la decisión es la permanencia que se prevea para las instalaciones en el lugar de interés, esto es, habrá que tener en cuenta que un tanque de acero es susceptible de desmontarse e instalarse en otro sitio, lo cual no ocurre con los de concreto. En general, los tanques de concreto requieren un mantenimiento menor que los de acero, y suministran un mejor aislamiento térmico.

3.10 NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-007-CNA-1997 COMISION NACIONAL DEL AGUA.

SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA
GERENCIA DE INGENIERÍA BÁSICA Y NORMAS TÉCNICAS
SUBGERENCIA DE NORMALIZACIÓN
Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997

Esta Norma tiene el objetivo de proporcionar los lineamientos técnicos de diseño, operación y seguridad para los tanques para agua, en este caso revisa cada uno de los puntos importantes según la CNA, para esto se reúne un comité consultivo para formular dicha norma y después ponerlo a consideración abierta mediante una publicación en el Diario Oficial de la Federación y después si nadie objeta dicha propuesta de norma ésta se aprueba, en caso contrario se le hacen las correcciones necesarias y después se publica, para este caso, en los casos de diseño que se presentan en el cuarto capítulo se cumple con lo que dispone esta norma en cuanto al diseño se refiere, tomando en cuenta que los otros dos aspectos que revisa la norma se ven una vez construido el tanque

Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques para agua. GUILLERMO GUERRERO VILLALOBOS, Director General de la Comisión Nacional del Agua, con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 Bis fracciones I, II, III, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. fracciones IV y XI, 40, 41, 43, 44, 45, 47 y demás relativos y aplicables de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, 3o. fracción VI, 4o., 5o. Fracción XII, 12, 100, 119 fracción VI, 120 y 121 de la Ley de Aguas Nacionales; 10 segundo párrafo y 14 fracción XI del Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales, 35 fracción V del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, y

CONSIDERANDO

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido por la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Proyectos de Normas Oficiales Mexicanas, el ciudadano presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua ordenó la publicación del Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997, que establece los requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques para agua, publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 27 de octubre de 1997, a efecto de que los interesados presentaran sus comentarios al citado Comité Consultivo. Que durante el plazo de sesenta días

urales, contados a partir de la fecha de publicación de dicho Proyecto de Norma Oficial Mexicana, los análisis a que se refiere el citado ordenamiento legal, estuvieron a disposición del público para su consulta

e dentro del plazo referido, no se recibieron comentarios por parte de los interesados al Proyecto de Norma, por lo que las disposiciones del mismo han resultado procedentes en sus términos. Que previa aprobación del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, en sesión de fecha 12 de mayo de 1998, he tenido a bien expedir la siguiente.

NORMA Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997, "Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques para agua"

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

CAMPO DE APLICACIÓN

DEFINICIONES

DISPOSICIONES

REQUISITOS

OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES

INTERNACIONALES

D. VIGENCIA

APÉNDICE NORMATIVO "A"

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los estudios realizados por la Comisión Nacional del Agua, autoridad responsable en materia de aguas nacionales así como de sus bienes públicos inherentes y de la modernización, planeación, programación de la administración y el uso eficiente y racional de dicho recurso, se hace necesario establecer los requisitos mínimos que deben contener los tanques para agua, mediante la presente Norma Oficial Mexicana.

OBJETIVO

La Norma Oficial Mexicana establece los requisitos de seguridad que deben cumplirse en la construcción y operación de tanques de 3 000 m³ de capacidad o mayores, que contengan agua y se utilicen en los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

CAMPO DE APLICACIÓN

La Norma Oficial Mexicana es aplicable a los tanques para agua, nuevos o existentes, dentro del territorio nacional. Corresponde a los concesionarios y asignatarios el cumplimiento de la presente norma

DEFINICIONES

Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana, se establecen las definiciones siguientes.

1 Asignatario: Dependencia u organismo descentralizado de la administración pública federal, estatal o municipal que explota, usa o aprovecha aguas nacionales mediante asignación otorgada por la Comisión Nacional del Agua.

2 Concesionario: Persona física o moral que explote, use o aproveche aguas nacionales mediante concesión otorgada por la Comisión Nacional del Agua.

3 Suceso Extraordinario: Cualquier condición, suceso o acción inesperada (como sismo, heladas, inundaciones u otras), que comprometa la seguridad, estabilidad o integridad de los tanques o sus obras complementarias o su capacidad de funcionamiento seguro.

4 La Comisión: La Comisión Nacional del Agua, órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca

5 La Ley: La Ley de Aguas Nacionales.

5 Tanque: Estructura cerrada o abierta, que se utiliza en los diferentes procesos de los Sistemas Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, destinada a contener agua a la presión atmosférica

7 Estanquidad. Característica del tanque que no permite el paso de agua a través del cuerpo del mismo

8 Proyecto tipo. Planos estructurales que contienen elementos y detalles tipificados, que no toman en cuenta las condiciones del terreno y de sismicidad específicos del tanque por construir.

DISPOSICIONES

1 Para los efectos de la presente Norma Oficial Mexicana, las disposiciones y requisitos que debe cumplir el concesionario son aplicables al asignatario.

2 La responsabilidad de operar, mantener y conservar los tanques es única y exclusiva del concesionario, tal y como lo establece La Ley.

3 Es responsabilidad del concesionario, efectuar los estudios de diseño o de campo que se requieren para elaborar el proyecto ejecutivo del tanque, con las medidas de seguridad necesarias para no afectar a terceros. No es aceptable la utilización de proyectos tipo o adecuaciones de éstos.

4 El concesionario es el responsable de efectuar los estudios geotécnicos requeridos para garantizar la seguridad y confiabilidad del tanque. Los estudios de campo se deben efectuar mediante exploración directa (pozos a cielo abierto y sondeos) cuyos requisitos mínimos en número, espaciamiento y profundidad, dependen de la geometría en planta y condiciones de descarga del tanque, así como del suelo de cimentación (clasificado en forma preliminar) Se debe

efectuar un programa de muestreo alterado e inalterado y de ensayos en el laboratorio, que proporcionen los parámetros que definen sus propiedades índice y sus características hidráulicas, resistencia y deformabilidad.

Los estudios deberán contener:

Tipo de suelo (según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos);

Tipo de cimentación,

Nivel de desplante;

Capacidad de carga admisible;

Profundidad del nivel freático;

Sistema de subdrenaje;

Evaluación confiable del comportamiento de la estructura ante sollicitaciones

estáticas, dinámicas o combinaciones de ambas en lo que se refiere a esfuerzos

y deformaciones (totales y diferenciales) elásticas y diferidas;

Análisis del empuje de tierras y;

Estabilidad de las excavaciones.

5 El concesionario es el responsable de la elaboración del proyecto ejecutivo, la construcción y operación del tanque, así como de efectuar las revisiones necesarias, para garantizar la seguridad de los mismos.

REQUISITOS

1 El concesionario debe efectuar el análisis de riesgo de falla del tanque, determinando la zona de afectación por el súbito vertido de agua, debido a la falla en forma parcial o total.

2 Con base en la determinación de la zona de afectación, el concesionario debe evaluar los posibles daños, a fin de establecer las medidas necesarias para evitarlos o mitigarlos.

3 El concesionario debe elaborar el proyecto ejecutivo de los tanques por ser construidos y tomar en cuenta una o la combinación de las siguientes medidas tendientes a reducir el riesgo:

3.1 El tanque debe estar constituido por varias celdas independientes, con el objeto de que al ocurrir una falla, sólo se pueda vaciar la celda fallada

3.2 Proveer al tanque de un dren perimetral capaz de captar y conducir el agua vertida a través de una falla, hacia un dren natural u otro construido expreso para evitar posibles daños

3.3 Proveer al tanque de un muro perimetral adicional para contener el agua vertida en caso de una falla del tanque.

3.4 Cuando el estudio geotécnico del apartado 4.4 lo indique, se debe proporcionar drenaje subterráneo que evite la generación de subpresión que afecte la estabilidad del tanque

3.5 El concesionario debe elaborar y llevar a cabo el plan de inspección para el tanque, considerando el control durante la construcción y la inspección para verificar la seguridad del tanque.

3.6 Para el control durante la construcción o durante los trabajos de rehabilitación, se requiere llevar a cabo, por parte del concesionario, las siguientes acciones.

Mantener actualizada la bitácora de los trabajos, así como la documentación de respaldo,

Elaborar los planos con las adecuaciones realizadas al proyecto ejecutivo

durante la construcción o rehabilitación del tanque, además de la

documentación fotográfica según los avances de la construcción;

Suspender los trabajos cuando las condiciones del sitio difieran de las

consideradas en el proyecto ejecutivo, hasta que se implementen los cambios

necesarios en el diseño y construcción, Mantener un cuerpo de personal técnico de

supervisión y diseño, que lleven a cabo la inspección y aceptación de las diferentes etapas de

trabajo, y Realizar la inspección durante el primer llenado del tanque para verificar la

estabilidad y seguridad estructural conforme a lo estipulado en el apéndice

formativo A.

5.6 La inspección de seguridad debe llevarse a cabo cuando ocurra cualquiera de las siguientes condiciones:

- Que nunca se haya inspeccionado,
- Que hayan transcurrido dos años desde la última inspección o desde el término de los trabajos de rehabilitación,
- Que se haya presentado un suceso extraordinario,
- Que haya cambiado el uso del suelo en la zona de afectación del tanque, o
- Que existan cambios en los asentamientos humanos

5.6.1 Para la inspección de seguridad se requieren ejecutar las siguientes acciones:

- Verificar que el tanque sea operado conforme al procedimiento autorizado,
- Verificar que se lleve un registro de la operación del equipo mecánico y actividades de mantenimiento;
- Revisar que se cuente con las protecciones necesarias, tales como instalaciones que restrinjan el acceso al público, para proporcionar seguridad contra vandalismo al tanque y al equipo principal de operación;
- Detectar las deficiencias existentes o potenciales en la seguridad del tanque, que puedan poner en riesgo su integridad estructural y operativa, y
- Evaluar los asentamientos humanos o cambios en el uso del suelo en la zona de afectación del tanque que puedan modificar el riesgo asociado

5.6.2 De acuerdo con las observaciones y revisiones del apartado 5.6.1, se debe elaborar el informe de evaluación de seguridad que contenga detecciones, conclusiones, recomendaciones y medidas correctivas propuestas.

5.6.3 Cuando la evaluación especificada en el apartado 5.6.1 pueda modificar el riesgo asociado, se debe actualizar el análisis de riesgo de falla del tanque

5.7 Si con base en los apartados 5.1, 5.2, 5.6.1 y 5.6.2 de esta Norma es necesario incrementar la seguridad y estabilidad del tanque, el concesionario debe elaborar el proyecto ejecutivo de rehabilitación del tanque y enviarlo, conjuntamente con el análisis de riesgo, a La Comisión, en

plazo no mayor de 45 días hábiles. En el proyecto se deben considerar las medidas necesarias tendientes a evitar o mitigar posibles daños. Como mínimo se deben evaluar las medidas indicadas en los apartados 5.3.2 y 5.3.3. Para el control de los trabajos de rehabilitación se deben seguir lo indicado en el apartado 5.5.

El concesionario debe permitir a La Comisión efectuar inspecciones a los tanques para agua en cualquier momento, con objeto de evaluar su seguridad, independientemente del plan de inspección.

En los tanques construidos antes de la publicación de la presente Norma, La Comisión puede requerir al concesionario que efectúe la inspección de seguridad, la cual debe ser elaborada y autorizada en el plazo que fije La Comisión.

OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

La Comisión Nacional del Agua será la encargada de vigilar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana, quien promoverá la coordinación de acciones con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios, sin afectar sus facultades en la materia y en el ámbito de sus correspondientes atribuciones. El incumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana será sancionado conforme a lo dispuesto por la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, la Ley de Aguas Nacionales y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

RECOMENDACIONES

Para la elaboración de los estudios y del proyecto ejecutivo y construcción, se recomienda consultar los "Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario", el "Manual de diseño de Agua Potable Alcantarillado y Alcantarillado" en el volumen de Diseño Estructural de Recipientes y las "Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado", que para el presente proyecto ha publicado la Comisión y que podrán consultarse en el domicilio del Comité Consultivo

Comisión Nacional de Normalización del Sector Agua, sito en la calle de Privada del Relox No 16, piso 3
 a Sur), Colonia Chimalistac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01070, México, D F

BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute (ACI): Design and Construction of Circular Wire and Strand
 Trapped Prestressed Concrete Structures (344R-W). American Water Works Association
 (AWWA): Standard. D100-84 (AWS D5 2-84) Welded Steel Tanks for Water Storage. Comisión
 Nacional del Agua (CNA): Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Volumen de
 Recipientes, 1996.

GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES

Esta Norma Oficial Mexicana no concuerda con normas internacionales similares, por no existir
 referencia de ellas durante el proceso de la elaboración de la presente Norma.

D. VIGENCIA

La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los 120 días naturales posteriores a su
 publicación en el Diario Oficial de la Federación. "Dada en la Ciudad de México, Distrito
 Federal, el once de enero de mil novecientos noventa y nueve" El Presidente del Comité
 Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua ING. GUILLERMO GUERRERO
 HILLALOBOS

ÍNDICE NORMATIVO "A".

1.1 INSPECCIÓN DURANTE EL PRIMER LLENADO DE TANQUES DE CONCRETO REFORZADO Y

REFORZADO.

inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la seguridad estructural del tanque. Cuando el tanque sea enterrado o semienterrado la inspección debe efectuarse antes de proceder al relleno exterior de los muros.

1.1 Actividades previas al primer llenado:

Limpiar el interior, retirando el escombros, basura y material sedimentable;
Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del concreto, elementos de sello y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto, y
Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfogueos, compuertas, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

1.2 Llenado del tanque

Si el tanque está constituido por varias celdas, el primer llenado se debe efectuar en cada una de ellas de manera independiente.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual de la siguiente manera:

- A una tercera parte de su capacidad;
- A dos terceras partes de su capacidad,
- A la capacidad del tanque.

En cada etapa de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presenten fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos y deformaciones mayores que las permisibles. Si el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar con la siguiente, en caso contrario se debe proceder al vaciado y reparación.

1.3 Prueba de estanquidad

El tanque se debe mantener lleno durante tres días (72 horas) antes de iniciar la prueba. El descenso en el nivel del líquido se medirá durante los siguientes cinco días para determinar la pérdida diaria promedio tomando en cuenta las pérdidas por evaporación. Las filtraciones en un

período de 24 horas no deben ser mayores de 0,05% del volumen del tanque. En los suelos sujetos a una acción de tubificación o de expansión, o cuando las filtraciones del líquido vieran tener un impacto ambiental adverso, las filtraciones no deben ser mayores de 0,025% del volumen del tanque en un período de 24 horas.

En inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanquidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias. Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumple con los criterios de estanquidad. Cuando el tanque que se someta a la prueba de estanquidad esté destinado para agua potable, el agua utilizada para la prueba de estanquidad debe ser potable.

2 INSPECCIÓN DURANTE EL PRIMER LLENADO DE TANQUES DE ACERO

La inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la integridad estructural del tanque. Después de que el tanque esté terminado y antes de pintarlo, debe ser probado en campo conforme a lo estipulado a continuación:

- Las uniones soldadas deben ser probadas por el método de radiografía;
- La inspección de las uniones soldadas en el fondo de tanques superficiales se debe efectuar mediante una prueba usando cámara de vacío.

2.1 Actividades previas al primer llenado:

- Limpieza del interior, retirando el escombros, basura y material sedimentable;
- Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del acero, uniones, elementos de sello y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto, y
- Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfogues, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

2.2 Llenado del tanque.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual de la siguiente manera:

- . una tercera parte de su capacidad,
- . dos terceras partes de su capacidad, y
- . la capacidad del tanque.
- . cada etapa de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presenten fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos y deformaciones mayores que las permisibles.
- . el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar a la siguiente, en caso contrario se debe proceder al vaciado y reparación

2.3 Prueba de estanquidad

Para la prueba de las paredes, fondo y cubierta, el tanque se debe mantener lleno durante 24 horas.

Con inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible. Si al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanquidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias.

Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumple con los criterios de estanquidad.

Cuando el tanque que se someta a la prueba de estanquidad esté destinado para agua potable, el agua utilizada para la prueba de estanquidad debe ser potable

CAPÍTULO 4**DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES****4.1 TANQUES ELEVADOS****4.1.1 TANQUES CON TORRE DE ESTRUCTURA METÁLICA**

El diseño sísmico de los tanques elevados de estructura metálica se puede hacer de dos maneras; en este apartado se describe un procedimiento y el otro es el mismo que se emplea en el diseño de tanques elevados de estructura de concreto que se explica en el apartado 4.1.2, el propósito de alternar los procedimientos de diseño es aplicar la reglamentación y normatividad en la materia de la manera más amplia posible.

El análisis de la estructura se hizo mediante el programa STAAD – III que considera el método del elemento finito; el análisis se realiza en el espacio considerando para cada nudo 6 grados de libertad (3 lineales y 3 angulares), además proporciona elementos mecánicos para cada barra por flexión y cortante en los ejes más débiles y fuertes de la barra, carga axial y torsión.

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana del Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo, de la CFE, si se ubica el proyecto del tanque en la Ciudad de México corresponde un coeficiente sísmico de 0.14.

El artículo 206 del RCDF dice en lo siguiente:

El coeficiente sísmico C , es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de éste sobre dicho nivel.

En éste fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivos que correspondan.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a $C=0.16$ en la zona I, $C=0.32$ en la zona II, y $C=0.40$ en la zona III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de C. Para las estructuras del grupo A, se incrementará el coeficiente sísmico en un 50%.

Estimación de pesos

Cilindro de radio = 2.60 m de Φ .

Se supone que el cilindro es de una placa de un calibre 10 (3.42 mm) con un peso igual a 56.034

kg/m^2

$$A = \pi r^2 = \pi(2.60)^2 = 2.24m^2$$

$$Perímetro = 2\pi r = 2\pi(2.60) = 16.34m$$

$$Superficie = 16.34 \times 4.0 = 65.36m^2 \times 56.034 = 3,662.40kg + 21.24 \times 2 \times 56.034 = 6,042.74kg$$

$$Volumen = \pi r^2 h = \pi(2.60)^2 \times 4 = 84.95m^3; \text{ Peso del agua } \approx 85ton$$

Por lo tanto el peso de la estructura del tanque incluyendo sus accesorio (escaleras, anillo, bridas inferiores y superiores, etc.) se supone igual a $CM = 15 ton$.

Peso de la estructura de soporte

Peso aproximado de los perfiles.

$$LI60608 = 7.00kg/m$$

$$LI50508 = 5.83kg/m$$

$$P = 4.05 + 3.65 + 3.30 + 3.0 = 14.0m \times 2 = 28.0m \times 7.00kg/m = 196.00kg$$

$$P = 6.21 \times 4 + 5.552 \times 4 + 4.93 \times 4 + 4.35 \times 4 = 84.17m \times 5.83kg/m = 490.70.60kg$$

$$P = 15.0 \times 2 = 30.0m \times 7.00kg/m = 210.00kg$$

$$\Sigma = 896.0 \times 6 = 5376.0 = 5,400kg$$

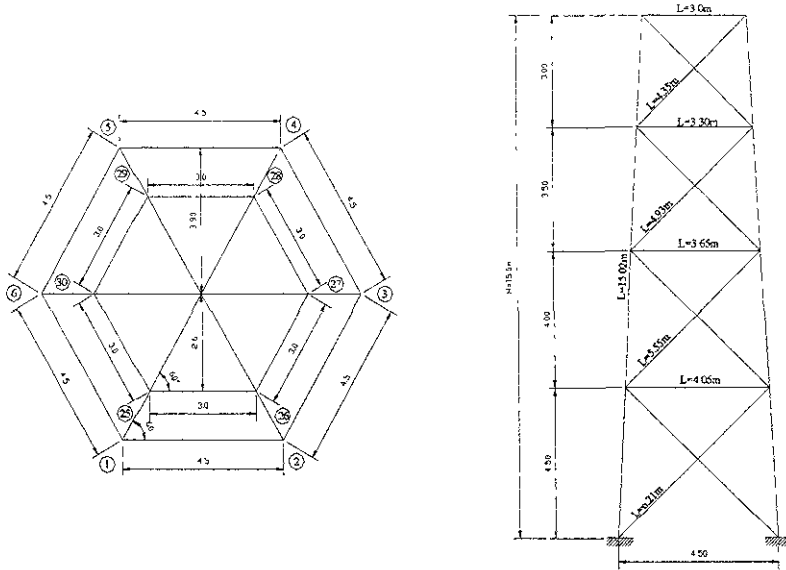


Fig. 4.1. Proyección en planta del tanque, nudos de la base y parte superior; así como sus dimensiones (figura de la izquierda). Longitudes de cada uno de los lados del tanque (Figura de la derecha).

Se redondea el peso de la estructura de soporte = 5,400 kg

Análisis sísmico estático

Tratándose de la Zona I : $C_s = 0.16$ Se trata de una estructura del grupo B.

Analizando el sentido en X - X

$$a = H/3 = 15.0m/3 = 5.0m$$

Peso total estimado = $W = 85.0ton + 15.0ton \approx 100.0ton$

$\gamma_s = 1.20$

$$W_y = 1.20 \times 100.0 = 120.0 \text{ ton}$$

$$F_{s_x} = 0.16 \times 120.0 \text{ ton} = 19.20 \text{ ton}$$

$$M_v = 5.0 \text{ m} \times 19.20 \text{ ton} = 96.0 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_v = ep \quad e_x = \frac{M_v}{P} = \frac{96.0 \text{ ton} \cdot \text{m}}{120.0 \text{ ton}} = 0.80 \text{ m}$$

normalizando el sentido en Z - Z

Se toma en cuenta que la sección en planta es simétrica, se puede tomar el 100% de efectos sísmicos en ambos sentidos, por lo tanto, si se observa la torre desde cualquier lado se ven 4 nudos sobre los cuales se aplicará la fuerza sísmica repartida en dichos 4 nudos; pero sujetando estrictamente el diseño a lo que reglamento, se tomará el 30% de efectos del otro sentido.

$$F_{s_x} = F_{s_z} = \frac{19.20}{4} = 4.80 \text{ ton} \quad F_{s_z} = 0.30 \times 19.20 = \frac{5.76}{4} = 1.44 \text{ ton}$$

Análisis de cargas

$$CM = 15 \text{ ton} / 23.40 \text{ m}^2 = 0.641 \text{ ton} / \text{m}^2 \times 3.9 \text{ m}^2 = 2.50 \text{ ton} / 3.0 \text{ m} = 0.834 \text{ ton} / \text{m}$$

$$CV \text{ máx} = 85 \text{ ton} / 23.40 \text{ m}^2 = 3.64 \text{ ton} / \text{m}^2 \times 3.90 \text{ m}^2 = 14.20 \text{ ton} / 3.0 \text{ m} = 4.74 \text{ ton} / \text{m}$$

LOAD 1 CARGA MUERTA + VIVA MÁXIMA

$$\Sigma = 834.0 + 4,740.0 = 5.574 = 5.60 \text{ ton} / \text{m}$$

LOAD 2 ACCIDENTAL (CM + CV inst.)

$$\Sigma = 834.0 + 350.0 = 1,184 = 1.20 \text{ ton} / \text{m}$$

LOAD 3 SISMO EN X

$$\Sigma = F_x \quad 4.08$$

LOAD 4 SISMO EN Z

$$\Sigma = F_z \quad 1.44$$

En las páginas siguientes se muestran los resultados de la aplicación del programa STAAD - III, para la obtención de los elementos mecánicos máximos.

```

*****
*                               *
*      S T A A D - III          *
*      Revision #1 IN          *
*      Proprietary Program of  *
*      RESEARCH ENGINEERS, Inc *
*      Date:  AUG 14, 2000     *
*      Times:  3 46 28         *
*                               *
*      USFR ID: MAURICIO VALINZUELA LOPEZ / TFSIS *
*****

```

```

1  STAAD SPACE DISFO DE TANQUE ELEVADO DE ESTRUCTURA METALICA
2  INPUT WIDTH 72
3  UNIT METER MPON
4  JOINT COORDINATES
5  1      -2.250      0 000      -3 900
6  2      2.250      0 000      -3 900
7  3      4 500      0 000      0 000
8  4      2.250      0 000      3 900
9  5      -2.250     0 000      3 900
10 6      4 500      0 000      0 000
11 7      -2.030     4 500      -3 510
12 8      2 030     4 500      -3 510
13 9      4 050     4 500      0 000
14 10     2 010     4 500      3 510
15 11     -2 010     4 500      3 510
16 12     -4 050     4 500      0 000
17 13     -1 830     8 500      -3 160
18 14     1 830     8 500      -3 160
19 15     3 650     8 500      0 000
20 16     1 830     8 500      3 160
21 17     -1 830     8 500      3 160
22 18     -3 650     8 500      0 000
23 19     -1 650     12 000     -2 860
24 20     1 650     12 000     -2 860
25 21     3 300     12 000     0 000
26 22     1 650     12 000     2 860
27 23     -1 650     12 000     2 860
28 24     -3 300     12 000     0 000
29 25     -1 500     15 000     -2 600
30 26     1 500     15 000     -2 600
31 27     3 000     15 000     0 000
32 28     1 500     15 000     2 600
33 29     -1 500     15 000     2 600
34 30     -3 000     15 000     0 000
35 *****
36 *****
37 *****
38 *****
39 *****
40 *
41 MEMBER INCIDENCES
42 1      1      7

```

```

43 2      7      8
44 3      3      9
45 4      5      10
46 5      5      11
47 6      6      12
48 7      7      13
49 8      8      14
50 9      9      15
51 10     10     16
52 11     11     17
53 12     12     18
54 13     13     19
55 14     14     20
56 15     15     21
57 16     16     22
58 17     17     23
59 18     18     24
60 19     19     25
61 20     20     26
62 21     21     27
63 22     22     28
64 23     23     29
65 24     24     30
66 25     7      8
67 26     8      9
68 27     9     10
69 28     10    11
70 29     11    12
71 30     12    13
72 31     13    14
73 32     14    15
74 33     15    16
75 34     16    17
76 35     17    18
77 36     18    19
78 37     19    20
79 38     20    21
80 39     21    22
81 40     22    23
82 41     23    24
83 42     24    25
84 43     25    26
85 44     26    27
86 45     27    28
87 46     28    29
88 47     29    30
89 48     30    15
90 49     1      8
91 50     2      7
92 51     7      8
93 52     3      8
94 53     4      9
95 54     3     10
96 55     4     11
97 56     5     10
98 57     6     11
99 58     5     12

```

100. 59 6 7
 101. 60 1 14
 102. 61 7 14
 103. 62 8 13
 104. 63 8 15
 105. 64 9 14
 106. 65 9 16
 107. 66 10 14
 108. 67 10 17
 109. 68 11 16
 110. 69 12 17
 111. 70 11 18
 112. 71 12 13
 113. 72 7 18
 114. 73 13 20
 115. 74 14 19
 116. 75 14 21
 117. 76 15 20
 118. 77 15 27
 119. 78 16 23
 120. 79 17 22
 121. 80 16 23
 122. 81 18 23
 123. 82 17 24
 124. 83 18 19
 125. 84 13 24
 126. 85 19 26
 127. 86 20 25
 128. 87 20 27
 129. 88 21 26
 130. 89 21 28
 131. 90 22 27
 132. 91 23 28
 133. 92 22 29
 134. 93 23 30
 135. 94 24 29
 136. 95 24 25
 137. 96 19 30
 138. MEMBER PROPERTY AMERICAN
 139. 19 TO 24 37 TO 48 TABLE SD L60608
 140. 31 TO 42 TABLE SD L60608
 141. 25 TO 30 TABLE SD L60608
 142. 13 TO 18 TABLE SD L60608
 143. 7 TO 12 TABLE SD L60608
 144. 1 TO 6 TABLE SD L60608
 145. 7 8 10 TO 12 31 TO 36 TABLE SD L60608
 146. 85 TO 96 TABLE SD L50508
 147. 73 TO 84 TABLE SD L50508
 148. 61 TO 72 TABLE SD L50508
 149. 49 TO 60 TABLE SD L50508
 150. *
 151. SUPPORT
 152. 1 TO 6 FINNED
 153. SLAVE RIGID MASTER 30 JOINT 7 TO 30
 154. *
 155. MEMBER RELEASE
 156. 1 TO 6 START MX MZ

157. *
 158. CONSTANT
 159. 1. STEEL ALL
 160. POISSON STEEL ALL
 161. DENSITY STEEL ALL
 162. *
 163. LOAD 1 CARGA MUERTA + V MAXIMA
 164. MEMBER LOAD
 165. 43 TO 48 UNI GY -5 6
 166. *
 167. LOAD 2 ACCIDENTIAL (CM + CV INST)
 168. MEMBER LOAD
 169. 43 TO 48 UNI GY -1 2
 170. *
 171. LOAD 3 SISMO EN X
 172. JOINT LOAD
 173. 25 29 30 FX 4.08
 174. *
 175. LOAD 4 SISMO EN Z
 176. JOINT LOAD
 177. 25 TO 27 30 FZ 1 44
 178. *
 179. *
 180. LOAD COMB 5 C.M.+C.V.
 181. 1 1.
 182. LOAD COMB 6 C.M.+C.V.+INST+SISMO X
 183. 2 1 3 1. 4 0.3
 184. LOAD COMB 7 C.M.+C.V.+INST+SISMO Z
 185. 2 1 3 0.3 4 1.
 186. PERFORM ANALYSIS

 P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS/MEMBER/ELEMENTS/SUPPORTS = 30/ 96/ 6
 ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 1./ 11
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 4, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 162
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 11664 DOUBLE PREC WORDS
 REQD/AVAIL DISK SPACE = 12 21/ 2000 3 MB, EXMEM = 31 5 MB

++ Processing Element Stiffness Matrix. 3*46:29
 ++ Processing Global Stiffness Matrix. 3 46 29
 ++ Processing Triangular Factorization. 3*46 29
 ++ Calculating Joint Displacements. 1 46 29
 ++ Calculating Member Forces. 3 46 29

187. *
 188. DRAW ISOM
 189. *
 190. LOAD LIST 5 TO 7
 191. PRINT SUPPORT REACTIONS

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE - SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
1	5	7.30	16.80	4.00	0.00	0.00	0.00
6		-0.79	-4.84	-1.17	0.00	0.00	0.00
7		-0.58	-3.98	-0.96	0.00	0.00	0.00
2	5	-7.30	16.80	4.00	0.00	0.00	0.00
6		1.54	8.76	1.86	0.00	0.00	0.00
7		-0.12	0.10	-0.05	0.00	0.00	0.00
3	5	-4.61	16.81	0.00	0.00	0.00	0.00
6		-4.86	17.16	-0.04	0.00	0.00	0.00
7		-2.12	7.69	-0.13	0.00	0.00	0.00
4	5	-2.30	16.80	-4.00	0.00	0.00	0.00
6		-1.96	12.08	-2.69	0.00	0.00	0.00
7		-1.54	11.18	-2.70	0.00	0.00	0.00
5	5	2.30	16.80	-4.00	0.00	0.00	0.00
6		-0.37	-1.51	0.35	0.00	0.00	0.00
7		0.84	7.10	-1.79	0.00	0.00	0.00
6	5	4.61	16.81	0.00	0.00	0.00	0.00
6		-2.72	-10.04	-0.04	0.00	0.00	0.00
7		-0.16	-0.47	-0.13	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

192. PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 7 TO 30

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
7	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0268	0.0067	0.0044	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0080	0.0057	0.0125	0.0000	0.0000	0.0000
8	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0268	-0.0154	0.0044	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0080	-0.0009	0.0125	0.0000	0.0000	0.0000
9	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0279	-0.0279	0.0038	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0079	-0.0134	0.0126	0.0000	0.0000	0.0000
10	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0268	-0.0208	0.0032	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0080	-0.0189	0.0127	0.0000	0.0000	0.0000
11	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0268	0.0013	0.0031	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0080	-0.0123	0.0126	0.0000	0.0000	0.0000
12	5	0.0000	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0257	0.0162	0.0039	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0082	-0.0001	0.0126	0.0000	0.0000	0.0000
13	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0486	0.0054	0.0062	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0146	0.0045	0.0229	0.0000	0.0000	0.0000
14	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0486	-0.0145	0.0052	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0146	-0.0015	0.0229	0.0000	0.0000	0.0000
15	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0475	-0.0260	0.0068	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0147	-0.0127	0.0228	0.0000	0.0000	0.0000

16	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0486	-0.0194	0.0075	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0146	-0.0177	0.0228	0.0000	0.0000	0.0000
17	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0486	0.0000	0.0075	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0146	-0.0113	0.0227	0.0000	0.0000	0.0000
18	5	0.0000	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0487	0.0138	0.0058	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0144	-0.0008	0.0228	0.0000	0.0000	0.0000
19	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0677	0.0043	0.0078	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0203	0.0034	0.0320	0.0000	0.0000	1.0000
20	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0677	-0.0137	0.0078	0.0000	0.0000	0.0000
7		0.0203	-0.0070	0.0320	0.0000	0.0000	0.0000
21	5	0.0000	-0.0317	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0647	-0.0243	0.0075	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0207	-0.0121	0.0318	0.0000	0.0000	0.0000
22	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0677	-0.0381	0.0113	0.0000	0.0000	0.0000
7		0.0203	-0.0167	0.0316	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
23	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0677	-0.0001	0.0113	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0203	-0.0113	0.0316	0.0000	0.0000	0.0000
24	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6		0.0707	0.0117	0.0095	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0199	-0.0013	0.0318	0.0000	0.0000	0.0000
25	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0001	0.0000	-0.0001
6		0.0841	0.0034	0.0091	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0252	-0.0025	0.0399	0.0000	0.0000	0.0000
26	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001
6		0.0841	-0.0130	0.0091	0.0000	0.0000	0.0000
7		0.0252	-0.0025	0.0399	0.0000	0.0000	0.0000
27	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
6		0.0194	-0.0228	0.0119	0.0000	0.0000	0.0000
7		0.0258	-0.0116	0.0395	0.0000	0.0000	0.0000
28	5	0.0000	-0.0312	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0001
6		0.0841	-0.0170	0.0146	0.0000	0.0000	0.0000
7		0.0252	-0.0158	0.0392	0.0000	0.0000	0.0000
29	5	0.0000	-0.0317	0.0000	-0.0001	0.0000	-0.0001
6		0.0841	-0.0006	0.0146	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0252	-0.0109	0.0392	0.0000	0.0000	0.0000
30	5	0.0000	-0.0312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
6		0.0888	0.0099	0.0115	0.0000	0.0000	-0.0001
7		0.0247	-0.0018	0.0395	0.0000	0.0000	0.0000

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

193. PRINT MEMBER FORCE ENVELOPE LIST 1 TO 96

MEMBER FORCE ENVELOPE

22	MAX	-0.01	0.00	7	0.05	3.01	5						
	MIN	0.00	0.00	7	0.10	0.00	6	11.97	C	0.00	5		
		-0.03	3.01	5	-0.03	0.00	5						
		-0.02	3.01	6	-0.01	0.00	7	3.30	C	3.01	7		
23	MAX	-0.01	0.00	7	0.05	3.01	5						
	MIN	0.02	0.00	6	0.01	0.00	7	11.97	C	0.00	5		
		-0.03	3.01	5	-0.03	0.00	5						
		0.00	3.01	7	-0.10	0.00	6	1.93	C	3.01	6		
24	MAX	-0.01	0.00	6	0.05	3.01	5						
	MIN	0.00	0.00	5	0.00	0.00	7	11.97	C	0.00	5		
		-0.03	3.01	5	-0.03	0.00	5						
		0.00	3.01	7	0.00	3.01	7	0.08	C	3.01	6		
25	MAX	0.00	0.00	5	0.00	4.06	7						
	MIN	0.00	0.00	6	0.01	4.06	7	0.41	C	0.00	7		
		0.00	4.06	6	0.00	0.00	6						
		0.00	4.06	5	-0.05	0.00	6	5.45	T	4.06	5		
26	MAX	0.00	0.00	7	0.00	4.05	6						
	MIN	0.05	0.00	6	0.13	4.05	6	1.26	T	0.00	7		
		0.00	4.05	6	0.00	0.00	6						
		-0.01	4.05	7	-0.08	0.00	6	5.45	T	4.05	5		
27	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						
	MIN	0.01	0.00	7	0.13	0.00	6	2.81	T	0.00	7		
		0.00	4.05	7	0.00	4.05	6						
		-0.05	4.05	6	-0.08	4.05	6	5.45	T	4.05	5		
28	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	7						
	MIN	0.00	0.00	5	0.01	0.00	7	1.81	T	0.00	6		
		0.00	4.06	5	0.00	4.06	6						
		0.00	4.06	6	-0.05	4.06	6	5.45	T	4.06	5		
29	MAX	0.00	0.00	7	0.00	4.05	6						
	MIN	0.05	0.00	6	0.14	4.05	6	2.55	C	0.00	6		
		0.00	4.05	6	0.00	0.00	6						
		-0.01	4.05	7	-0.09	0.00	6	5.45	T	4.05	5		
30	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						
	MIN	0.01	0.00	7	0.14	0.00	6	2.02	C	0.00	6		
		0.00	4.05	7	0.00	4.05	6						
		-0.05	4.05	6	-0.09	4.05	6	5.45	T	4.05	5		
31	MAX	0.00	0.00	5	0.00	3.66	7						
	MIN	0.00	0.00	6	0.07	3.66	6	0.11	T	0.00	7		
		0.00	3.66	6	0.00	0.00	6						
		0.00	3.66	5	-0.01	0.00	7	4.63	T	3.66	5		
32	MAX	0.00	0.00	7	0.00	3.65	6						
	MIN	0.01	0.00	7	0.08	0.00	6	1.05	T	0.00	7		
		0.00	3.65	6	0.00	0.00	6						
		-0.06	3.65	6	-0.15	3.65	6	4.62	T	3.65	5		
33	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						

	MIN	0.06	0.00	6	0.08	3.65	6						
		0.00	3.65	7	0.00	3.65	6						
		-0.01	3.65	7	-0.15	0.00	6						
34	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	7						
	MIN	0.00	0.00	5	0.07	0.00	6	1.33	T	0.00	6		
		0.00	3.66	5	0.00	3.66	6						
		0.00	3.66	6	-0.01	3.66	7	4.63	T	3.66	5		
35	MAX	0.00	0.00	7	0.00	3.65	6						
	MIN	0.01	0.00	7	0.08	0.00	6	0.56	C	0.00	6		
		0.00	3.65	6	0.00	0.00	6						
		-0.06	3.65	6	-0.15	3.65	6	4.62	T	3.65	5		
36	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						
	MIN	0.06	0.00	6	0.08	3.65	6	0.82	C	0.00	6		
		0.00	3.65	7	0.00	3.65	6						
		-0.01	3.65	7	-0.15	0.00	6	4.62	T	3.65	5		
37	MAX	0.00	0.00	5	0.00	3.30	7						
	MIN	0.00	0.00	5	0.38	0.00	6	6.81	T	0.00	7		
		0.00	3.30	6	0.00	0.00	5						
		0.00	3.30	6	-0.05	3.30	7	5.49	T	3.30	5		
38	MAX	0.00	0.00	7	0.00	3.30	6						
	MIN	0.02	0.00	7	0.11	0.00	6	1.22	T	0.00	7		
		0.00	3.30	6	0.00	3.30	5						
		-0.18	3.30	6	-0.49	3.30	6	5.50	T	3.30	5		
39	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						
	MIN	0.18	0.00	6	0.11	3.30	6	3.64	T	0.00	7		
		0.00	3.30	7	0.00	0.00	5						
		-0.02	3.30	7	-0.49	0.00	6	5.50	T	3.30	5		
40	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	7						
	MIN	0.00	0.00	6	0.38	3.30	6	1.40	T	0.00	6		
		0.00	3.30	5	0.00	3.02	5						
		0.00	3.30	5	-0.05	0.00	7	5.49	T	3.30	5		
41	MAX	0.00	0.00	7	0.00	3.30	6						
	MIN	0.02	0.00	7	0.11	0.00	6	0.61	T	0.00	6		
		0.00	3.30	6	0.00	3.30	5						
		-0.18	3.30	6	0.50	3.30	6	5.50	T	3.30	5		
42	MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6						
	MIN	0.18	0.00	6	0.11	3.30	6	0.47	T	0.00	6		
		0.00	3.30	7	0.00	0.00	6						
		-0.02	3.30	7	0.50	0.00	6	5.50	T	3.30	5		
43	MAX	8.40	0.00	5	4.19	0.00	5						
	MIN	0.00	0.00	5	0.39	0.00	6						
		-0.40	3.00	5	-2.11	1.50	5						
		0.00	3.00	6	-0.05	3.00	7						
44	MAX	8.40	0.00	5	4.19	0.00	5						
	MIN	0.04	0.00	7	0.30	0.00	6						
		-8.40	3.00	5	-2.11	1.50	5						

MIN	0.00	5.57	7	0.00	5.57	6			
	0.00	5.57	7	-0.02	0.00	6	2.12	C	5.57 7
68 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.00	0.00	7	0.02	0.00	6	3.25	C	0.00 5
MIN	0.00	5.57	7	0.00	5.57	6			
	-0.03	5.57	6	-0.13	5.57	5	1.26	T	5.57 6
69 MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6			
	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6	3.28	C	0.00 5
MIN	0.00	5.56	7	0.00	5.56	6			
	-0.02	5.56	5	-0.12	5.56	5	1.80	T	5.56 6
70 MAX	0.00	0.00	5	0.00	5.56	6			
	0.02	0.00	5	0.13	5.56	5	3.26	C	0.00 5
MIN	0.00	5.56	6	0.00	5.56	5			
	-0.02	5.56	6	-0.06	5.56	6	0.52	C	5.56 6
71 MAX	0.00	0.00	6	0.00	0.00	6			
	0.02	0.00	5	0.12	5.56	5	3.28	C	0.00 5
MIN	0.00	5.56	7	0.00	5.56	6			
	0.00	5.56	6	0.00	0.00	6	1.47	T	5.56 6
72 MAX	0.00	0.00	5	0.00	5.56	6			
	0.02	0.00	6	0.06	5.56	6	3.26	C	0.00 5
MIN	0.00	5.56	6	0.00	0.00	6			
	-0.02	5.56	5	-0.13	5.56	5	0.64	T	5.56 7
73 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.17	0.00	5	0.73	4.94	5	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	0.02	4.94	7	0.03	0.00	7	1.74	T	4.94 6
74 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	-0.02	0.00	7	-0.03	0.00	7	3.27	C	0.00 6
MIN	0.00	4.94	7	0.00	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	-0.73	4.94	5	0.91	C	4.94 7
75 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.12	0.00	5	0.73	4.94	5	3.15	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	-0.06	4.94	6	-0.15	4.94	6	0.67	T	4.94 7
76 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	6			
	-0.02	0.00	7	0.08	0.00	6	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	7	0.00	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	-0.71	4.94	5	2.10	C	4.94 7
77 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	6			
	0.12	0.00	5	0.74	4.94	5	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	7	0.00	4.94	5			
	0.02	4.94	7	-0.08	0.00	6	0.52	C	4.94 7
78 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.06	0.00	6	0.15	4.94	6	3.15	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	0.73	4.94	5	0.42	C	4.94 6

79 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	-0.02	0.00	7	-0.03	0.00	7	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	-0.73	4.94	5	1.46	T	4.94 6
80 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.12	0.00	5	0.73	4.94	5	3.56	C	0.00 6
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	0.02	4.94	7	0.03	0.00	7	1.86	C	4.94 7
81 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	6			
	-0.02	0.00	7	0.07	0.00	6	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	7	0.06	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	-0.74	4.94	5	1.79	T	4.94 6
82 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.12	0.00	5	0.73	4.94	5	3.15	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	-0.06	4.94	6	-0.15	4.94	6	1.18	C	4.94 6
83 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	6			
	0.12	0.00	5	0.74	4.94	5	3.13	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	7	0.00	4.94	5			
	0.02	4.94	7	-0.07	0.00	6	1.32	T	4.94 6
84 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.06	0.00	6	0.15	4.94	6	3.15	C	0.00 5
MIN	0.00	4.94	6	0.00	4.94	5			
	-0.12	4.94	5	-0.73	4.94	5	0.44	T	4.94 7
85 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.56	C	0.00 5
MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5			
	0.11	4.36	6	0.36	0.00	6	1.47	T	4.36 6
86 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	-0.11	0.00	6	-0.16	0.00	6	3.24	C	0.00 5
MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5			
	-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	1.50	T	4.36 7
87 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.26	C	0.00 5
MIN	0.00	4.36	7	-0.01	4.36	5			
	0.03	4.36	6	0.14	0.00	7	1.75	T	4.36 7
88 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	-0.11	0.00	7	0.17	0.00	6	3.55	C	0.00 5
MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5			
	-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	2.61	T	4.36 6
89 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			
	0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.44	C	0.00 5
MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5			
	0.11	4.36	7	-0.17	0.00	6	0.37	T	4.36 7
90 MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5			

	MIN	-0.03	0.00	6	-0.14	0.00	7	3.56	C	0.00	5
		0.00	4.36	7	-0.01	4.36	5				
		-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	0.44	C	4.36	6
91	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		-0.11	0.00	6	-0.16	0.00	6	3.56	C	0.00	5
	MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5				
		-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	1.43	T	4.36	6
92	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.96	C	0.00	6
	MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5				
		0.11	4.36	6	0.16	0.00	6	1.75	C	4.36	7
93	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.56	C	0.00	5
	MIN	0.00	4.36	7	-0.01	4.36	5				
		0.03	4.36	6	0.14	0.00	7	2.33	C	4.36	7
94	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		-0.11	0.00	7	0.17	0.00	6	3.55	C	0.00	5
	MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5				
		-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	1.52	T	4.36	6
95	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		0.56	0.00	5	3.32	4.36	5	3.55	C	0.00	5
	MIN	0.00	4.36	6	-0.01	4.36	5				
		0.11	4.36	7	-0.17	0.00	6	0.91	T	4.36	6
96	MAX	0.00	0.00	5	0.00	0.00	5				
		-0.03	0.00	6	-0.14	0.00	7	3.56	C	0.00	5
	MIN	0.00	4.36	7	-0.01	4.36	5				
		-0.56	4.36	5	-3.32	4.36	5	0.01	T	4.36	7

***** END OF FORCE ENVELOPE FROM INTERNAL STORAGE *****

194. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= AUG 14,2000 TIME= 3.46.30 ****

 * For questions on STAAD-III/ISDS, contact: *
 * RESEARCH ENGINEERS, Inc at *
 * Ph (714) 974-2500 Fax: (714) 921-2543 *

seño de las conexiones

Analizando la estructura base del tanque se advierte que el elemento más desfavorable es el número 44 (Figura 4.2), el cual se muestra a continuación.

$$V = 1.80 \text{ ton}$$

proponiendo tornillos A - 325

sección propuesta para revisar: ángulo L60608

tornillos de $5/8" \phi$ $A = 1.98 \text{ cm}^2$ Resistencia a cortante = 1230 kg/cm^2

resistencia a cortante del tornillo = $1.98 \text{ cm}^2 \times 1230 \text{ kg/cm}^2 = 2,435.40 \text{ kg}$

referencia: IMCA Tomo I, Tabla 1.5.2.1 Esfuerzos Permisibles en sujetadores, en kg/cm^2 Por

tanto la resistencia por tornillo será = $R_{\text{tornillo}} = 2,435 \text{ kg/tornillo}$

considerando el criterio de aspecto se proponen 4 tornillos distribuidos de la manera mostrada en

Figura 4.1.

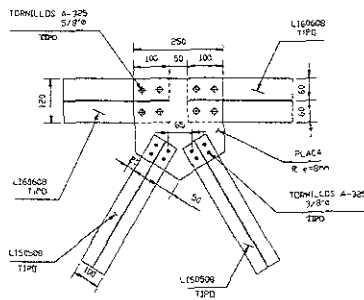
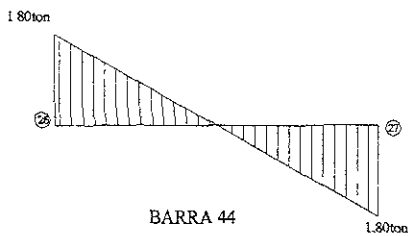


Fig. 4.2. Fuerza cortante máxima que se presenta en el elemento (fig. izquierda); y arreglo de la placa y tornillo (fig. de la derecha)

Diseño de la cimentación a base de zapatas aisladas con traves de liga

El diseño de la cimentación del tanque elevado de estructura metálica, se resolverá por medio de zapatas aisladas sujetas a carga axial. Recurriendo al análisis estructural, del tanque se observa que la carga axial más desfavorable sobre las columnas que van a dar al suelo es de 12.39 ton. El diseño se efectuará con zapatas sobre terreno tipo I, con una carga admisible de

$$q_m = 35.0 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Constantes de diseño

$$f_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c' = 0.8 f_c = 0.8 \times 250 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c' = 0.85 \times 200 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 170 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

Carga de la columna = 12.39 ton.

Peso estimado de la cimentación = 0.75 ton.

Carga Total Sobre el Suelo = 13.14 ton.

Se estima el peso de la cimentación como un 6% de la descarga de la columna.

Carga axial de diseño

$$P_u = F_c P = 1.40 \times 13.14 = 18.396 \approx 18.40 \text{ ton.}$$

Se usarán zapatas cuadradas

Área necesaria es:
$$B^2 = \frac{P_u}{P_R} = \frac{18.40}{35.0} = 0.53 \text{ m}^2 \quad \therefore B = 0.73 \text{ m} \Rightarrow B = 0.80 \text{ m}$$

Las dimensiones de la zapata es de 0.80m x 0.80m de acuerdo con el cálculo, pero considerando la revisión por volteo y deslizamiento se requiere aumentar el peso de la cimentación; por lo tanto las dimensiones serán de 1.60m x 1.60m.

La presión de contacto para dimensionamiento de las zapatas se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$P_u = \frac{1.40 \times 12.39}{1.60 \times 1.60} = 6.78 \text{ ton/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por penetración.

Se propondrán zapatas de espesor constante.

La fuerza cortante que actúa en la sección crítica vale:

$$V_u = P_u [B^2 - (c+d)^2] = 6.78 \times [(1.60)^2 - (0.50 + 0.45)^2] = 11.24 \text{ ton}$$

Suponiendo $d = 45 \text{ cm}$ $c = 50 \text{ cm}$ $P_u = 6.78 \text{ ton/m}^2$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d) = 4 \times 45(50+45) = 17,100 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$v_u = \frac{V_u}{S} = \frac{11,240 \text{ kg}}{17,100 \text{ cm}^2} = 0.6573 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por penetración es:

$$V_R = F_R \sqrt{f_c^*} = 0.80 \times \sqrt{0.80 \times 250} = 11.314 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ como } V_R \gg v_u \Rightarrow \text{ Se acepta}$$

Se aceptará la sección no obstante que resulta muy sobrada.

En general se omite la revisión por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

Fuerzo por flexión

Momento en la sección crítica es:

$$M_u = P_u \times \frac{B}{8} (B - c)^2 = 6.78 \times \frac{1.60}{8} \times (1.60 - 0.50)^2 = 1.640 \text{ ton-m}$$

Área de refuerzo con la fórmula aproximada

$$A_s = \frac{M_u}{F_R \cdot 0.9 d f_y} = \frac{164000}{0.9 \times 0.9 \times 45 \times 4200} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Revisión del Acero

Área mínima por temperatura

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 45 = 9.0 \text{ cm}^2$$

Área mínima por flexión

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 45 = 11.86 \text{ cm}^2$$

Revisión del acero máximo

$$P_b = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f'_c}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

En el caso de considerar sismo

$$P_{\text{máx}} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.014286 \times 100 \times 45 = 64.29 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto como el $A_{s \text{ calc}} < A_{s \text{ mín}} \text{ por flexión} < A_{s \text{ máx}} \Rightarrow$ Se diseña con el $A_{s \text{ mín}} \text{ por flexión}$.

$$A_{s_{\text{mín}}} = 11\,86\text{cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Var}\#6@25\text{cm}} \Rightarrow A_{\text{sreal}} = 11\,40\text{cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$M_R = FRf_c^*bd^2q(1-0.5q)$$

$$A_s = 11.40\text{cm}^2 \quad \underline{\text{Var}\#6@25\text{cm}}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{11.40}{100 \times 45} = 0.002533 \quad q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.002533 \times \frac{4200}{170} = 0.06259$$

$$M_R = 100 \times (45)^2 \times 170 \times 0.06259 (1 - 0.5 \times 0.06259) = 2087000 = 20.87\text{ton} - \text{m}$$

Por lo tanto como $M_u < M_R \Rightarrow$ Se acepta.

En resumen el peralte total de la zapata resulta: $h = 50\text{cm}$

El peso total de la zapata resulta:

$$W = 1.60\text{m} \times 1.60\text{m} \times 0.50\text{m} \times 2.40\text{ton} / \text{m}^3 = 3\,072\text{ton}.$$

El peso real resulta ser mayor que el peso supuesto en el cálculo, pero la diferencia no influye en el resultado. (Ver figura 4.3 donde se muestra el dimensionamiento y el armado final de la zapata).

Generalmente entre la columna de la superestructura y la zapata enterrada se incluye un elemento de transición en forma de dado o pedestal con el fin de evitar enterrar la columna hasta la parte superior de la zapata, lo que podría provocar problemas de corrosión cuando la columna es de acero y de recubrimiento insuficiente en columnas de concreto.

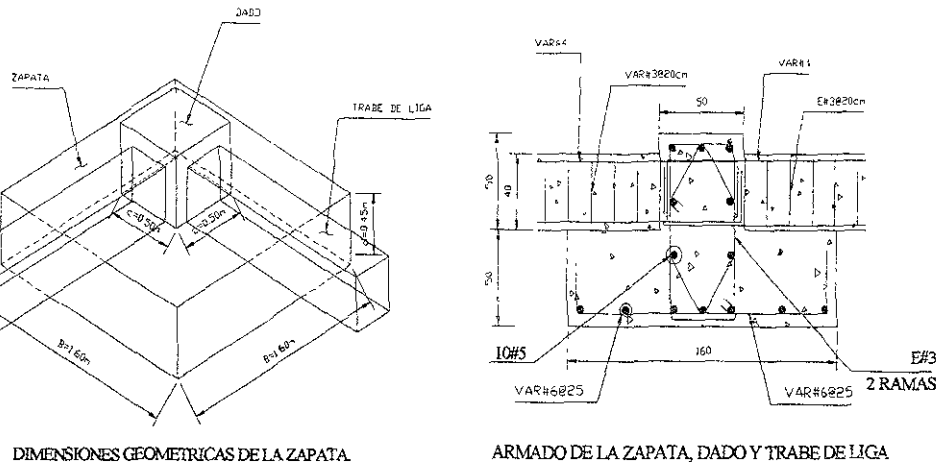


Fig. 4.3 Dimensiones y armado de la zapata para el tanque elevado

os dados se refuerzan con los requisitos mínimos de temperatura y recubrimiento. Un aspecto que puede determinar sus dimensiones es el aplastamiento bajo las compresiones transmitidas por una columna de acero, esto se revisa como si fuera una zapata de concreto simple.

Revisión por volteo de la cimentación del tanque

$$F_1 = 19.20\text{ton} \quad h_1 = 17.0\text{m}$$

$$F_2 = 5.40\text{ton} \quad h_2 = 7.50\text{m}$$

Revisión por volteo

momento actuante de las fuerzas respecto al punto A

$$M_A = F_1 h_1 + F_2 h_2 = 19.20 \times 17.0 + 5.40 \times 7.50 = 366.90 \approx 367.0 \text{ ton} - m$$

momento de las fuerzas verticales que se oponen al volteo

$$M_R = (W_1 + W_2 + W_3) \frac{B}{2} = (100.0 + 5.40 + 28.10) \times \frac{9.0}{2} = 600.75 \text{ ton} - m$$

En el cálculo del momento que se opone al volteo se ha considerado al tanque vacío, por ser la condición más desfavorable.

Factor de seguridad contra volteo resulta:

$$F_s = \frac{M_R}{M_A} = \frac{600.75}{367.0} = 1.64 > 1.50 \text{ (mínimo por reglamento)}$$

La revisión por deslizamiento se puede omitir puesto que la cimentación del tanque va a estar empotrada.

Diseño de las trabes de liga

Las trabes de liga normalmente se diseñan con los elementos mecánicos con que se diseñan las vigas; en este caso no existen momentos flexionantes. Los nudos de la base del tanque, que normalmente se idealizan como empotrados, se idealizaron como articulaciones, por tal motivo se diseñarán con condiciones mínimas de refuerzo, con base en sus dimensiones geométricas.

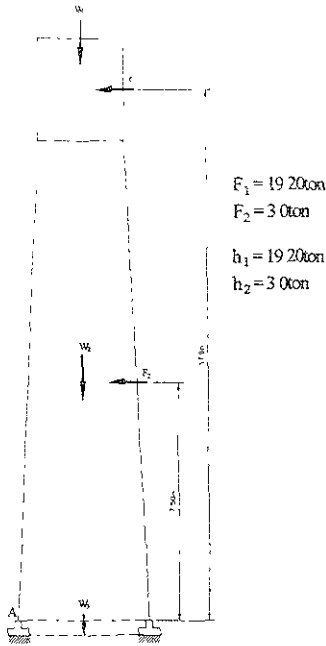


Fig. 4.4 Longitudes de los seis lados del tanque

seño por flexión

Revisión del acero de refuerzo

ero mínimo por flexión

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 30 \times 35 = 2.77 \text{ cm}^2$$

ero mínimo por temperatura

$$a_c = \frac{660X_1}{f_y(X_1+100)} = \frac{660 \times 40}{4200 \times (40+100)} = 0.0449 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$= 0.0449 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2 / \text{metrolineal}$$

Revisión del acero máximo

$$P_b = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c''}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$P_{\max} = 0.75P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s_{\max}} = 0.014286 \times 30 \times 35 = 15.0 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto $A_{s_{\min}}$ por temperatura = $4.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var} \# 4 \Rightarrow A_{s_{\text{real}}} = 5.08 \text{ cm}^2$

Diseño por cortante

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.08}{30 \times 35} = 0.004838 \quad \text{Según el RCDF si } L/h > 5 \Rightarrow \rho < 0.01$$

$$\text{Comparando } 0.004838 < 0.01 \Rightarrow V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 35 \times (0.2 + 30 \times 0.004838) \times \sqrt{200} = 4,100 \text{ kg}$$

$$S \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 30} = 45.44 \text{ cm} \quad S_{\max} = 0.5d = 0.5 \times 35 = 17.5 \text{ cm}$$

por lo tanto la separación será: $S = 20 \text{ cm}$

armado final de la trabe de liga es el que se muestra en la Figura 4.5

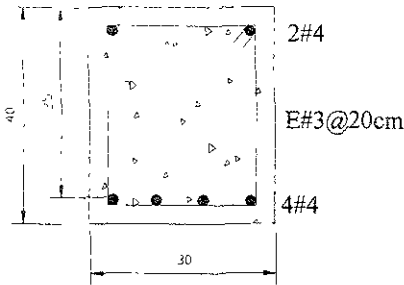


Figura 4.5 Sección de trabe de liga

Diseño de la placa base

El Reglamento del American Institute of Steel Construction (AISC) y las especificaciones del LRFD dan un procedimiento. El cual dice que para ángulos de lados iguales tipo L60608 de las columnas donde ambos lados son iguales, lo que vendría a ser d y bf , con una carga axial de 12.39 ton

el procedimiento para el diseño de placa base es el siguiente:

$$P_u = 12.39 \text{ ton} \times 1.40 = 17.346 \text{ ton}$$

Determinación del área requerida $A_t = \frac{12.39 \times 1.40}{1.7 \times 0.6 \times 250} = 68.02 \text{ cm}^2$

Determinación de M y N

$$N = \sqrt{A_t} + \Delta \quad \Delta = 0.5(0.95d - .8b_f) \text{ en este caso } d=12\text{cm} \text{ y } bf=6.0\text{cm}.$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{68.01}{12.0} = 5.67 \approx 6.0 \text{ cm}$$

- Determinación de m y n

$$m = \frac{[12 - (0.95 \times 12)]}{2} = 0.30 \text{ cm} \quad n = \frac{[6 - (0.80 \times 6)]}{2} = 0.60 \text{ cm}$$

$$5. - t_p = 0.6 \sqrt{\frac{2 \times 17346}{0.9 \times 2530 \times 12 \times 6}} = 0.28 \text{ cm}$$

- Determinación del área del pedestal o dado

$$A_2 = 4NB = 4 \times 12 \times 6 = 288 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{dado}} = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \ll A_{\text{dado}} \quad \text{Por lo tanto pasa.}$$

Diseño de las anclas

Determinación del área de las anclas

$$A_s = \frac{T}{0.75 \phi_T F_u} = \frac{17346}{0.75 \times 0.75 \times 4200} = 7.34 \text{ cm}^2 \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 7.34}{\pi}} = 3.06 \text{ cm}$$

Considerando el criterio de aspecto se proponen 6 anclas de $3/4" \phi$, en este caso el área nos da un límite mínimo de área.

Determinación del área proyectada en la superficie

$$A_{\text{psf}} = \frac{17,346}{(4 \times 0.75 \times \sqrt{250})} = 365.69 \text{ cm}^2$$

determinación de la longitud requerida

$$L = \sqrt{\frac{A_{p\phi}}{\pi}} = \sqrt{\frac{365.69}{3.14159}} = 10.79 \text{ cm}$$

Revisión de la separación de los tornillos

La distancia entre los centros de los agujeros estándar, sobredimensionados o alargados, para sujetadores, no será menor que tres veces el diámetro nominal del sujetador, ni menor que:

- A lo largo de una línea de fuerza transmitida, la distancia entre centros de agujeros no será menor que lo estipulado a continuación:

1. Agujeros estándar

donde:

P = fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica conectada, en kg.

$$\frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2}$$

F_u = Esfuerzo de tensión mínimo especificado de la parte crítica conectada, en kg/cm^2 .

t = espesor de la parte crítica conectada, cm.

IMCA, tomo I, sección 1.16 Remaches y Tornillos, párrafos 1.16.4 Separación mínima, 1.16.4.1 y 1.16.4.2)

1.16.4.1

$$Sep_{\min} \leq 3\phi = 3(1.60 \text{ cm}) = 4.80 \text{ cm}$$

1.16.4.2

$$\frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} = \frac{2 \times 1800}{0.75 \times 4200 \times 0.8} + \frac{1.60}{2} = 2.23 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación mínima será $4.80 \approx 5.0 \text{ cm}$

Distancia mínima al borde

La distancia desde el centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada, no será menor que el valor indicado en la Tabla 1.16.5.1, ni menor que

$$\frac{2P}{F_u t} = \frac{2 \times 1800}{0.75 \times 4200 \times 0.8} = 1.43 \text{ cm}$$

El valor que resulta de la Tabla 1.16.5.1

Distancia mínima al borde = 22 mm = 2.2 cm Por lo tanto rige valor de la Tabla.

Por lo tanto la distancia mínima al borde será 2.2 cm.

Diseño de la conexión de las columnas con la placa base (soldadura)

Diseño de la soldadura

Charganta = $t \text{ sen } 45^\circ$ $t = 8 \text{ mm}$.

$g = 8 \text{ sen } 45^\circ = 8 \times 0.7071 = 5.7 \approx 6 \text{ mm}$

Resistencia de la soldadura

$$E60XX = 60,000 \text{ lb/in}^2 = 4,222.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$E70XX = 70,000 \text{ lb/in}^2 = 4,925.91 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia para soldaduras normalmente se toma como el 30% del esfuerzo permisible

$$E60XX = 4,222.21 \times 0.30 = 1,267 \text{ kg/cm}^2$$

$$E70XX = 4,925.91 \times 0.30 = 1,478 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia = $R = 1,267 \times 0.60 = 760.20 \text{ kg/cm} - \text{lineal}$

rea de cortante

$$Av = (12.0)(0.80) = 9.60\text{cm}^2$$

$$\text{Si } Fv = 0.40fy = 0.40 \times 2530 = 1,012\text{kg/cm}^2$$

por lo tanto dicha área de cortante resiste = $0.40 \times 2530 \times 9.60 = 9,715.20\text{kg}$ Esto es, sólo poniendo un filete de soldadura de 12 cm como se indica en la Figura 4.2 éste resistirá un cortante actuante de 9,715 kg pero si se recurre al análisis estructural realizado, prácticamente no hay cortante en los nudos de la base (revisar el resultado que proporciona el STAAD-III), por lo tanto la soldadura que se va a aplicar también se debe colocar bajo el criterio del aspecto y entonces se recomienda aplicar el cordón de soldadura alrededor de los dos ángulos como se indica en el corte A - A de la Figura 4.6.

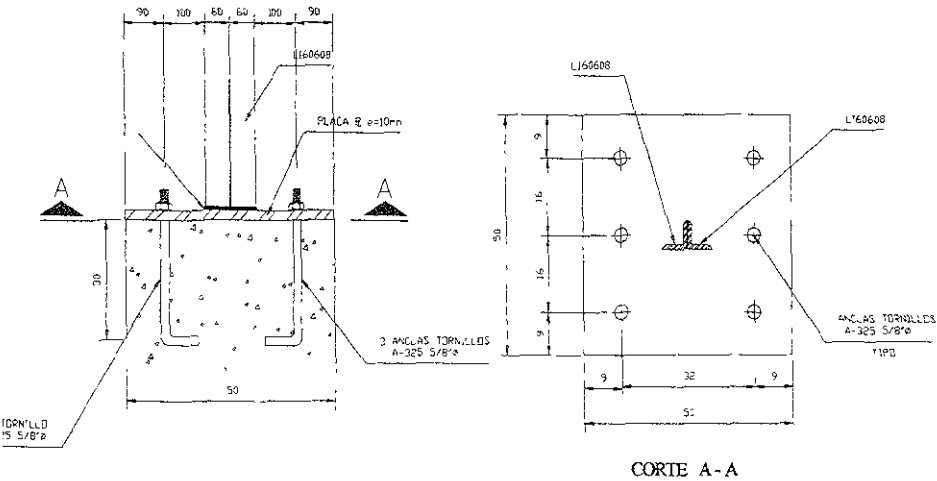


Fig. 4.6 detalle de dado, placa base y anclas

4.2 TANQUES CON TORRE DE CONCRETO

El análisis sísmico de tanques se puede realizar utilizando un modelo equivalente de masas virtuales adheridas similar al empleado para depósitos, con la diferencia de que se deben incluir tanto la masa como la flexibilidad de la estructura de soporte y se puede despreciar la interacción fluido - recipiente.

En la Figura 4.7 se muestra el modelo equivalente adoptado para representar el tanque y la estructura de soporte. La masa M_p expresa la suma de las masas del recipiente y la plataforma, por lo que en rigor su localización está dada por la posición del centro de gravedad de sus componentes; sin embargo, para fines prácticos se puede suponer concentrada en la base del recipiente, a la altura H_p . El resorte lineal K_p expresa la rigidez lateral de la plataforma supuesta con base rígida, la cual se define como la fuerza horizontal aplicada en su extremo superior necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de la fuerza; dicha rigidez se puede determinar con la Ecuación No. 1:

$$K_p = \frac{M_p}{\delta} \quad \text{Ecuación No. 1}$$

donde δ es el desplazamiento lateral en el extremo superior de la estructura de soporte, producido por una carga concentrada aplicada en la dirección del movimiento del terreno considerado, cuya magnitud es igual a $M_p g$.

En la Figura 4.7 se muestra un tanque elevado que se desplanta en terreno firme con velocidad de propagación $\beta_s=700$ m/s, por lo que según la carta de microzonificación sísmica el suelo pertenece al tipo I. La estructura se ubica, de acuerdo con la regionalización sísmica del país, en la zona sísmica B y pertenece, según su destino y estructuración, al grupo B y tipo 5, respectivamente. Como parte del análisis sísmico del tanque elevado se pide determinar la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte. Es importante señalar que los datos anteriores son dados según el Manual de Diseño de Obras Civiles (Sismo), para poder hacer el análisis sísmico de los tanques, pero en realidad para el diseño se usarán,

propriamente coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, puesto que el reglamento no dispone de un análisis detallado como el Manual de la CFE

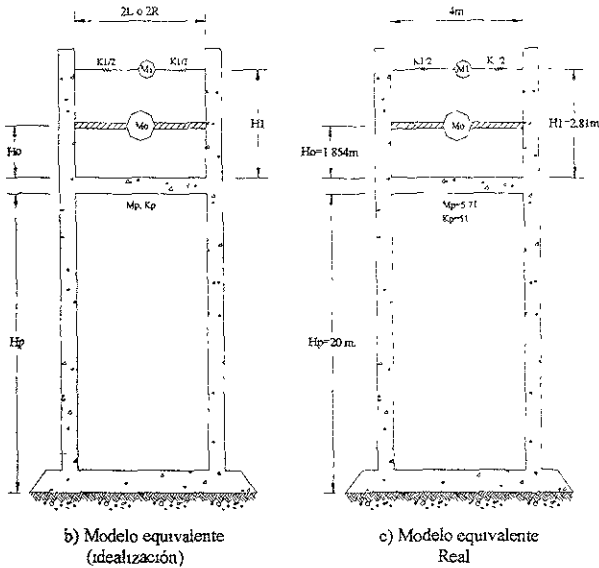


Fig. 4.7 Analogía de las masas virtuales adheridas para un tanque elevado

El recipiente y la estructura de soporte poseen las mismas características en las dos direcciones ortogonales en que se debe analizar la estructura, de manera que el análisis sísmico del tanque elevado se reduce solamente a una dirección. Así mismo, la velocidad de propagación del sitio se considera compatible con los niveles de deformación esperados durante temblores intensos, por lo que se desprecian los efectos no lineales del suelo.

1.1.2.1 Características principales del tanque elevado

El recipiente es de concreto reforzado con base de forma cuadrada; el tirante del líquido macenado es de $H = 3.50$ m y la dimensión del recipiente es de $2L = 4$ m. La estructura de

El soporte también es de concreto, es decir, será estructurado con cinco columnas de concreto de 20X30 cm de sección, con traveses de la misma sección, además de contraventeos con 20X20 cm de sección con muros de mampostería, o sea de tabique, la altura es de $H_p = 2.0\text{ m}$

Se supone que el tanque elevado será destinado al almacenamiento y distribución de agua cuyo peso volumétrico es de 1 ton/m^3 , por lo que la masa del fluido almacenado es igual a:

$$M = 4.0\text{ m} \times 4.0\text{ m} \times 3.50\text{ m} \times 1\text{ ton/m}^3 = 56\text{ ton} / 9.81\text{ m/s}^2 = 5.71\text{ t-s}^2/\text{m}$$

Por otra parte, los efectos de la interacción suelo - estructura en el periodo y amortiguamiento no se tendrán en cuenta puesto que se trata de terreno firme. Además, en tanques elevados se puede despreciar la interacción líquido - recipiente, lo que se justifica aún más en recipientes de concreto.

Masas impulsiva y convectiva del líquido

Para propósitos de análisis, el líquido almacenado se debe reemplazar por las masas impulsiva y convectiva, que colocadas a diferentes alturas sobre el fondo del recipiente y ligadas respectivamente de forma rígida y elástica a las paredes del recipiente. Tales parámetros se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$M_o = \frac{\tanh(1.7L/H)}{1.7L/H} M = \frac{\tanh(1.7 \times 2.0 / 3.50)}{1.7 \times 2.0 / 3.50} \times 5.71 = 4.405\text{ ton/m}$$

$$M_1 = \frac{0.83 \tanh(1.6H/L)}{1.6H/L} M = \frac{0.83 \tanh(1.6 \times 3.50 / 2.0)}{1.6 \times 3.50 / 2.0} \times 5.71 = 1.68\text{ ton/m}$$

$$H_o = 0.38H \left[1 + \left[\frac{M}{M_o} - 1 \right] \right] = 0.38 \times (3.50) \left[1 + 1.33 \left[\frac{5.71}{4.405} - 1 \right] \right] = 1.854\text{ m}$$

$$H_1 = H \left[1 - 0.33 \frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{H} \right)^2 + 0.63\beta \frac{L}{H} \left(0.28 \left(\frac{LM}{HM_1} \right)^2 - 1 \right)^{1/2} \right] =$$

$$H_1 = 3.50 \times [1 - 0.33 \times \frac{5.75}{1.68} \times (\frac{2.0}{3.50})^2 + 0.63 \times 2.0 \times (\frac{2.0}{3.50})] [0.28 \times (\frac{2.0 \times 5.71}{3.50 \times 1.68})^2 - 1]^{1/2} = 2.81 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{3gM_1^2 H}{ML^2} = \frac{3 \times 9.81 (1.68)^2 \times 3.50}{5.71 \times (2.0)^2} = 12.73 \text{ ton/m}$$

mo el interés es calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte se tomó $\beta = 1.33$ y $\beta = 2$, a fin de incluir el momento de volteo en el fondo del recipiente.

masa M_p expresa la suma de las masas del recipiente y la plataforma, por lo que en rigor su ubicación está dada por la posición del centro de gravedad de sus componentes; para fines prácticos se puede suponer concentrada en la base del recipiente, a la altura H_p .

resorte lineal K_p expresa la rigidez lateral de la plataforma supuesta con base rígida, la cual se define como la fuerza horizontal aplicada en su extremo superior necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de la fuerza, dicha rigidez se puede determinar con la ecuación:

$$K_p = \frac{M_p}{\delta}$$

Análisis de cargas

$$= 4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 4.0 \times 0.30 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 46.08 \text{ ton}$$

$$\text{base recipiente} = 16 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 11.52 \text{ ton}$$

$$\text{plataforma} = 16 \text{ m}^2 \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 5.76 \text{ ton}$$

$$\text{columnas} = 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 5 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 21.60 \text{ ton}$$

$$\text{trabes} = 5.66 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 16 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 19.60 \text{ ton}$$

$$\text{contraventeos} = 0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 3.78 \text{ m} \times 64 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 23.22 \text{ ton}$$

$$\text{abaque} = 20.0 \text{ m} \times 5.66 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2 \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 50.94 \text{ ton}$$

$$\text{vigas} = 4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 1.0 \text{ ton/m}^3 = 56.0 \text{ ton}$$

$$\text{TOTAL} = 234.72 \text{ ton}$$

$$K_p = \frac{M_p g}{\delta}$$

$$M_p = \frac{234.72}{9.81} = 23.93t - s^2/m \quad K_p = \frac{23.93}{0.3404} = 70.30 \text{ ton/m}$$

donde δ es el desplazamiento lateral en el extremo superior de la estructura de soporte, producido por una carga concentrada aplicada en la dirección del movimiento del terreno considerado, cuya magnitud es igual a $M_p g$.

$$F = M_p g \quad F = (23.93) \times (9.81) = 234.72 \text{ ton}$$

En la vez obtenida la fuerza $F = M_p g = 234.72 \text{ ton}$, para saber el desplazamiento δ de una forma rápida y práctica, se puede idealizar el sistema como se muestra en la Fig. 4.8.

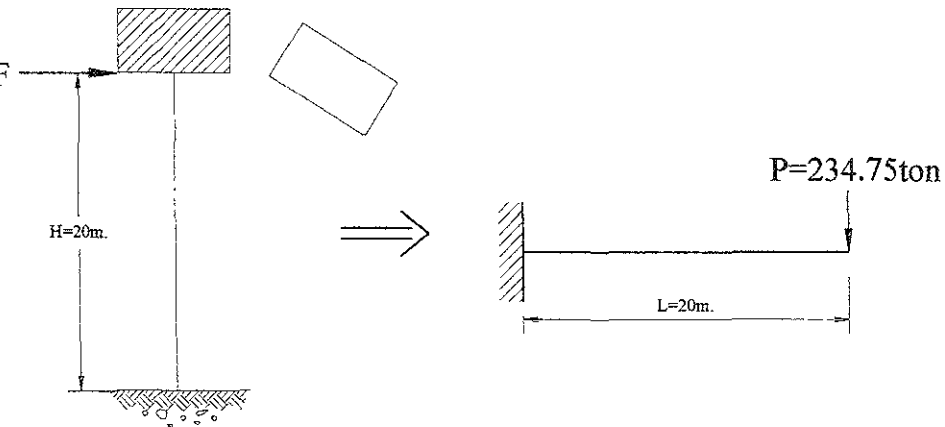


Fig. 4.8 Idealización de la estructura del tanque torre de concreto

En la Figura 4.8 donde la deflexión toma el papel del desplazamiento lateral para el sistema original en donde se conocen la carga concentrada P , la longitud L y el módulo de elasticidad E ; lo único que haría falta es obtener el momento de inercia de dicha sección transversal la cual es totalmente simétrica.

$$= \frac{PL^3}{3EI}$$

$$= \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \times (400)^3}{12} = 2,133,333,333 \text{ cm}^4$$

$$= \frac{357.57 \times (357.57)^3}{12} = 1,362,315,277 \text{ cm}^4$$

$$I = 2,133,333,333 - 1,362,315,277 = 77,018,056.4 \text{ cm}^4$$

$$= \frac{(234,753.3) \times (2000)^3}{3 \times 15100 \times \sqrt{250 \times 77,018,056.4}} = 34.04 \text{ cm}$$

Modos naturales de vibración del sistema

Los modos dominantes de vibración del tanque elevado se pueden determinar al resolver el problema de valores característicos $[K_s - W_n^2]Z_n = 0$, cuyas matrices de masa M_s y rigidez K_s se continúan a continuación:

$$M_s = \begin{pmatrix} M_o + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{pmatrix} \quad K_s = \begin{pmatrix} K_p + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{pmatrix}$$

$$M_s = \begin{pmatrix} 4.405 + 23.93 & 0 \\ 0 & 1.68 \end{pmatrix} \quad K_s = \begin{pmatrix} 70.30 + 12.73 & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 \end{pmatrix}$$

$$M_s = \begin{pmatrix} 28.34 & 0 \\ 0 & 1.68 \end{pmatrix} \text{ t-s}^2/\text{m} \quad K_s = \begin{pmatrix} 83.03 & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 \end{pmatrix} \text{ ton/m}$$

masas de inercia

modelo equivalente corresponde a un sistema con dos grados de libertad definidos por los desplazamientos laterales X_0 y X_1 de las masas $M_0 + M_p$ y M_1 , respectivamente. La solución de tal sistema resulta bastante simple, razón por la cual se empleará el método modal espectral a fin de lograr mayor precisión.

Las respuestas modales máximas se calcularán como se especifica en relación con las estructuras de edificios. Para ello, las frecuencias y los modos naturales de vibración del sistema, W_n y Z_n , se obtendrán al resolver el problema de valores característicos $[K_s - W_n^2 M_s] Z_n = 0$, en donde las matrices de masa y rigidez del sistema, M_s y K_s , están dadas por las anteriores expresiones.

Es necesario resolver $[K_s - W_n^2 M_s] Z_n = 0$

Para facilitar el cálculo de la anterior ecuación, se puede simplificar de la siguiente forma $= W^2$

Entonces $\Rightarrow [K_s - \lambda M_s] = 0$

$$K - \lambda M = \begin{bmatrix} 83.03 - 28.34 \lambda & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 - 1.68 \lambda \end{bmatrix}$$

$$\det = (83.03 - 28.34 \lambda)(12.73 - 1.68 \lambda) - (-12.73)(-12.73) = 0$$

$$\lambda^2 - 10.51 \lambda + 18.80 = 0$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{10.51 \pm \sqrt{(10.51)^2 - 4(18.80)}}{2} \quad \lambda_1 = 8.224 \quad \lambda_2 = 2.29$$

$$\lambda_1 = 8.224 \quad W_1 = \sqrt{8.224} \quad W_1 = 2.87 \quad T_1 = 2.19 \text{ seg}$$

$$\lambda_2 = 2.29 \quad W_2 = \sqrt{2.29} \quad W_2 = 1.51 \quad T_2 = 4.16 \text{ seg}$$

Modos naturales de vibración del sistema

Para $\lambda_1 = 8.224$

$$\begin{pmatrix} 83.03 - 28.34(8.224) & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 - 1.68(8.224) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Z_{11} \\ Z_{12} \end{pmatrix} = 0$$

$$50.0 Z_{11} - 12.73 Z_{12} = 0 \quad (1)$$

$$12.73 Z_{11} - 1.086 Z_{12} = 0 \quad (2)$$

Para $\lambda_2 = 2.29$

$$\begin{pmatrix} 83.03 - 28.34(2.29) & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 - 1.68(2.29) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Z_{21} \\ Z_{22} \end{pmatrix} = 0$$

$$8.13 Z_{21} - 12.73 Z_{22} = 0 \quad (1)$$

$$12.73 Z_{21} - 8.883 Z_{22} = 0 \quad (2)$$

$$\text{De (1) si } Z_{21} = 1.0 \Rightarrow Z_{22} = 1.424 \Rightarrow Z_2 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.424 \end{Bmatrix}$$

Respuestas modales máximas

Normalización de Z_1 con respecto a la masa M

$$Z_2 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -11.783 \end{Bmatrix} [1.00 \quad -11.783] \begin{pmatrix} 28.34 & 0 \\ 0 & 1.68 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -11.783 \end{Bmatrix}$$

$$\text{general } Z_j^T m Z_j = \sum_{i=1}^n Z_{ij}^2 M$$

$$MZ_j = (1.0)^2(28.34) + (-11.783)^2(1.68) = 261.59$$

$$\Phi_1 = \frac{1}{\sqrt{261.59}} x \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -11.783 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.062 \\ -0.73 \end{Bmatrix}$$

$$= C_j \frac{S_d}{W^2} \quad C_j = \sum_{i=1}^n \Phi_{y_i} m_i$$

$$= (0.062)(28.34) + (-0.73)(1.68) = 0.531$$

$$= 2.19 \text{ seg} \quad T > T_b = 0.60 \quad \therefore a = qc \quad q = \left(\frac{T_b}{T_1}\right)^r \quad q = \left(\frac{0.6}{2.19}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.5234$$

$$= 0.5234 \times 0.16 = 0.08375$$

$$= ag = 0.08375 \times 9.81 = 0.8216$$

$$= C_j \frac{S_d}{W^2} = 0.531 \times \frac{0.8216}{8.224} = 0.053$$

$$X_1 = \Phi S_d = 0.053 x \begin{Bmatrix} 0.062 \\ -0.73 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0033 \\ -0.039 \end{Bmatrix}$$

$$F_1 = KX_1 = \begin{Bmatrix} 83.03 & -12.73 \\ 12.73 & 12.73 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0033 \\ -0.039 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.77 \\ 0.45 \end{Bmatrix} = [\text{ton}]$$

Normalización de Z_2 con respecto a la masa M

$$Z_2 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.424 \end{Bmatrix} [1.00 \quad 1.424] \begin{bmatrix} 28.34 & 0 \\ 0 & 1.68 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.424 \end{Bmatrix}$$

general $Z_j^T m Z_j = \sum_{i=1}^n Z_{ij}^2 M_i$

$$Z_2^T M Z_2 = (1.00)^2 (28.34) + (1.424)^2 (1.68) = 31.75$$

$$\Phi_2 = \frac{1}{\sqrt{31.75}} x \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.424 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.1775 \\ 0.253 \end{Bmatrix}$$

$$C_j = C_j \frac{S_a}{W^2} \quad C_j = \sum_{i=1}^n \Phi_{ij} m_i$$

$$C_2 = (0.1775)(28.34) + (0.253)(1.68) = 5.4554$$

$$T_2 = 4.16 \text{ seg.} \quad T_2 > T_b = 0.6 \quad \therefore a = qc \quad q = \left(\frac{T_b}{T_2}\right)^r \quad q = \left(\frac{0.6}{4.16}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.38$$

$$c = 0.38 \times 0.16 = 0.061$$

$$a = ag = 0.061 \times 9.81 = 0.5961$$

$$C_2 = C_j \frac{S_a}{W^2} = 5.4554 \times \frac{0.5961}{2.29} = 1.42$$

$$X_2 = \Phi S_d = 1.42 x \begin{Bmatrix} 0.17 \\ 0.25 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.252 \\ 0.36 \end{Bmatrix} \text{ [m]}$$

$$F_2 = KX_2 = \begin{bmatrix} 83.03 & -12.73 \\ -12.73 & 12.73 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.252 \\ 0.36 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 16.34 \\ 1.38 \end{Bmatrix} \text{ [ton]}$$

Fuerza cortante y momento de volteo basales

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura de soporte asociadas a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando las fuerzas de inercia del modo correspondiente. De esta forma se tiene que:

$$V_1 = 0.77 + 0.45 = 1.22 \text{ ton}$$

$$V_2 = 16.34 + 1.38 = 17.72 \text{ ton}$$

Los momentos de volteo en la base de la estructura de soporte asociados a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando los momentos flexionantes originados por las fuerzas de inercia del modo correspondiente. De esta forma se tiene que:

$$M_1 = 0.77x \frac{23.93}{28.34} x 20 + 0.77x \frac{4.405}{28.34} x (20 + 1.854) + 0.45x(20 + 2.81) = 25.884 \text{ ton} - m$$

$$M_2 = 16.34x \frac{23.93}{28.34} x 20 + 16.34x \frac{4.405}{28.34} x (20 + 1.854) + 1.38x(20 + 2.81) = 362.93 \text{ ton} - m$$

Cabe recordar que las fuerzas de inercia $F_{11} = 0.77 \text{ ton}$ y $F_{21} = 16.34 \text{ ton}$ se deben tanto a la masa impulsiva como a la masa de la plataforma, razón por la cual se tuvieron que distribuir proporcionalmente a cada una de éstas masas a fin de calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte

Para estimar la fuerza cortante y el momento de volteo basales debidos a la combinación de los modos naturales de vibración del sistema se recurre al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. De ésta forma se tiene que la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte resulta ser:

$$V_0 = \sqrt{(1.22)^2 + (17.72)^2} = 17.76 \text{ ton}$$

$$M_0 = \sqrt{(25.884)^2 + (362.93)^2} = 363.85 \text{ ton} - m$$

Diseño de la cimentación

Para corroborar resultados, se efectuará un análisis sísmico estático, que es otra forma de inferir el tipo de cálculo (Ver Figuras 4.9 a 4.12).

Constantes de diseño

$$= 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$= 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$= 0.85 f'_c = 0.85 \times 200 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 170 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

$$= 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 \times 5 = 21.60 \text{ ton}$$

o propio de traves

$$= 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 5.66 \text{ m} \times 16 \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 19.60 \text{ ton}$$

o propio de contraventeos

$$= 0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 3.78 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 \times 64 = 23.22 \text{ ton}$$

o de losa de fondo y tapa

$$= 4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 11.52 \text{ ton}$$

$$= 4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 5.76 \text{ ton}$$

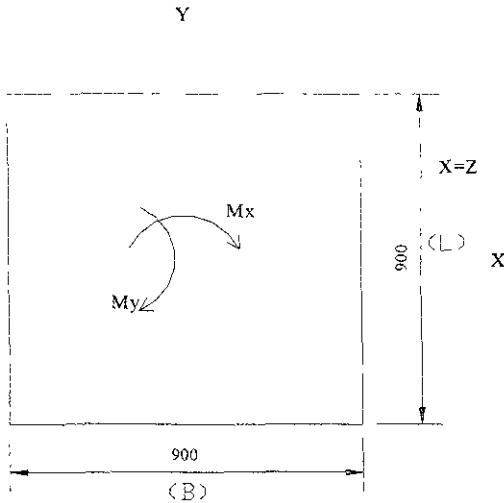


Fig. 4.9 Planta de la sección de la zapata y los momentos que ejercen sobre ella

Peso propio de los muros

$$W = 4.0m \times 4.0m \times 4 \times 0.30m \times 2.4 \text{ton} / m^3 = 46.10 \text{ton}$$

Peso propio de las zapatas

$$W = 9.0m \times 9.0m \times 1.50m \times 2.40 \text{ton} / m^3 = 291.60 \text{ton}$$

Peso del terreno sobre la zapata

$$W = (9.0m \times 9.0m \times 0.50m - 4.0m \times 4.0m \times 0.50m) \times 1.50 \text{ton} / m^3 = 48.75 \text{ton}$$

Peso del agua

$$W = 4.0m \times 4.0m \times 3.50m \times 1.0 \text{ton} / m^3 = 56.0 \text{ton}$$

Peso de los muros de tabique

$$W = 20.0m \times 5.66m \times 0.15m \times 1.50 \text{ton} / m^3 \times 2 = 50.94 \text{ton}$$

Q admisible = 35 ton/m² (Resistencia del suelo)

Para efectos del análisis sísmico

$$W_{total} = 234.74 \text{ton}$$

Estado X - X

$$C_s = 0.16$$

$$h = 20m \quad h = \frac{H}{3} = \frac{20}{3} = 6.67m$$

$$F_x = 0.16 \times 234.74 \text{ ton} = 37.56 \text{ ton}$$

$$M_x = 6.67m \times 37.56 \text{ ton} = 250.51 \text{ ton} \cdot m$$

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{250.51 \text{ ton} \cdot m}{234.74 \text{ ton}} = 1.067m$$

Estado Z - Z

$$F_y = 0.30 \times 37.56 \text{ ton} = 11.27 \text{ ton}$$

$$M_y = 6.67m \times 11.27 \text{ ton} = 75.16 \text{ ton} \cdot m$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{75.16 \text{ ton} \cdot m}{234.74 \text{ ton}} = 0.32m$$

$$B' = B - 2e_x = 9.0 - 2 \times 1.067 = 6.87m$$

$$L' = L - 2e_y = 9.0 - 2 \times 0.32 = 8.36m$$

$$q = \frac{P}{(B')(L')} = \frac{234.74 \text{ ton}}{(6.87m)(8.36m)} = 4.09 \text{ ton} / m^2$$

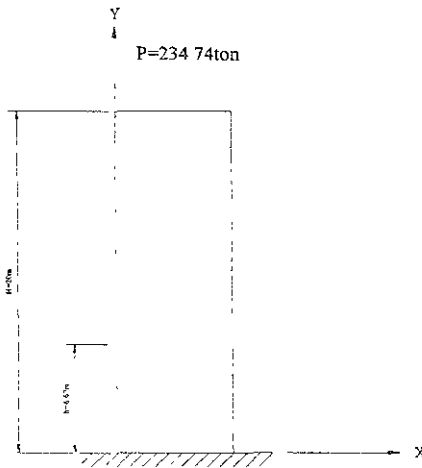


Fig. 4.10 Idealización del tanque con su peso total y la altura de aplicación de la fuerza en el sentido X - X

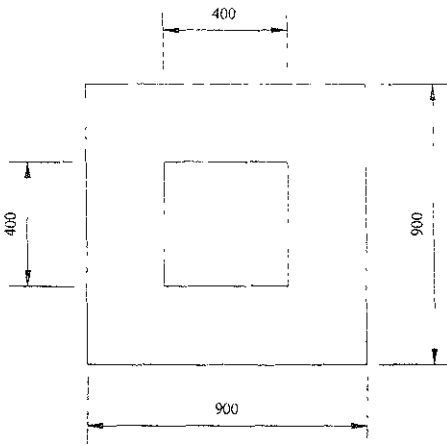


Fig. 4.11 Vista en planta del tanque

como $\tau_{adm} > \tau_{act} \Rightarrow$ Cumple.

$$R_A = R_B = V = \frac{1}{4}(Wx2) = \frac{1}{4}(4.09 \times 9.0 \times 2) = 18.41 \text{ ton}$$

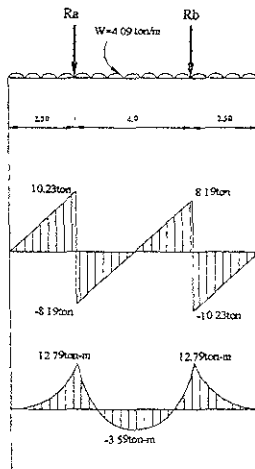


Fig. 4.12 Diagramas de elementos mecánicos

$$M_u^+ = 17.91 \text{ ton} - m$$

$$-0.5q) = \frac{17.91 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times (145)^2 \times 170} = 0.0055676$$

$$-q^2 = 0.0055676$$

$$-2q + 0.0055676 = 0 \quad q_{1,2} = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.0055676)}}{2} \quad q = 0.00279$$

$$= q \frac{f_c'}{f_y} = 0.00279 \times \frac{170}{4200} = 0.0001128 \quad A_s = 0.0001128 \times 100 \times 145 = 1.64 \text{ cm}^2$$

visión del acero

visión del acero mínimo

acero mínimo por flexión

$$s_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 145 = 38.21 \text{ cm}^2$$

acero mínimo por temperatura

$$= \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 150}{4200 \times (150 + 100)} = 0.00857 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$= 0.00857 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 0.86 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

visión del acero máximo

$$= \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c'}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$P_{\text{máx}} = 0.75P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$As_{\text{máx}} = 0.014286 \times 100 \times 145 = 207.14 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto como el $As_{\text{calc}} < As_{\text{mín}}$ por flexión $< As_{\text{máx}} \Rightarrow$ se diseña con el $As_{\text{mín}}$ por flexión.

$$As_{\text{mín}} = 38.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Var\#8@15cm}} \Rightarrow As_{\text{real}} = 40.56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$M_R = FRf_c'bd^2q(1-0.5q)$$

$$As = 40.56 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{Var\#8@15cm}}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{40.56}{100 \times 145} = 0.002797 \quad q = \rho \frac{f_y}{f_c'} = 0.002797 \times \frac{4200}{170} = 0.06911$$

$$M_R = 100 \times (145)^2 \times 170 \times 0.06911(1 - 0.5 \times 0.06911) = 23850000 = 238.50 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto como $M_u \ll M_R \Rightarrow$ Cumple

$$\text{Para } M_u^- = 5.026 \text{ ton-m}$$

$$M_R = FRf_c'bd^2q(1-0.5q) \quad q = (1-0.5q) = \frac{M_u}{FRbd^2f_c'}$$

$$q(1-0.5q) = \frac{5.026 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times (145)^2 \times 170} = 0.00156 \quad q - 0.5q^2 = 0.00156$$

$$q^2 - 2q + 0.00156 = 0 \quad q_{1,2} = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.00156)}}{2} \quad q = 0.000782$$

$$\rho = q \frac{f_c'}{f_y} = 0.000782 \times \frac{170}{4200} = 0.0000316 \quad A_s = \rho b d = 0.0000316 \times 100 \times 145 = 0.46 \text{ cm}^2$$

Revisión del Acero

Revisión del acero mínimo

Acero mínimo por flexión

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 145 = 38.21 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por temperatura

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 150}{4200 \times (150 + 100)} = 0.00857 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$A_s = 0.00857 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 0.86 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

Revisión del acero máximo

$$\rho_b = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c'}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s, \text{ax}} = 0.014286 \times 100 \times 145 = 207.14 \text{ cm}^2$$

lo tanto como $A_{s, \text{calc}} < A_{s, \text{min}} \Rightarrow$ se diseña con el $A_{s, \text{min flex}} = 38.21 \text{ cm}^2$

$$A_{s, \text{cal}} = 40.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Var\#8@15cm}}$$

Revisión de la resistencia

$$M_u = FRf_c' b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$M_u = 40.56 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{Var\#8@15cm}}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{40.56}{100 \times 145} = 0.002797 \quad q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.002797 \times \frac{4200}{170} = 0.06911$$

$$M_u = 100 \times (145)^2 \times 170 \times 0.06911 (1 - 0.5 \times 0.06911) = 23850000 = 238.5 \text{ ton} - m$$

lo tanto como $M_u \ll M_R \Rightarrow$ Cumple

Revisión por volteo de la cimentación del tanque

$$W_{\text{total del tanque}} = 234.74 \text{ ton}$$

$$F_1 = 37.56 \text{ ton} \quad h_1 = 22.0 \text{ m}$$

$$F_2 = 18.45 \text{ ton} \quad h_2 = 10.0 \text{ m}$$

Revisión por volteo

momento actuante de las fuerzas con respecto al punto A

$$M_A = F_1 h_1 + F_2 h_2 = 37.56 \times 22.0 + 18.45 \times 10.0 = 1,010.82 \text{ ton} - m$$

mento de las fuerzas verticales que se oponen al volteo

$$= (W_1 + W_2 + W_3) \frac{B}{2} = (63\,38 + 115\,36 + 340\,35) \times \frac{9\,0}{2} = 2,335.91 \text{ ton} - m$$

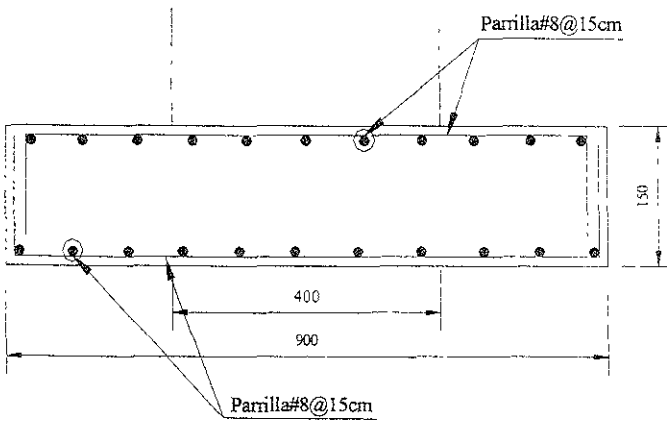
El cálculo del momento que se opone al volteo se ha considerado el tanque vacío, por ser ésta condición más desfavorable.

$$F_s = \frac{M_R}{M_A} = \frac{2,335.91}{1,010.82} = 2.31 > 1.5 \quad (\text{Mínimo por reglamento})$$

lo tanto se acepta

Las páginas siguientes se incluyen los resultados de la aplicación del programa STAAD - III,

la obtención de los elementos mecánicos máximos.



CIMENTACIÓN DEL TANQUE.

Fig. 4.13 Armado final de la zapata de cimentación para el tanque elevado de concreto

```

*****
*
*          S T A D - III
*        Revision 21.1W
*        Proprietary Program of
*        RESEARCH ENGINEERS, Inc
*        Date=   JUL 19, 2000
*        Time=   12:58:59
*
*
*        USER ID: MAURICIO VALENZUELA LOPEZ/TEISIS
*****

```

1. STAAD SPACE DIS*O DE TANQUE ELEVADO DE CONCRETO
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES

5.	1	0.000	0.000	0.000
6.	2	2.000	0.000	2.000
7.	3	4.000	0.000	4.000
8.	4	0.000	2.500	0.000
9.	5	2.000	2.500	2.000
10.	6	4.000	2.500	4.000
11.	7	0.000	5.000	0.000
12.	8	2.000	5.000	2.000
13.	9	4.000	5.000	4.000
14.	10	0.000	7.500	0.000
15.	11	2.000	7.500	2.000
16.	12	4.000	7.500	4.000
17.	13	0.000	10.000	0.000
18.	14	2.000	10.000	2.000
19.	15	4.000	10.000	4.000
20.	16	0.000	12.500	0.000
21.	17	2.000	12.500	2.000
22.	18	4.000	12.500	4.000
23.	19	0.000	15.000	0.000
24.	20	2.000	15.000	2.000
25.	21	4.000	15.000	4.000
26.	22	0.000	17.500	0.000
27.	23	2.000	17.500	2.000
28.	24	4.000	17.500	4.000
29.	25	0.000	20.000	0.000
30.	26	2.000	20.000	2.000
31.	27	4.000	20.000	4.000
32.	28	4.000	0.000	0.000
33.	29	4.000	2.500	0.000
34.	30	4.000	5.000	0.000
35.	31	1.000	7.500	0.000
36.	32	4.000	10.000	0.000
37.	33	4.000	12.500	0.000
38.	34	4.000	15.000	0.000
39.	35	1.000	17.500	-0.000
40.	36	4.000	20.000	0.000
41.	37	0.000	0.000	4.000
42.	38	0.000	2.500	4.000
43.	39	0.000	5.000	4.000
44.	40	0.000	7.500	4.000
45.	41	0.000	10.000	4.000
46.	42	0.000	12.500	4.000
47.	43	0.000	15.000	4.000
48.	44	0.000	17.500	4.000
49.	45	0.000	20.000	4.000

50.	16	0.000	24.000	4.000
51.	47	4.000	24.000	4.000
52.	48	4.000	24.000	0.000
53.	49	0.000	24.000	0.000
MEMBER INCIDENCES				
56.	1	1	4	
57.	2	2	5	
58.	3	3	6	
59.	4	4	7	
60.	5	5	8	
61.	6	6	9	
62.	7	7	10	
63.	8	8	11	
64.	9	9	12	
65.	10	10	13	
66.	11	11	14	
67.	12	12	15	
68.	13	13	16	
69.	14	14	17	
70.	15	15	18	
71.	16	16	19	
72.	17	17	20	
73.	18	18	21	
74.	19	19	22	
75.	20	20	23	
76.	21	21	24	
77.	22	22	25	
78.	23	23	26	
79.	24	24	27	
80.	25	4	5	
81.	26	5	6	
82.	27	7	8	
83.	28	8	9	
84.	29	10	11	
85.	30	11	12	
86.	31	13	14	
87.	32	14	15	
88.	33	16	17	
89.	34	17	18	
90.	35	19	20	
91.	36	20	21	
92.	37	22	23	
93.	38	23	24	
94.	39	25	26	
95.	40	26	27	
96.	41	28	29	
97.	42	29	30	
98.	43	30	31	
99.	44	31	32	
100.	45	32	33	
101.	46	33	34	
102.	47	31	35	
103.	48	36	36	
104.	49	37	38	
105.	50	38	39	
106.	51	39	40	
107.	52	40	41	
108.	53	41	42	
109.	54	42	43	
110.	55	43	44	

111.	56	44	45
112.	57	5	29
113.	58	9	38
114.	59	8	30
115.	60	8	39
116.	61	11	31
117.	62	11	40
118.	63	14	37
119.	64	14	41
120.	65	17	33
121.	66	17	42
122.	67	20	34
123.	68	20	43
124.	69	23	35
125.	70	23	44
126.	71	26	36
127.	72	26	45
128.	73	28	36
129.	74	29	45
130.	75	45	27
131.	76	36	27
132.	77	1	5
133.	78	2	6
134.	79	4	8
135.	80	5	9
136.	81	7	11
137.	82	8	12
138.	83	10	14
139.	84	11	15
140.	85	13	17
141.	86	14	18
142.	87	16	20
143.	88	17	21
144.	89	19	23
145.	90	20	24
146.	91	22	26
147.	92	23	27
148.	93	37	5
149.	94	2	29
150.	95	38	8
151.	96	39	9
152.	97	39	11
153.	98	6	31
154.	99	40	14
155.	100	11	32
156.	101	41	17
157.	102	14	33
158.	103	42	20
159.	104	17	34
160.	105	43	23
161.	106	20	35
162.	107	41	26
163.	108	23	36
164.	109	2	4
165.	110	3	5
166.	111	5	7
167.	112	6	8
168.	113	8	10
169.	114	9	11
170.	115	11	13

171.	116	17	14
172.	117	14	16
173.	118	15	17
174.	119	17	19
175.	120	18	20
176.	121	20	22
177.	122	21	23
178.	123	23	25
179.	124	24	26
180.	125	2	38
181.	126	28	5
182.	127	5	39
183.	128	29	8
184.	129	8	40
185.	130	30	11
186.	131	11	41
187.	132	31	14
188.	133	14	42
189.	134	32	17
190.	135	17	43
191.	136	33	20
192.	137	20	44
193.	138	34	23
194.	139	23	45
195.	140	35	26
197.	ELEMENT INCIDENCES		
198.	141	25	45
199.	142	45	27
200.	143	27	36
201.	144	36	25
202.	145	25	45
203.	146	49	46
205.	*INICIAN COLUMNAS		
207.	*INICIAN TRABES PARALELAS AL EJE "Z"		
209.	*INICIAN TRABES PARALELAS AL EJE "Y"		
211.	MEMBER PROPERTY AMERICAN		
217.	1	TO 24	41
213.	25	TO 40	37
214.	77	TO 140	PRI VD 0.3 LD 0.3
216.	ELEMENT PROPERTIES		
217.	141	TO 145	THICKNESS 0.30
218.	146	THICKNESS 0.15	
220.	CONSTANT		
221.	B CONCRETE ALL		
222.	DENSITY CONCRETE ALL		
223.	POISSON CONCRETE ALL		
225.	SUPPORT		
226.	1	TO 3	20
227.	SLAVE RIGID MASTER	26	JOINT 4
229.	LOAD 1	CARGA MUERTA	
230.	SELFWEIGHT Y -1.		
231.	FLOOR LOAD		
232.	VR	ZD 70.	FLOOD -0.5
233.	JOINT LOAD		
234.	25	27	36
236.	LOAD 2	CARGA VIVA MÁXIMA	
237.	JOINT LOAD		
238.	25	27	36
239.	26	FY -21.	
241.	LOAD 3 CARGA VIVA INSTANTANEA		

242 FLOOR LOAD
 243 YR 2 5 7 5 FLOAD -0 1
 244 YR 5 5 FLOAD -0 1
 245 YR 7 5 7 5 FLOAD -0 1
 246 YR 10. 10. FLOAD -0 1
 247 YR 12.5 12.5 FLOAD -0 1
 248 YR 15 15 FLOAD -0 1
 249 YR 17 5 17 5 FLOAD -0,1
 250 YR 20 20 FLOAD -0 1
 252 LOAD 4 ANALISIS SISMICO DIRECCION "X"
 253 SELFWEIGHT X 1
 254 SELFWEIGHT Z 0 3
 255 JOINT LOAD
 256 26 FZ 21.2
 257 26 FX 21.2
 259 LOAD 5 ANALISIS SISMICO DIRECCION "Z"
 260 SELFWEIGHT X 0 3
 261 SELFWEIGHT Z 1.
 262 JOINT LOAD
 263 26 FZ 21.2
 264 26 FX 21.2
 266 * SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION "X" SENTIDO NEGATIVO
 267 LOAD 6 ANALISIS SISMICO DIRECCION "X"
 268 SELFWEIGHT X 1
 269 SELFWEIGHT Z 0.3
 270 JOINT LOAD
 271 26 FZ -21.2
 272 26 FX -21.2
 274 *SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION "Z" SENTIDO NEGATIVO
 275 LOAD 7 ANALISIS SISMICO DIRECCION "Z"
 276 SELFWEIGHT X 0 3
 277 SELFWEIGHT Z 1.
 278 JOINT LOAD
 279 26 FZ -21.2
 280 26 FX -21.2
 282 LOAD COMB 8 C.M + C.V.
 283 1 1 5 2 1.5
 284 LOAD COMB 9 C.M + C.V.INST + SISMO Y (IZQ - DFR)
 285 1 1.1 3 1 4 1.1
 286 LOAD COMB 10 C.M. + C.V.INST + SISMO X (DPR - IZQ)
 287 1 1.1 3 1.1 6 1.1
 288 LOAD COMB 11 C.M. + C.V.INST + SISMO Y (ABAJO - ARRIBA)
 289 1 1.1 3 1.1 5 1.1
 290 LOAD COMB 12 C.M. + C.V.INST + SISMO Y (ARRIBA - ABAJO)
 291 1 1.1 3 1.1 7 1.1
 292 DRAW ISOM
 294 PERFORM ANALYSIS

P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 49/ 146/ 5
 ORIGINAL/FINAL RAND-WIDTH = 36/ 11
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES = /, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 264
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 19006 DOUBLE PREC WORDS
 REQD/AVAIL DISK SPACE = 12 39/ 1997.8 MB, ENMEM = 31 5 MB

** Processing Element Stiffness Matrix. 12:58:59
 ** Processing Global Stiffness Matrix. 12:58:59
 ** Processing Triangular Factorization. 12:58:59
 ** Calculating Joint Displacements. 12:58:59
 ** Calculating Member Forces 12:59. 0

295 LOAD LIST 8 TO 12
 296 PRINT SUPPORT REACTIONS

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METC STRUCTURE 11F1 + SPACF

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE Y	FORCE-P-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	8	8.46	93.29	8.45	-0.15	0.03	2.14
	9	-46.64	435.00	-44.66	-7.77	-0.17	5.29
	10	-24.71	-203.91	-22.68	-0.76	-0.17	1.82
	11	-44.40	-435.04	-46.00	-5.58	0.14	2.07
2	17	-22.48	-203.07	-21.90	-4.00	0.10	0.50
	8	-0.02	125.95	0.02	6.00	0.00	0.00
	9	-16.84	77.31	-5.27	-2.96	-0.03	7.38
	10	-15.79	77.31	-4.31	-0.88	-0.03	5.30
3	11	-5.43	77.31	-16.48	-7.44	-0.03	7.91
	12	-4.38	77.31	-15.52	-5.30	-0.03	0.86
	8	-8.46	93.29	-8.45	0.15	0.00	-0.14
	9	-57.11	549.51	-54.90	-1.93	0.10	5.23
28	10	-35.19	310.34	-32.93	-0.42	0.10	3.76
	11	-54.88	549.46	-57.12	-5.24	-0.18	2.01
	12	-32.95	119.29	-35.15	-3.77	-0.18	0.53
	8	-8.45	93.06	8.44	-0.15	0.00	-0.14
37	9	-29.06	259.92	-24.22	-2.26	-0.38	5.15
	10	-20.19	259.90	-25.08	-0.72	-0.26	3.65
	11	13.79	-145.73	-18.75	-5.48	-2.36	2.01
	12	14.66	-145.75	-17.89	-3.94	-0.16	0.91
37	8	8.47	93.53	-8.46	0.15	0.00	0.14
	9	-18.80	-145.50	13.75	-2.19	0.36	5.18
	10	-17.93	-145.48	14.62	-0.65	0.17	3.87
	11	24.06	260.17	-29.22	-5.42	0.36	2.34
37	12	24.93	260.19	-28.35	-3.89	0.25	0.91

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

297 PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 5 TO 45

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS)		STRUCTURE TYPE = SPACE					
JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
5	8	-0.0001	-0.1028	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
	9	0.5228	-0.0630	0.2129	0.0008	0.0000	-0.0020
	10	0.3624	-0.0630	0.0525	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.7129	-0.0630	0.5215	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.0525	-0.0630	0.3514	0.0013	0.0000	-0.0002
6	8	-0.0003	-0.1028	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
	9	0.5259	-0.6045	0.2096	0.0008	0.0000	-0.0021
	10	0.3654	-0.3477	0.0496	0.0002	0.0000	-0.0014
	11	0.2199	-0.6045	0.5148	0.0019	0.0000	-0.0009
	12	0.0594	-0.3477	0.3548	0.0013	0.0000	-0.0002
7	8	-0.0007	-0.1030	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
	9	0.5297	0.4794	0.4171	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	0.6755	0.2221	0.0960	0.0007	0.0000	-0.0013
	11	0.4052	0.4794	1.0066	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.0850	0.2221	0.6856	0.0013	0.0000	-0.0002
8	8	-0.0003	-0.1030	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.0011	-0.0631	0.4125	0.0008	0.0000	-0.0013
	10	0.6739	-0.0631	0.0916	0.0002	0.0000	-0.0002
	11	0.4126	-0.0631	1.0001	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.0914	-0.0631	0.6793	0.0013	0.0000	-0.0002
9	8	-0.0003	-0.1030	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.0073	-0.6056	0.4062	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	0.6861	-0.3483	0.0855	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.4170	-0.6056	0.9959	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.0958	-0.3483	0.6749	0.0013	0.0000	-0.0002
10	8	-0.0004	-0.1032	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.4760	0.4800	0.6171	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	0.5936	0.2223	0.1350	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.6053	0.4800	1.4870	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1229	0.2224	1.0049	0.0013	0.0000	-0.0002
11	8	-0.0004	-0.1033	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.4802	-0.0632	0.6128	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	0.9978	-0.0632	0.1308	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.6127	-0.0632	1.4195	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1303	-0.0632	0.9975	0.0013	0.0000	-0.0002
12	8	-0.0005	-0.1032	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.4873	-0.6065	0.6058	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.0050	-0.3488	0.1237	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.6169	-0.6065	1.4754	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1346	-0.3488	0.9933	0.0013	0.0000	-0.0001
13	8	-0.0005	-0.1034	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.5554	0.4805	0.8178	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.3117	0.2225	0.1744	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.8053	0.4806	1.9572	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1616	0.2276	1.3238	0.0013	0.0000	-0.0002
14	8	-0.0006	-0.1035	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.9598	-0.0634	0.8133	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.3162	-0.0634	0.1700	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.8129	-0.0633	1.9595	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1693	-0.0633	1.3162	0.0013	0.0000	-0.0002
15	8	-0.0007	-0.1034	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.9671	-0.6072	0.8062	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.3734	-0.3492	0.1628	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	0.8175	-0.6072	1.9551	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.1738	-0.3492	1.3117	0.0013	0.0000	-0.0001

16	8	-0.0006	-0.1036	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.4355	0.4809	1.0186	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.6703	0.2226	0.2137	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.0058	0.4809	2.4476	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2006	0.2227	1.6426	0.0013	0.0000	-0.0002
17	8	-0.0008	-0.1036	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.4399	-0.0635	1.0141	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.6348	-0.0635	0.2092	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.0134	-0.0635	2.4399	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2082	-0.0635	1.6350	0.0013	0.0000	-0.0002
18	8	-0.0010	-0.1036	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.4470	-0.6078	1.0071	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.6419	-0.3496	0.2022	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.0181	-0.6078	2.4353	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2129	-0.3496	1.6304	0.0013	0.0000	-0.0001
19	8	-0.0006	-0.1038	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.9159	0.4811	1.2194	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.9491	0.2227	0.2529	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.2066	0.4812	2.9281	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2398	0.2227	1.9515	0.0013	0.0000	-0.0002
20	8	-0.0009	-0.1038	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.9203	0.0636	1.2150	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.9535	0.0636	0.2485	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.2141	-0.0636	2.9206	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2473	-0.0636	1.9541	0.0013	0.0000	-0.0002
21	8	-0.0012	-0.1038	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000
	9	2.9272	-0.6083	1.2082	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	1.9604	-0.3498	0.2417	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.2188	-0.6083	2.9160	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2520	-0.3498	1.9495	0.0013	0.0000	-0.0001
22	8	-0.0006	-0.1040	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000
	9	3.3965	0.4812	1.4205	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	2.2680	0.2227	0.2922	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.4078	0.4813	3.4085	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2793	0.2228	2.2803	0.0013	0.0000	-0.0002
23	8	-0.0011	-0.1040	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000
	9	3.4009	-0.0637	1.4160	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	2.2724	-0.0637	0.2878	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.4148	-0.0636	3.4015	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.2863	-0.0636	2.2733	0.0013	0.0000	-0.0002
24	8	-0.0014	-0.1040	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
9	3.4075	-0.6086	1.4095	0.0008	0.0000	0.0000	-0.0019
10	2.2789	-0.3501	0.2813	0.0001	0.0000	0.0000	-0.0013
11	1.4197	-0.6086	3.3966	0.0019	0.0000	0.0000	-0.0008
12	0.2912	-0.3501	2.2684	0.0013	0.0000	0.0000	-0.0002
25	8	-0.0011	-0.1042	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000
	9	3.8760	0.4812	1.6228	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	2.5857	0.2226	0.3327	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.6093	0.4813	3.8888	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.3191	0.2227	2.5968	0.0013	0.0000	-0.0002
26	8	-0.0012	-0.1040	0.0012	0.0000	0.0000	0.0000
	9	3.8817	-0.0637	1.6170	0.0008	0.0000	-0.0019
	10	2.5914	-0.0637	0.3279	0.0002	0.0000	-0.0013
	11	1.6156	-0.0636	3.8826	0.0019	0.0000	-0.0008
	12	0.3253	-0.0636	2.5925	0.0013	0.0000	-0.0001

27	8	-0.0012	-0.1047	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	9	1.8676	-0.6088	1.6112	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	2.5973	-0.3503	0.3212	0.0001	0.0000	-0.0013		
	11	1.6218	-0.6088	3.8764	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.3316	-0.3503	2.5864	0.0013	0.0000	-0.0001		
28	8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
29	8	-0.0003	-0.1076	-0.0002	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	0.5127	-0.2652	0.2022	0.0008	0.0000	-0.0021		
	10	0.3555	-0.2852	0.0454	0.0002	0.0000	-0.0014		
	11	0.2026	0.1597	0.5111	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.0454	0.1597	0.3543	0.0013	0.0000	-0.0002		
30	8	0.0000	-0.1028	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	0.5973	-0.2857	0.4085	0.0008	0.0000	-0.0013		
	10	0.6765	-0.2857	0.0881	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.4087	0.1600	0.9962	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.0880	0.1599	0.6758	0.0013	0.0000	-0.0001		
31	8	-0.0004	-0.1030	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.4774	-0.2861	0.6099	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	0.9949	-0.2861	0.1277	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.6097	0.1601	1.4766	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.1272	0.1601	0.9945	0.0013	0.0000	-0.0001		
32	8	-0.0005	-0.1032	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.9568	-0.2865	0.8102	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.3130	-0.2865	0.1667	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.8037	0.1603	1.9563	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.1659	0.1603	1.3128	0.0013	0.0000	-0.0001		
33	8	-0.0007	-0.1034	0.0007	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	2.4366	-0.2868	1.0107	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.6314	-0.2868	0.2058	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.0098	0.1603	2.4363	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.2046	0.1603	1.6314	0.0013	0.0000	-0.0001		
34	8	-0.0010	-0.1036	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	2.9168	-0.2871	1.2114	0.0009	0.0000	-0.0019		
	10	1.9500	-0.2871	0.7449	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.2101	0.1604	2.9167	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.7443	0.1603	1.9501	0.0013	0.0000	-0.0001		
35	8	-0.0012	-0.1038	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.3969	-0.2873	1.4119	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	2.2693	-0.2873	0.2836	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.4103	0.1603	1.3970	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.2819	0.1603	2.2688	0.0013	0.0000	-0.0001		
36	8	-0.0011	-0.1040	0.0012	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	3.8760	-0.2875	1.6112	0.0009	0.0000	-0.0019		
	10	2.5858	-0.2875	0.3212	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.6094	0.1603	3.8764	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.3192	0.1602	2.5864	0.0013	0.0000	-0.0002		
37	8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
	12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
38	8	0.0001	-0.1031	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	0.5228	0.1592	0.2125	0.0008	0.0000	-0.0021		
	10	0.3656	0.1592	0.0557	0.0002	0.0000	-0.0014		
	11	0.2127	-0.2857	0.5214	0.0019	0.0000	-0.0009		
	12	0.0555	-0.2857	0.3646	0.0013	0.0000	-0.0002		

39	8	-0.0003	-0.1033	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.0080	0.1595	0.4194	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	0.6972	0.1595	0.0988	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.4196	-0.2862	1.0072	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.0988	-0.2862	0.6868	0.0013	0.0000	-0.0002		
40	8	-0.0005	-0.1035	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.4889	0.1597	0.6215	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.0064	0.1597	0.1393	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.6215	-0.2866	1.4885	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.1390	-0.2866	1.0063	0.0013	0.0000	-0.0002		
41	8	-0.0007	-0.1037	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	1.9631	0.1599	0.6226	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.3753	0.1599	0.1791	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	0.8225	-0.2870	1.9631	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.1787	-0.2870	1.3257	0.0013	0.0000	-0.0002		
42	8	-0.0009	-0.1039	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	2.4485	0.1599	1.0227	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.6433	0.1599	0.2178	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.0225	-0.2873	2.4491	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.2173	-0.2873	1.6441	0.0013	0.0000	-0.0002		
43	8	-0.0009	-0.1041	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	2.3285	0.1599	1.7232	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	1.9617	0.1599	0.2567	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.2229	-0.2875	2.9295	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.2560	-0.2875	1.9629	0.0013	0.0000	-0.0002		
44	8	-0.0008	-0.1043	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	3.4084	0.1599	1.4235	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	2.2798	0.1599	0.2953	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.4730	-0.2877	3.4098	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.2945	-0.2877	2.2815	0.0013	0.0000	-0.0002		
45	8	-0.0013	-0.1045	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000		
	9	3.8876	0.1598	1.6229	0.0008	0.0000	-0.0019		
	10	2.5973	0.1598	0.3378	0.0002	0.0000	-0.0013		
	11	1.6218	-0.2879	3.8889	0.0019	0.0000	-0.0008		
	12	0.3316	-0.2879	2.5988	0.0013	0.0000	-0.0002		

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****
 298. **SE INICIA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS**
 299. START CONCRETE DESIGN CODE ACI UNITS M TON
 300. FYMAIN 42000 ALL
 301. FC 2500 ALL
 302. DESIGN COLUMN 1 TO 24 41 TO 56

C O L U M N N O 1 D E S I G N R E S U L T S
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300 X 300 U.S.M., TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM
 BAR CONFIGURATION REINF PCT LOAD LOCATION P/41
 8 - 12 MM 1.005 8 574 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)
 C O L U M N N O 2 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 3 D E S I G N R E S U L T S

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 40 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 4 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 5 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

C O L U M N N O . 6 D E S I G N R E S U L T S

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 32 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 7 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 8 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 9 D E S I G N R E S U L T S

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 32 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 10 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O . 11 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

DETAL DE TANQUE DE CONCRETO

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 12 D E S I G N R E S U L T S

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 16 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 13 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 14 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 15 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

12 - 25 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	6 045	9	STA	0 700
---	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 16 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 17 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1 005	8	STA	0 700
--	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 18 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

12 - 20 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	4 408	9	STA	0 700
---	-------	---	-----	-------

C O L U M N N O 19 D E S I G N R E S U L T S

DETAL DE TANQUE DE CONCRETO

FY - 411 9 FC - 24 5 MPA, SQRE SIZE - 300 0 X 300 0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900 0 50 MM

BAR CONFIGURATION	REIN. PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM 1.005 8 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 20 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

8 - 12 MM 1.005 8 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 21 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 1710.7 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 20 MM	1.396	9	STA	0.700

4 - 20 MM 1.396 9 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 22 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

DISISO DE TANQUE DE CONCRETO

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

8 - 12 MM 1.005 8 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 23 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-----------	------	----------	-----

8 - 12 MM 1.005 8 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 24 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM	1.005	8	STA	0.700

8 - 12 MM 1.005 8 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 41 D E S I G N R E S U L T S

DISISO DE TANQUE DE CONCRETO

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 5939.5 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 32 MM	7.151	9	STA	0.700

8 - 32 MM 7.151 9 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 42 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 4318.4 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 40 MM	5.585	10	STA	0.700

4 - 40 MM 5.585 10 STA 0.700
 (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)

C O L U M N N O. 13 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 3024.0 SQ. MM

DISISO DE TANQUE DE CONCRETO

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 32 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	3.575	10	STA	0.700

C O L U M N N O . 4 4 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 1631.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 25 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	2.182	10	STA	0.700

C O L U M N N O . 4 5 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

C O L U M N N O . 4 6 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O . 4 7 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-------------	------	----------	-----

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O . 4 8 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO 8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O . 4 9 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 6094.5 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 32 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	7.151	11	STA	0.700

C O L U M N N O . 5 0 D E S I G N R E S U L T S

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 4389.1 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 40 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	5.585	11	STA	0.700

C O L U M N N O . 5 1 D E S I G N R E S U L T S

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED
 AREA OF STEEL REQUIRED = 3145.1 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
4 - 32 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	3.375	11	STA	0.700

C O L U M N N O. 52 D E S I G N R E S U L T S
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 2001.3 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
12 - 16 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	2.681	11	STA	0.700

C O L U M N N O. 53 D E S I G N R E S U L T S
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

DISENO DE TANQUE DE CONCRETO

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O. 54 D E S I G N R E S U L T S
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O. 55 D E S I G N R E S U L T S
 FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
-------------------	-------------	------	----------	-----

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

C O L U M N N O. 56 D E S I G N R E S U L T S
 DISENO DE TANQUE DE CONCRETO

FY - 411.9 FC - 24.5 MPA, SQRE SIZE - 300.0 X 300.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 900.0 SQ MM

BAR CONFIGURATION	REINF. PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
8 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)	1.005	8	STA	0.700

*****END OF COLUMN DESIGN RESULTS*****
 303. DESIGN BEAM 25 TO 40 5/ TO 76

DISENO DE TANQUE DE CONCRETO

B E A M N O. 75 D E S I G N R E S U L T S FLEXURE					
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA. END
1	57	3 - 12MM	0	2617	YES NO
2	243	3 - 12MM	0	1060	YES NO
3	243	3 - 12MM	1643	1828	NO YES

BEAM NO. 25 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.61 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 4.61 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

4J		2028X 299K 299		5J	
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243	1643 TO 2828		
3No12 H 57.	0 TO 2617				

3#12	000	3#12	000	3#12	000	3#12	000
3#12	000	3#12	000	3#12	000		

BEAM NO 26 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	0	2617.	YES	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1171	2828	NO	YES

1	57	3 - 12MM	0	2617.	YES	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1171	2828	NO	YES

DISF+O DE FANQUE DE CONCRETO

BEAM NO 26 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.89 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 4.42 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

5J		2028X 299K 299		6J	
3No12 H 243.	0 TO 1068	3No12 H 243	1171 TO 2828		
3No12 H 57.	0 TO 2617				

3#12	000	3#12	000	3#12	000	3#12	000
3#12	000	3#12	000	3#12	000		

BEAM NO 27 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412. FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	94.	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068.	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1643	2828	NO	YES

1	57	3 - 12MM	94.	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068.	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1643	2828	NO	YES

BEAM NO 27 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISF+O DE FANQUE DE CONCRETO

5J		2028X 299K 299		6J	
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243	1643 TO 2828		
3No12 H 57	94 TO 2617				

3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo
	3#12 ooo	3#12 ooo	

BEAM NO. 28 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	94.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828.	NO	YES

BEAM NO. 28 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISENO DE TANQUE DE CONCRETO

BJ	2828X 299X 299	9J
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57.	94 TO 2617	

3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo
	3#12 ooo	3#12 ooo	

BEAM NO. 29 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	94.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 29 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISENO DE TANQUE DE CONCRETO

10J	2828X 299X 299	11J
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57.	94 TO 2617	

BEAM NO. 30 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412. FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 30 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vg= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO

11J	7828X 299X 299	12J
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57. 190 TO 2617		

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	

BEAM NO. 31 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412. FC - 25. MPA, STPF - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	BND
1	57.	3 - 12MM	330.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 31 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.95 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO

13J	7828X 299X 299	14J
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57. 330 TO 2617		

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	

BEAM NO. 32 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412. FC - 25. MPA, STPF - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	BND
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO. 32 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO

14J	7828X 299X 299	15J
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57. 330 TO 2617		

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	

BEAM NO. 33 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300. X 300 MMS

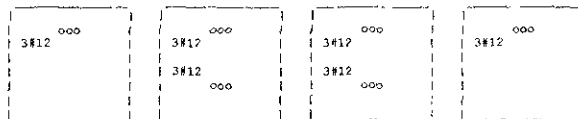
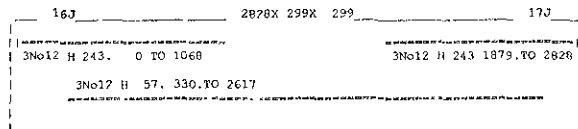
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	3 - 12MM	330	2617.	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879.	2828.	NO	YES

BEAM NO. 33 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.86 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 34 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412. FC - 25 MPA, SIZE - 300. X 300. MMS

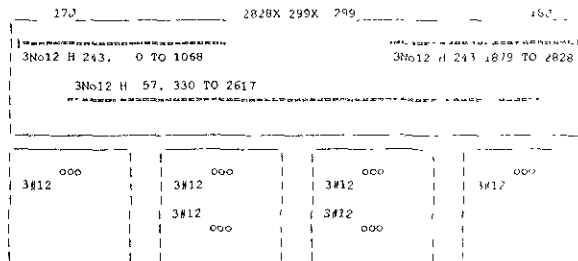
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	3 - 12MM	330.	2617.	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 34 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.86 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 35 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828. MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

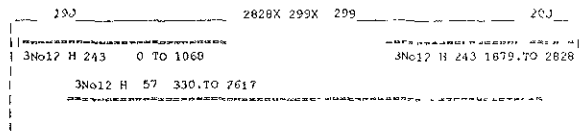
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	3 - 12MM	330	2617.	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO 35 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.62 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.87 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo
	3#12 ooo	3#12 ooo	

BEAM NO 36 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330.	2617.	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO 36 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.87$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.62$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DESIGN DE TANQUE DE CONCRETO

203	2828X 299X 299	213
3#12 H 243. 0 TO 1068		3#12 H 243 1879 TO 2828
3#12 H 57 330 TO 2617		

3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo	3#12 ooo
	3#12 ooo	3#12 ooo	

BEAM NO. 37 DESIGN RESULTS - FLEXURE

147

LEN - 2828 MM FY - 412, FC - 25, MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 37 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.58$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.91$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DESIGN DE TANQUE DE CONCRETO

223	2828X 299X 299	233
3#12 H 243. 0 TO 1068		3#12 H 243 1879 TO 2828
3#12 H 57 330 TO 2617		

BEAM NO 38 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 38 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.91$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

148

AT END SUPPORT - $V_u = 3.58$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_u = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

23J	2828X 299X	299	24J
3No12 H 243 0 TO 1068		3No12 H 243 1879 TO 2828	
3No12 H 57 330 TO 2617			

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	3#12

BEAM NO. 39 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2878. MM FY - 412 FC - 75. MPA, SIZE - 300 X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	94.	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828.	NO	YES

BEAM NO. 39 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.49$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_u = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 4.00$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_u = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

25J	2828X 299X	299	76J
3No12 H 243. 0 TO 1068		3No12 H 243.1879 TO 2828	
3No12 H 57. 94 TO 2617			

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	3#12

BEAM NO. 40 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412. FC - 75. MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330.	2878	NO	YES
2	243	3 - 12MM	0.	1303	YES	NO
3	243	3 - 12MM	2114.	2828	NO	YES

BEAM NO. 40 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 4.04$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_u = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.45$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_u = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

26J	2878X 299X	299	27J
3No12 H 243 0 TO 1303		3No12 H 243 2114 TO 2828	
3No12 H 57. 330 TO 2828			

3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	3#12

BEAM NO. 57 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412. FC - 75 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	0	2828.	YES	YES
2	243.	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1407.	2828	NO	YES

BEAM NO 57 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.89$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 4.07$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

5J		2828X 299X 299		29J	
3No12 H 243.		0 TO 1068		3No12 H 243.1407 TO 2828	
3No12 H 57.		0 TO 2828			
3#12	000	3#12	000	3#12	000
3#12	000	3#12	000	3#12	000

BEAM NO. 58 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 2828 MM FY = 412. FC = 25 MPA, SIZE = 300 X 300. M43

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2828.	NO	YES
2	243.	3 - 12MM	0	1303.	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1079	2828	NO	YES

BEAM NO 58 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 4.31$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 3.60$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

5J		2828X 299X 299		30J	
3No12 H 243.		0 TO 1303		3No12 H 243.1879 TO 2828	
3No12 H 57.		330 TO 2828			
3#12	000	3#12	000	3#12	000
3#12	000	3#12	000	3#12	000

BEAM NO. 59 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 2828 MM FY = 412. FC = 25 MPA, SIZE = 300 X 300. M43

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330.	2828	NO	YES
2	243.	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 59 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.86$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.64$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

8J		2828X 299X 299		30J	
3No12 H 243		0 TO 1068		3No12 H 243.1879 TO 2828	
3No12 H 57.		330 TO 2828			

3#12	3#12	3#12	3#12
ooo	ooo	ooo	ooo
	3#12	3#12	3#12
	ooo	ooo	ooo

BEAM NO. 60 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412, FC - 25, MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	FOR END
1	57.	3 - 12#4	330.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12#4	0.	1303	YES	NO
3	243.	3 - 12#4	1879.	2628.	NO	YES

BEAM NO. 60 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.86 KNS Vc= 58.34 KNS V= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.63 KNS Vc= 58.34 KNS V= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

8J	2828X 299X 299	39J
3No12 H 243.	0. TO 1303	3No12 H 243 1879. TO 2828
3No12 H 57 330 TO 2617		

3#12	3#12	3#12	3#12
ooo	ooo	ooo	ooo
	3#12	3#12	
	ooo	ooo	

BEAM NO 61 DESIGN RESULTS - FLEXURE

153

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	FOR END
1	57	3 - 12#4	330	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12#4	0	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12#4	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 61 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS V= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS V= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

11J	2828X 299X 299	31J
3No12 H 243.	0. TO 1068	3No12 H 243.1875 TO 2828
3No12 H 57. 330. TO 2617		

3#12	3#12	3#12	3#12
ooo	ooo	ooo	ooo
	3#12	3#12	
	ooo	ooo	

BEAM NO. 62 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25, MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	FOR END
1	57.	3 - 12#4	330.	2617	NO	NO
2	243.	3 - 12#4	0.	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12#4	1879.	2828	NO	YES

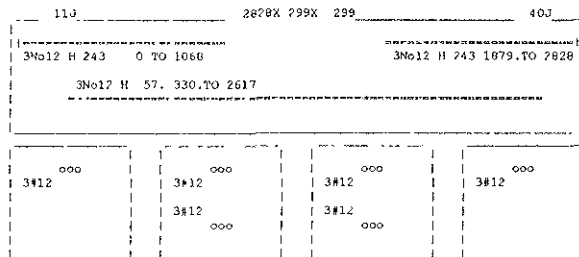
BEAM NO. 62 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.86 KNS Vc= 58.34 KNS V= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

154

AT END SUPPORT - Vu= 3.63 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 63 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 2828 MM FY 417. FC = 25 MPA, SIZE = 300 X 300 MMS

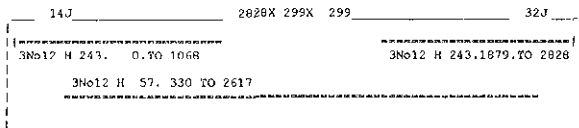
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617.	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879	2828.	NO	YES

BEAM NO. 63 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.85 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 3.64 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 64 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 2828 MM FY = 417 FC = 25 MPA, SIZE = 300 X 300. MMS

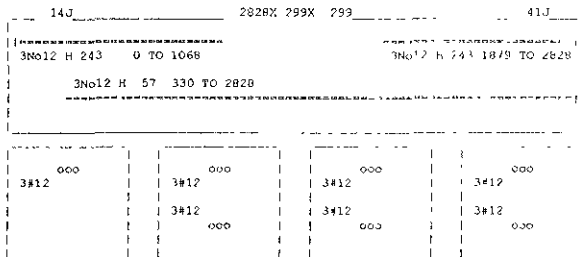
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330.	2828	NO	YES
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 64 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.88 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 3.61 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 65 DESIGN RESULTS - FLEXURE

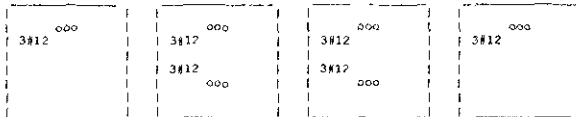
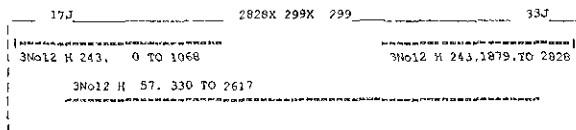
LEN - 2828. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 300 X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	330.	2617.	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879	2828.	NO	YES

BEAM NO. 65 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.86 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIREDAT END SUPPORT - Vu= 3.63 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 66 DESIGN RESULTS - FLEXURE

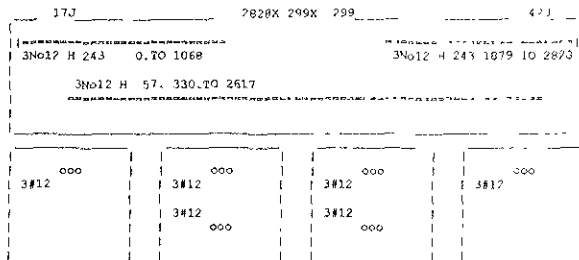
LEN - 2828. MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 300. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	330.	2617.	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879	2828.	NO	YES

BEAM NO 66 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.86 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 3.63 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 67 DESIGN RESULTS - FLEXURE

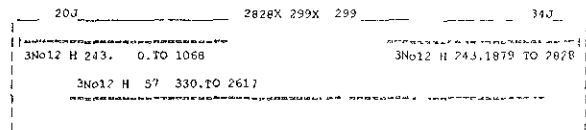
LEN - 2828. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	213.	3 - 12MM	0.	1068.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO 67 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 3.87 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIREDAT END SUPPORT - Vu= 3.62 KNS Vc= 58.34 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



3#12	3#12	3#12	3#12
000	000	000	000
	3#12	3#12	
	000	000	

BEAM NO 68 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 2828 MM FY = 412 TC = 25 MPA, SIZE = 300 X 300 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 68 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.87$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.58$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

203	2828X 299X 299	433
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243.1879 TO 2828
3No12 H 57	330 TO 2617	
3#12	000	3#12
	3#12	000
	000	3#12
	000	000

BEAM NO 69 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LPN	2828 MM	FY = 412	TC = 25	MPA, SIZE = 300 X 300 MMS		
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCH STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO. 69 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.91$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.58$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

233	2828X 299X 299	333
3No12 H 243	0 TO 1068	3No12 H 243.1879 TO 2828
3No12 H 57	330 TO 2617	
3#12	000	3#12
	3#12	000
	000	3#12
	000	000

BEAM NO 70 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LPN	2828 MM	FY = 412	TC = 25	MPA, SIZE = 300 X 300 MMS		
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCH STA	END
1	57	3 - 12MM	330	2617	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1068	YES	NO
3	243	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO 70 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.93$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.57$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

23J	2828X 299X 299	44J
3No12 H 243 0 TO 1068		3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57 330 TO 2617		

000	000	000	000
3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	
	000	000	

BEAM NO. 71 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2878 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300, MM²

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	330	2828.	NO	YES
2	243	3 - 12MM	0.	1303	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879.	2828	NO	YES

BEAM NO. 71 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 4.04$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.45$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

76J	2828X 299X 299	36J
3No12 H 243. 0 TO 1303		3No12 H 243 1879 TO 2828
3No12 H 57 330 TO 2828		

000	000	000	000
3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	3#12
	000	000	000

BEAM NO. 72 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 2828 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300, MM²

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	3 - 12MM	330.	2828	NO	YES
2	243	3 - 12MM	0.	1068	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	1879	2828	NO	YES

BEAM NO. 72 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.99$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 3.50$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

26J	2828X 299X 299	15J	
3No12 H 243 0 TO 1068		3No12 H 243 1879 TO 2828	
3No12 H 57 330 TO 2828			
000	000	000	000
3#12	3#12	3#12	3#12
	3#12	3#12	3#12
	000	000	000

BEAM NO. 73 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 4000 MM FY - 412, FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300, MM²

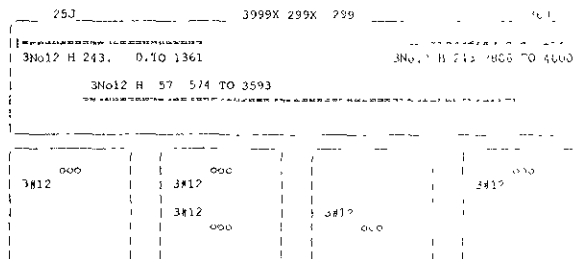
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR	
					STA	END
1	57	3 - 12MM	574	3593	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1361	YES	NO
3	243	3 - 12MM	2806	4000	NO	YES

BEAM NO 73 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 20.32 KNS Vc = 58.34 KNS Vd = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu = 20.32 KNS Vc = 58.34 KNS Vd = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 74 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 4000 MM FY = 412 FC = 25. MPA, SIZE = 300 X 300 MM

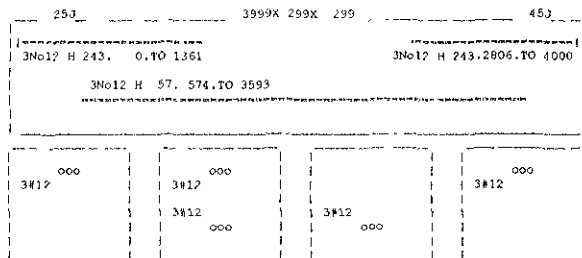
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR	
					STA	END
1	57	3 - 12MM	574	3593	NO	NO
2	243	3 - 12MM	0	1361	YES	NO
3	243	3 - 12MM	2806	4000	NO	YES

BEAM NO 71 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 20.32 KNS Vc = 58.34 KNS Vd = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu = 20.32 KNS Vc = 58.34 KNS Vd = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 75 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 4000 MM EY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

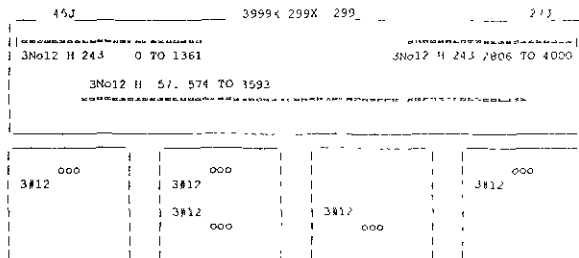
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	3 - 12MM	574.	3593.	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0	1361.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	2806.	4000.	NO	YES

BEAM NO. 75 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 20.32$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 20.32$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 76 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 4000 MM EY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 300 X 300 MMS

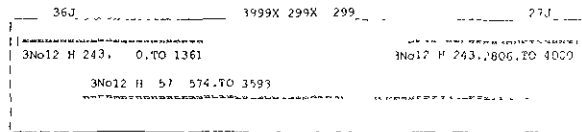
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	3 - 12MM	574	3593	NO	NO
2	243.	3 - 12MM	0.	1361.	YES	NO
3	243.	3 - 12MM	2806.	4000.	NO	YES

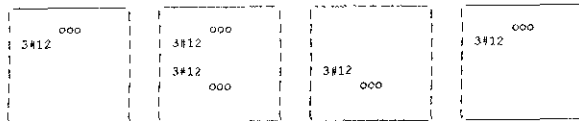
BEAM NO. 76 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 20.32$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 20.32$ KNS $V_c = 58.34$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO





*****END OF BEAM DESIGN*****

304 DESIGN ELEMENT 141 TO 146

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

ELEMENT DESIGN SUMMARY

ELEMENT	LONG. REINF (SQ. MM/MM)	MOM-X / LOAD (KN-MM/MM)	TRANS REINF (SQ. MM/MM)	MOM-Y / LOAD (KN-MM/MM)
141 TOP BOTT.	0.000 0.600	0.00 / 0 0.10 / 8	0.000 0.600	0.00 / 0 0.31 / 8
142 TOP BOTT.	0.000 0.600	0.00 / 0 0.06 / 8	0.000 0.600	0.00 / 0 0.52 / 12
143 TOP BOTT.	0.000 0.600	0.00 / 0 0.10 / 8	0.000 0.600	0.00 / 0 0.54 / 10
144 TOP BOTT.	0.000 0.600	0.00 / 0 0.07 / 11	0.000 0.600	0.00 / 0 0.43 / 8
145 TOP BOTT.	0.000 0.600	0.00 / 0 0.43 / 8	0.000 0.600	0.00 / 0 0.57 / 8
146 TOP BOTT.	0.300 0.000	0.08 / 8 0.00 / 8	0.300 0.000	0.07 / 8 0.00 / 8

*****END OF ELEMENT DESIGN*****

305 *DISEÑO DE CONTRAVIENTOS
306. DESIGN BEAM 77 TO 140

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

BEAM NO. 77 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 / 200 MM

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA. END
1	57	2 - 12MM	948	3775	NO YES
2	143	2 - 12MM	0	3775	YES YES

BEAM NO. 77 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.77 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

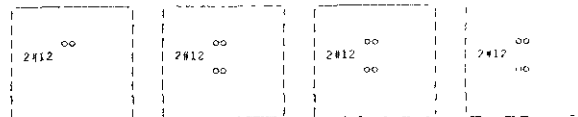
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 2.37 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

10 3774X 199X 199 50

2No12 H 143. 0.7No12SH 57 948 TO 3775



BEAM NO. 78 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 / 200 MM

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA. END
1	57.	2 - 12MM	948.	3775	NO YES
2	143.	2 - 12MM	0.	2563	YES NO
3	143	2 - 12MM	3257	3775	NO YES

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

BEAM NO. 78 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 5.18 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.34 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

2J	3774X 199X 199	6J
2No12 H 143, 0.72No123H 57 948 TO 3775 2No12 H 143.3257 TO 3775		

2#12 oo	2#12 oo	2#12 oo	2#12 oo
------------	------------	------------	------------

BEAM NO. 79 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25. MPA. SIZE - 200 X 200 MM

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	319	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 79 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 2.40 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu = 2.66 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

4J	3774X 199X 199	8J
2No12No123H 57 7329 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775		

2#12 oo	2#12 oo	2#12 oo	2#12 oo
------------	------------	------------	------------

BEAM NO. 80 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412. FC - 25. MPA. SIZE - 200 X 200 MM

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 80 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 2.45 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu = 2.49 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

5J	3774X 199X 199	9J
2No12 H 143 2No12 HO 57 4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775		

BEAM NO. 81 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LBN - 3775, MM FY - 412 FC - 25, MPA, SIZE - 200 X 200, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 81 DESIGN RESULTS - SHEAR

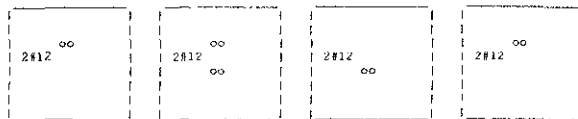
AT START SUPPORT - $V_u = 2.45$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 2.50$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

7J 3774X 199X 199 11J

2No12 H 1432No12, HO 57 4634, TO 3299 2No12 H 143, 2628, TO 3775



BEAM NO. 82 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775, MM FY - 412, FC - 25, MPA, SIZE - 200, X 200, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 82 DESIGN RESULTS - SHEAR

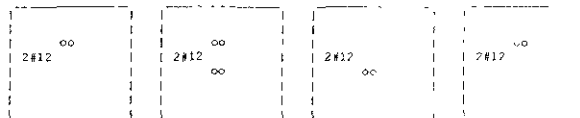
AT START SUPPORT - $V_u = 2.46$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 2.48$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

8J 3774X 199X 199 12J

2No12 H 1432No12, HO 57 4634, TO 3299 2No12 H 143, 2628, TO 3775



BEAM NO. 83 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775, MM FY - 412, FC - 25, MPA, SIZE - 200, X 200, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 83 DESIGN RESULTS - SHEAR

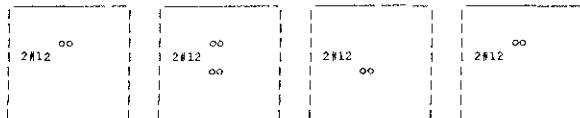
AT START SUPPORT - $V_u = 2.45$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 2.49$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

10J 3774X 199X 199 14J

2No12 H 1432No12, HO 57 4634, TO 3299 2No12 H 143, 2628, TO 3775



BEAM NO. 84 DESIGN RESULTS - FLEXURE

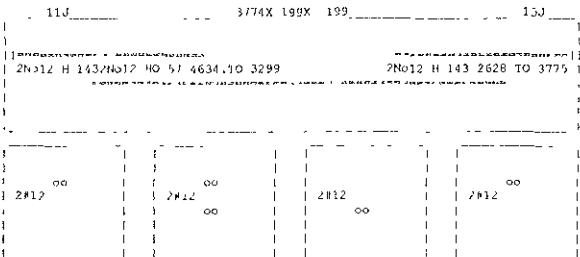
LEN - 3775 MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200. X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 81 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 2.47$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED
AT END SUPPORT - $V_u = 2.46$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 82 DESIGN RESULTS - FLEXURE

173

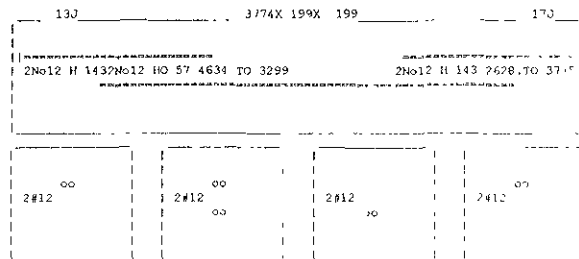
LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO. 85 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 2.46$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED
AT END SUPPORT - $V_u = 2.48$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 86 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

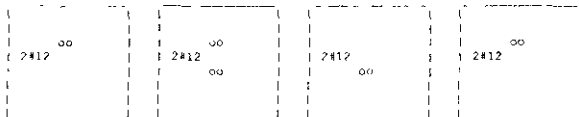
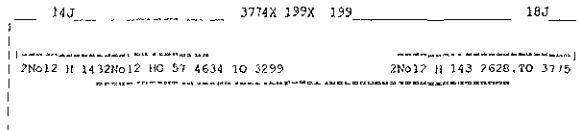
BEAM NO. 86 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 2.48$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

174

AT END SUPPORT - Vu= 2.46 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 87 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775 MM FY = 417 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

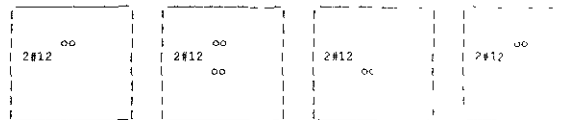
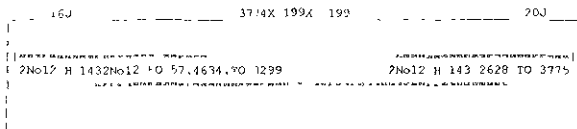
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	97	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 87 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.16 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 2.47 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 88 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775 MM FY = 417 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

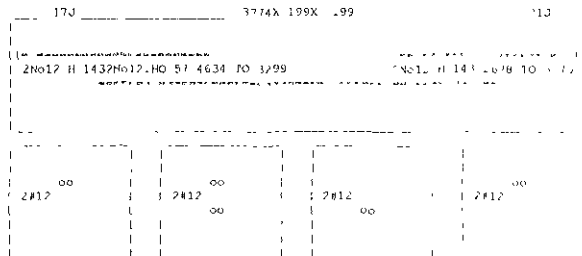
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	97	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 88 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.48 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 2.47 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 89 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775 MM FY = 417 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

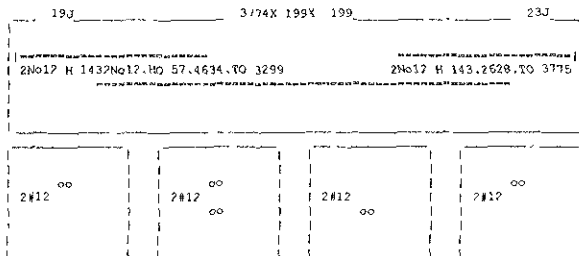
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2678	3775	NO	YES

BEAM NO. 89 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.46 KNS Vc= 27.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 2.47 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 90 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200. X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

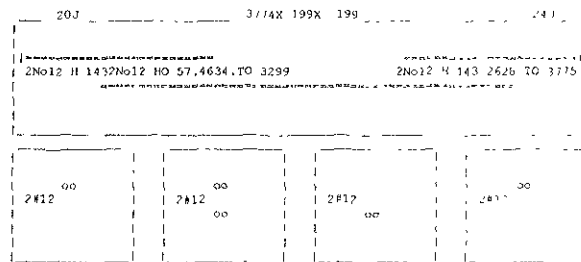
BEAM NO 90 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.49 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 2.45 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 91 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

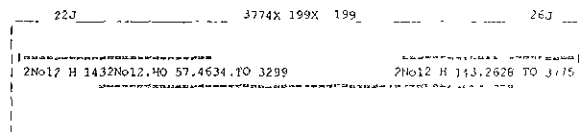
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

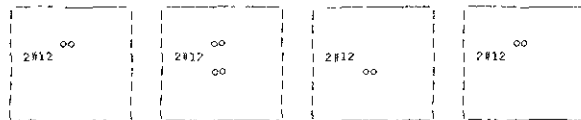
BEAM NO 91 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 2.48 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 2.46 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO





BEAM NO 92 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412. FC = 75 MPA, SIZE = 200 X 200. MMS

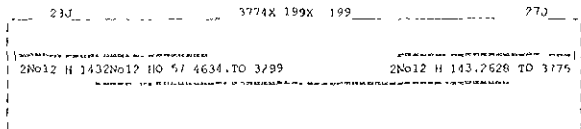
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2678.	3775	NO	YES

BEAM NO 92 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 2.51$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 2.43$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISL+O DE LANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 93 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412. FC = 25. MPA, SIZE = 200. X 200 MMS

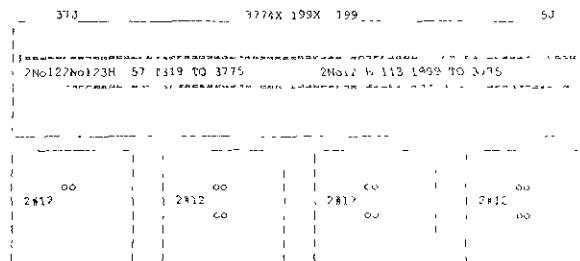
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	319.	3775	NO	YES
2	143.	2 - 12MM	0.	2748.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	1999.	3775	NO	YES

BEAM NO 93 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 2.05$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.70$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISL+O DE LANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 94 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200. MMS

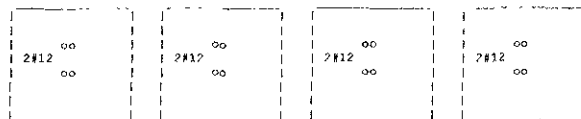
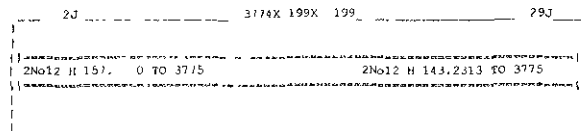
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	0	3775.	YES	YES
2	143.	2 - 12MM	0	563	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2313	3775	NO	YES

BEAM NO 94 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 3.22$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.57 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 95 DESIGN RESULTS - FLEXURE

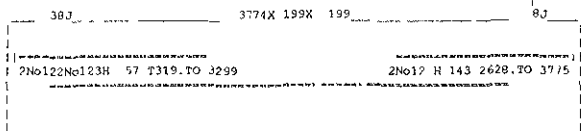
LEN = 3775. MM FY = 412. FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	319.	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

BEAM NO 95 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 2.12 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 96 DESIGN RESULTS - FLEXURE

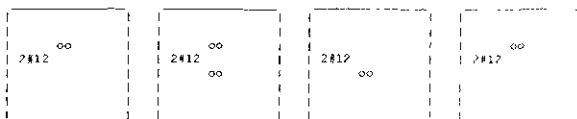
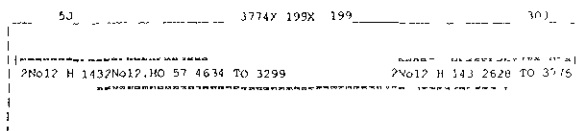
LEN = 3775 MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 96 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 97 DESIGN RESULTS - FLEXURE

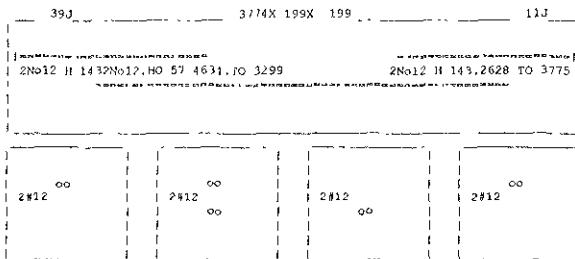
LBN - 3775 MM EY - 412. FC - 25. MPA, ST2E - 200. X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57	2 - 12MM	634	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO 97 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIREDAT END SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 98 DESIGN RESULTS - FLEXURE

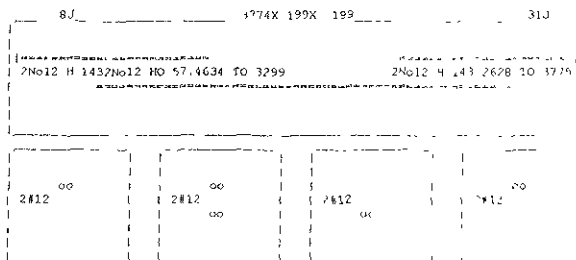
LBN - 3775 MM EY - 412. FC - 25 MPA, ST2E - 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO 98 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 99 DESIGN RESULTS - FLEXURE

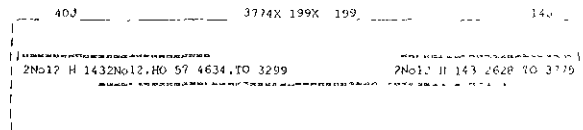
LBN - 3775 MM EY - 412 FC - 25 MPA, ST2E - 200 X 200 MMS

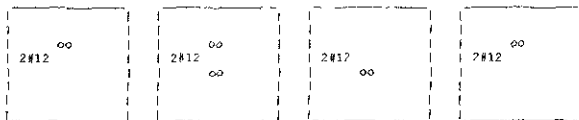
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

BEAM NO. 99 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIREDAT END SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO





BEAM NO. 100 DESIGN RESULTS - FLEXURE

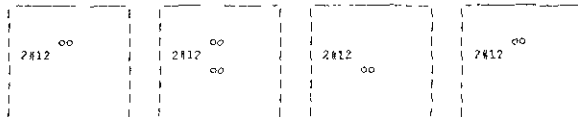
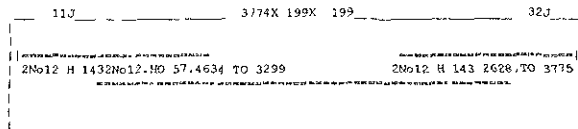
LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1504.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 100 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 101 DESIGN RESULTS - FLEXURE

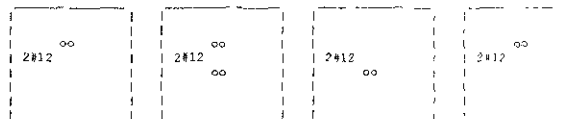
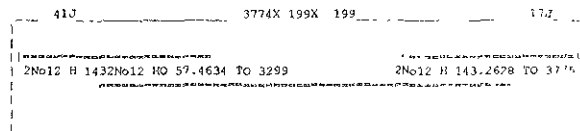
LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0	1504	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 101 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.93 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.98 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 102 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

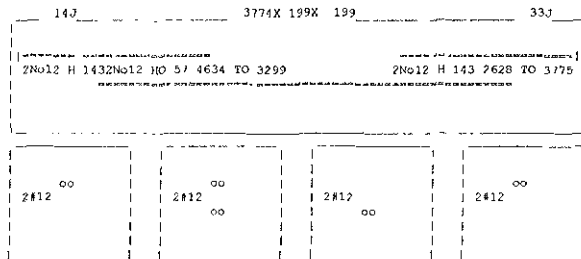
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634	3299.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1504	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 102 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.94 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 103 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM EY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200. X 200. MMS

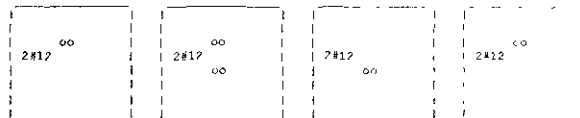
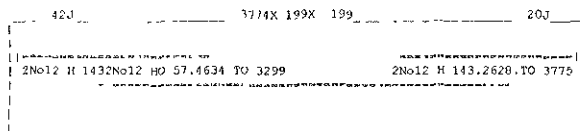
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 103 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 104 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM EY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200. X 200. MMS

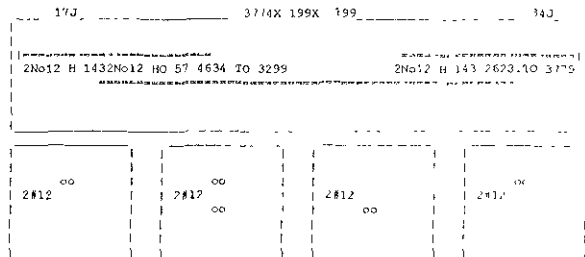
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

BEAM NO. 104 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.94 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISP.O DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 105 DESIGN RESULTS - FLEXURE

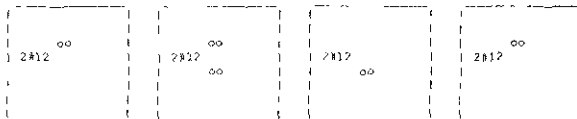
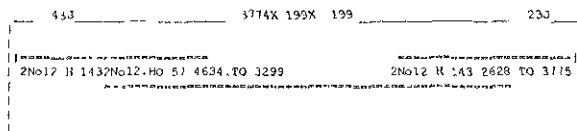
LBN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO 105 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT SPART SUPPORT - $V_u = 1.95$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - $V_u = 1.96$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 105 DESIGN RESULTS FLEXURE

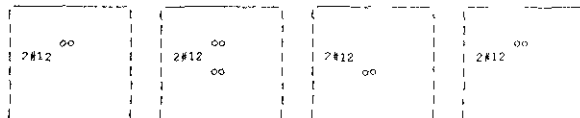
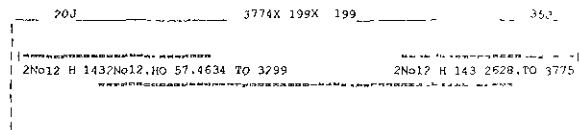
LBN - 3775 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO 106 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT SPART SUPPORT - $V_u = 1.97$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - $V_u = 1.94$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 107 DESIGN RESULTS - FLEXURE

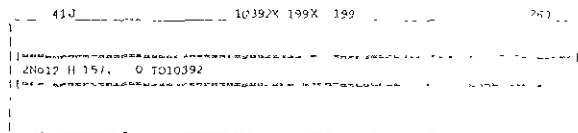
LBN - 10392. MM FY - 412. FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	0	10392	YES	YES
2	143	2 - 12MM	0	10492	YES	YES

BEAM NO. 107 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT SPART SUPPORT - $V_u = 3.93$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIREDAT END SUPPORT - $V_u = 3.93$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



#12 oo oo	#12 oo oo	#17 oo oo	#12 oo oo
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

B E A M N O. 108 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E

LEN - 3775. MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2620	3775	NO	YES

B E A M N O. 108 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 1.98$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.93$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

23J 3774X 199Y 199 36J

2No12 H 143 2No12 H 57 4634 TO 3799 2No12 H 143 2620 TO 3775

#12 oo oo	#17 oo oo	#12 oo oo	#12 oo oo
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

B E A M N O. 109 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E

LEN - 3775. MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	0	3775	YES	YES
2	143	2 - 12MM	0	1619	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2413	3775	NO	YES

B E A M N O. 109 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 2.37$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 2.35$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

2J 3774X 199Y 199 4J

2No12 H 157 0 TO 3775 2No12 H 143 2413 TO 3775

#12 oo oo	#12 oo oo	#17 oo oo	#12 oo oo
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

B E A M N O. 110 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	0	3775	YES	YES
2	143	2 - 12MM	0	1619	YES	NO
3	143	2 - 12MM	3257	3775	NO	YES

B E A M N O. 110 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - $V_u = 2.35$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.36 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

3J	3/74X 199X 199	5J	
2No12 H 157.0 TO 3775 / No12 H 143.3257 TO 3775			
2#12	2#12	2#12	2#12
oo	oo	oo	oo
oo	oo	oo	oo

BEAM NO. 111 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 417 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634.	3513	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1619	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 111 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

5J	3/74X 199X 199	1J
2No12 H 143.2No17 HO 57.9634 TO 3513 / 2No12 H 143.2628 TO 3775		

2#12	2#12	2#12	2#12
oo	oo	oo	oo
oo	oo	oo	oo

BEAM NO 112 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 417. FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MM,

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634.	3775.	NO	YES
2	143	2 - 12MM	0	2248	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 112 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

6J	3/74X 199X 199	8J	
2No12 H 143.2No12 HO 57.8634 TO 3775 / 2No12 H 143.2628 TO 3775			
2#12	2#12	2#12	2#12
oo	oo	oo	oo
oo	oo	oo	oo

BEAM NO 113 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200. X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3613.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1619.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 113 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

8J 3774X 199Y 199 10J

2No12 H 1432No12 HO 57 9634 TO 3613 2No12 H 143 2628 TO 3775

2#12	2#12	2#12	2#12
------	------	------	------

BEAM NO 114 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 114 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

9J 3774X 199Y 199 11J

2No12 H 1432No12 HO 57 4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775

2#12	2#12	2#12	2#12
------	------	------	------

BEAM NO 115 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412. FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	4799	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 115 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.AT END SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vst= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

11J 3774X 199Y 199 11J

2No12 H 1432No12 HO 57 4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775

2#12	2#17	2#17	2#12
oo	oo	oo	oo

BEAM NO 116 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 417. FC - 75. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 116 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 27.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

12J	3774X 199X	199	14J
2#12 H 1432 NO 12 HO 57.4634 TO 3299		2#12 H 143.2628 TO 3775	

2#12	2#17	2#12	2#12
oo	oo	oo	oo

BEAM NO. 117 DESIGN RESULTS - FLEXURE

197

LEN - 3775 MM FY - 417. FC - 75 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 117 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.87 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO -- PAGE NO 109

14J	3774X 199X	199	14J
2#12 H 1432 NO 12 HO 57.4634 TO 3299		2#12 H 143.2628 TO 3775	

2#12	2#12	2#12	2#1
oo	oo	oo	oo

BEAM NO. 118 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 417. FC - 75 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

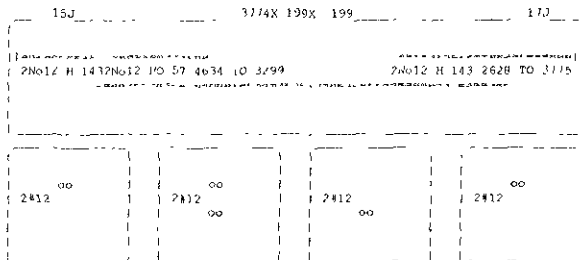
BEAM NO. 118 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.84 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

198

AT END SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISFO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 119 DESIGN RESULTS - SHEAR

LEN = 3775 MM EC = 412 EC = 75. MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

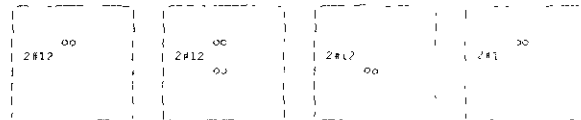
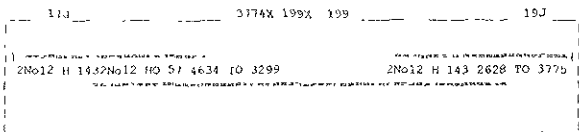
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 119 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISFO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 120 DESIGN RESULTS - SHEAR

LEN = 3775 MM EC = 412 EC = 75. MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

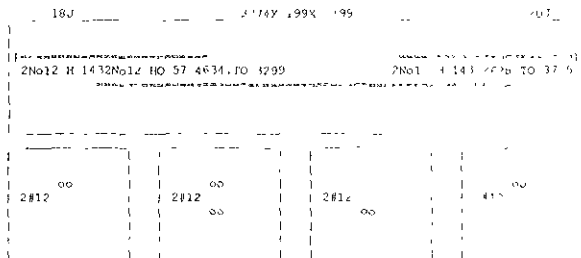
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 120 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISFO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 121 DESIGN RESULTS - SHEAR

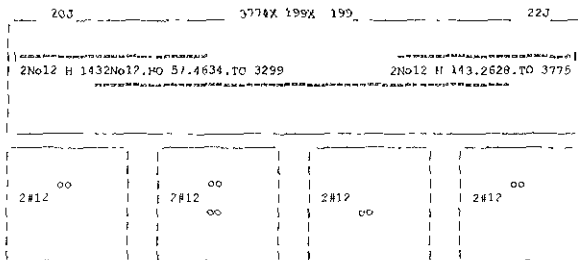
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

BEAM NO. 121 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.87$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 122 DESIGN RESULTS - FLEXURE

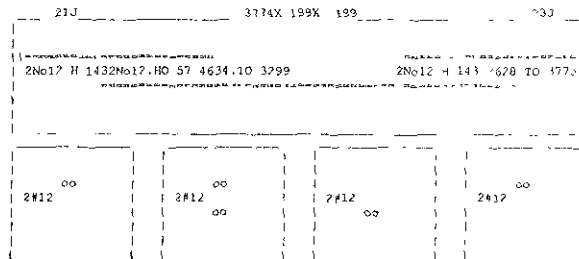
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO. 122 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.84$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.87$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 123 DESIGN RESULTS - FLEXURE

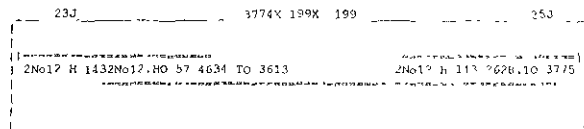
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634	3613	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

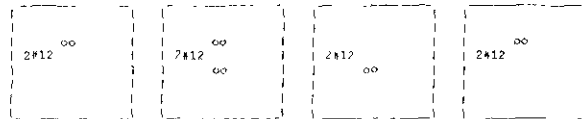
BEAM NO. 123 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.89$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.82$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO





BEAM NO. 124 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775 MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

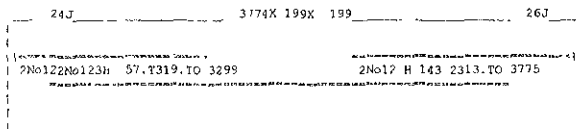
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57.	2 - 12MM	319.	3299.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2313.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 124 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 1.83 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu = 1.89 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE PANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 125 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775. MM FY = 412 FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

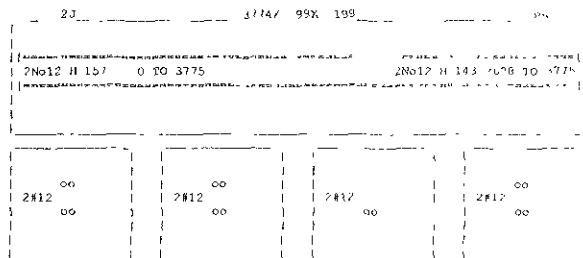
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57.	2 - 12MM	0.	3775	YES	NO
2	143.	2 - 12MM	0.	2248	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 125 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 3.34 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu = 1.34 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE PANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 126 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN = 3775 MM FY = 412. FC = 25 MPA, SIZE = 200 X 200 MMS

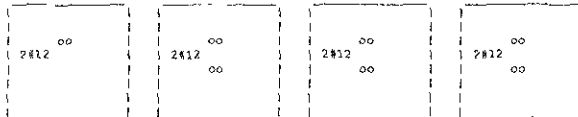
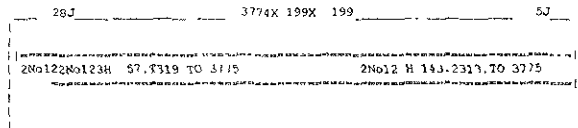
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA.	END
1	57.	2 - 12MM	319	3775	NO	YES
2	143.	2 - 12MM	0.	2248	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2313.	3775	NO	YES

BEAM NO 126 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 2.35 KNS Vc = 22.45 KNS Vs = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.68 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 127 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

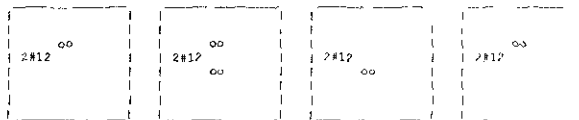
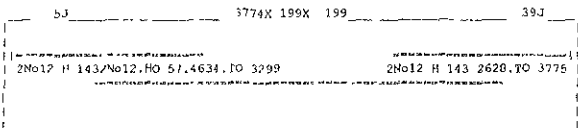
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO. 127 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 128 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

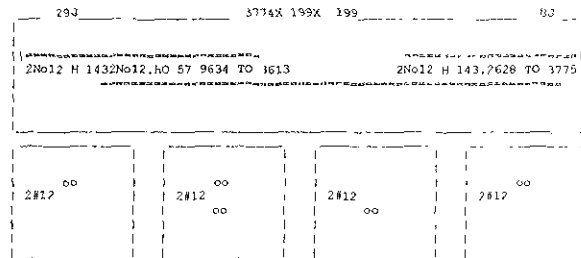
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3613.	NO	NO
2	143.	2 - 12MM	0	1619	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO. 128 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO. 129 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN	HEIGHT	BAR INFO	FROM	TO	ANCHOR	
(MM)	(MM)		(MM)	(MM)	STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 129 DESIGN RESULTS - SHEAR

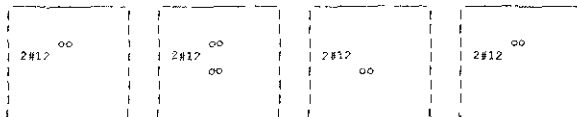
AT START SUPPORT - $V_u = 1.96$ KNS $V_c = 27.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.96$ KNS $V_c = 27.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

8J 3774X 199X 199 40J

2No12 H 1432No12 HO 57,4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775



BEAM NO. 130 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN	HEIGHT	BAR INFO	FROM	TO	ANCHOR	
(MM)	(MM)		(MM)	(MM)	STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 130 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.93$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.99$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

30J 3774X 199X 199 11J

2No12 H 1432No12 HO 57,4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775



BEAM NO. 131 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN	HEIGHT	BAR INFO	FROM	TO	ANCHOR	
(MM)	(MM)		(MM)	(MM)	STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO. 131 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 1.96$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - $V_u = 1.95$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

11J 3774X 199X 199 11J

2No12 H 1432No12 HO 57,4634 TO 3299 2No12 H 143 2628 TO 3775

2#12 ^{oo}	2#17 ^{oo} ^{oo}	2#12 ^{oo}	2#17 ^{oo}
--------------------	-------------------------------------	--------------------	--------------------

BEAM NO 132 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	7628.	7775.	NO	YES

BEAM NO 132 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.94 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

310	3774X 199X 199	140
2#12 H 143 2#12 HO 57.4634 TO 3299		2#12 H 143 7628 TO 3175

2#17 ^{oo}	2#12 ^{oo} ^{oo}	2#17 ^{oo}	2#12 ^{oo}
--------------------	-------------------------------------	--------------------	--------------------

BEAM NO 133 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200. MMS

209

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	7628.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 133 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.96 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.95 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO

140	3774X 199X 199	40
2#12 H 143 2#12 HO 57.4634 TO 3299		2#12 H 143 2628 TO 3175

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3375	NO	YES

BEAM NO. 134 DESIGN RESULTS - SHEAR

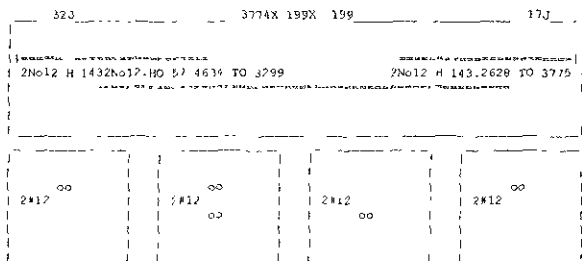
AT START SUPPORT - Vu= 1.94 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS

210

STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 135 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

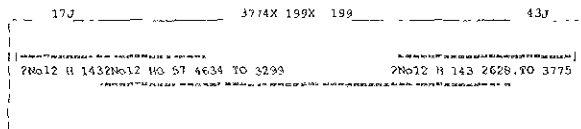
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 135 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 1.97 KNS Vc = 27.45 KNS Vns = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu = 1.94 KNS Vc = 27.45 KNS Vns = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 136 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775, MM FY - 412 FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

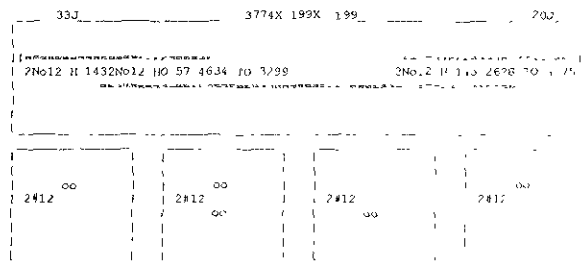
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775	NO	YES

BEAM NO 136 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 1.95 KNS Vc = 27.45 KNS Vns = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

AT END SUPPORT - Vu = 1.96 KNS Vc = 27.45 KNS Vns = 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



BEAM NO 137 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775 MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634.	3299.	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628	3775.	NO	YES

BEAM NO 137 DESIGN RESULTS - SHEAR

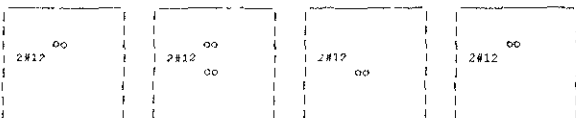
AT START SUPPORT - $V_u = 1.97$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.94$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

DISF'0 DE TANQUE DE CONCRETO

20J 3774X 199X 199 44J

2No12 H 1432No12 HO 57.4634 TO 3299 2No12 H 143.2628 TO 3775



BEAM NO. 138 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0.	1304.	YES	NO
3	143.	2 - 12MM	2628.	3775.	NO	YES

BEAM NO 138 DESIGN RESULTS - SHEAR

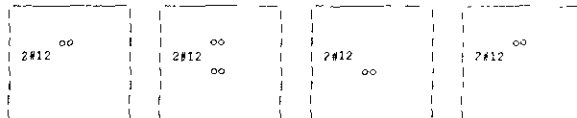
AT START SUPPORT - $V_u = 1.95$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

At END SUPPORT - $V_u = 1.96$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISF'0 DE TANQUE DE CONCRETO

34J 3774X 199X 199 44J

2No12 H 1432No12 HO 57.4634 TO 3299 2No12 H 143.2628 TO 3775



BEAM NO. 139 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25 MPA, SIZE - 200 X 200 MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	2 - 12MM	634	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2628.	3775	NO	YES

BEAM NO 139 DESIGN RESULTS - SHEAR

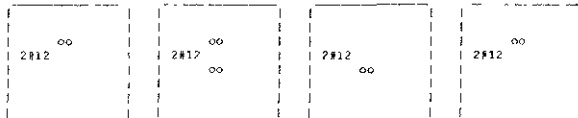
AT START SUPPORT - $V_u = 1.99$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 1.92$ KNS $V_c = 22.45$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISF'0 DE TANQUE DE CONCRETO

23J 3774X 199X 199 45J

2No12 H 1432No12 HO 57.4634 TO 3299 2No12 H 143.2628 TO 3775



 BEAM NO 140 DESIGN RESULTS - FLEXURE

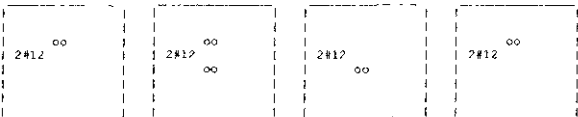
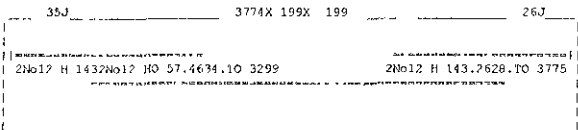
LEN - 3775. MM FY - 412. FC - 25. MPA, SIZE - 200. X 200. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57	2 - 12MM	634.	3299	NO	NO
2	143	2 - 12MM	0	1304.	YES	NO
3	143	2 - 12MM	2678.	3775.	NO	YES

BEAM NO. 140 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 1.94 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED
 AT END SUPPORT - Vu= 1.97 KNS Vc= 22.45 KNS Vs= 0.00 KNS
 STIRRUPS ARE NOT REQUIRED

DISEÑO DE TANQUE DE CONCRETO



*****END OF BEAM DESIGN*****

307 END CONCRETE DESIGN

308. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

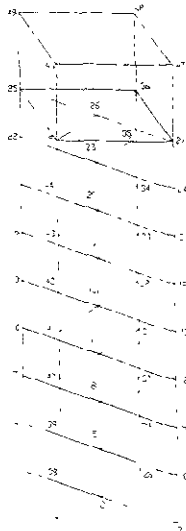
**** DATE= JUL 19,2000 TIME= 12 59 2 ****

.....
 * For questions on STAAD-III/ISDS, contact *
 * RESEARCH ENGINEERS, Inc at *
 * Ph (714) 974-7500 Fax (714) 971-7543 *



A) Barras

Fig. 4.14 Configuración del modelo del tanque elevado con estructura de concreto



B) Nudos

Fig. 4.14 Configuración del modelo del tanque elevado con estructura de concreto



Fig. 4 15 Armado final tanto de traves como de contraventeos

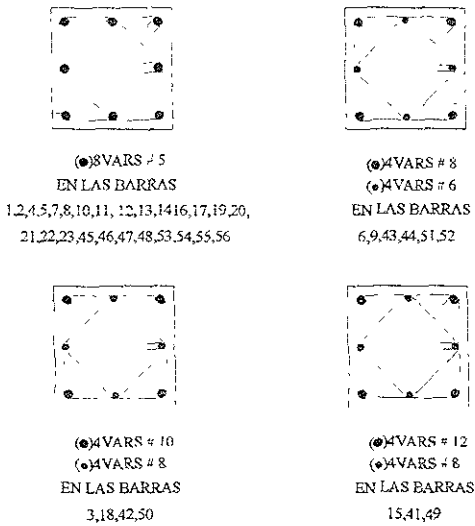


Fig. 4 15 Configuración final del armado de las columnas

Haciendo un resumen del armado, las secciones quedan armadas de la forma mostrada en la figura anterior, tomando en cuenta que el armado de las traves se hizo bajo la combinación de cargas de CM + C_{vinst} + SISMO, en ambos sentidos.

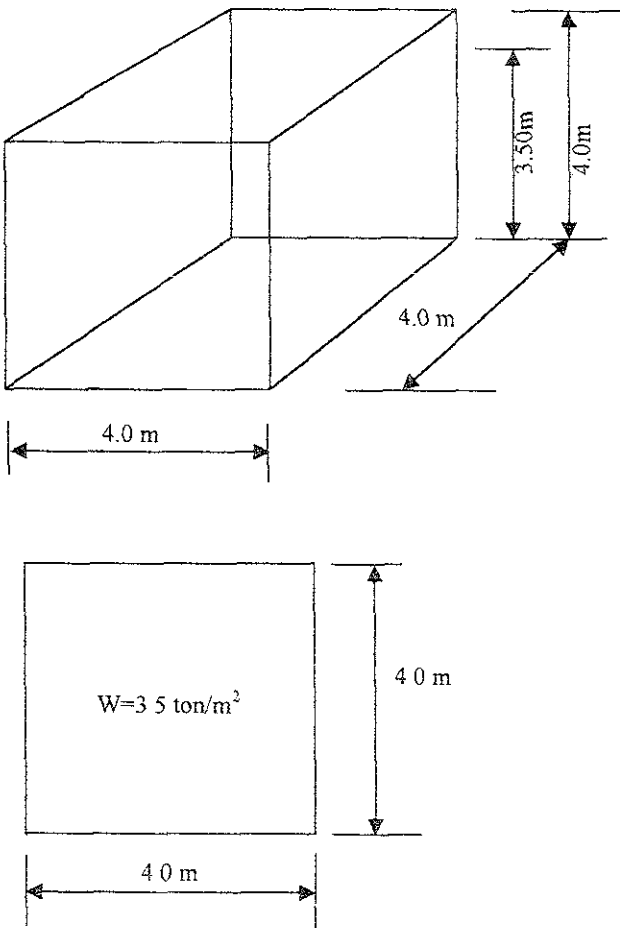
Diseño de los muros del tanque.

El peso volumétrico del agua es de 1.0 ton/m²

Por lo tanto la presión es igual a $\rho \cdot h = 10 \text{ ton/m}^3 \times 3.5 \text{ m} = 35 \text{ ton/m}^2$

Se sabe que la presión sobre la pared del tanque es triangular por lo que podemos considerar como condición desfavorable de diseño una presión uniforme en todo el tablero igual a $P = 35 \text{ ton/m}^2$ y de igual forma para cada uno de los cuatro muros, entonces podemos considerar a los muros y las dos losas, tanto la de fondo como la tapa como losas aisladas y continuas

Fig. 4.16 Esquema del tanque.



Para el diseño de éste tipo de tanque se pueden hacer suposiciones muy similares que las que se hicieron para el caso de los tanques enterrados con la diferencia de que en este caso no actúa ningún empuje producido por el terreno puesto que el tanque esta en la parte superior de la estructura de soporte, pero si se toma la condición de diseño más desfavorable resulta ser que se diseñará considerando al tanque lleno, con la finalidad de que se ejerza la mayor presión sobre los muros, por lo tanto y si tomamos en cuenta que la altura o tirante del agua es igual a 3.5 m de altura, entonces la presión será

$$P = \gamma h = 1 \text{ Oton} / \text{m}^3 \times 3.5 \text{ m} = 3.5 \text{ Oton} / \text{m}^2$$

Constantes de diseño.

$$f_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c' = 0.8 f_c = 0.8 \times 250 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c' = 0.85 \times 200 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 170 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

pesor supuesto de muros $h=30$ cms.

Diseño de los muros.

Revisión del acero de refuerzo.

Acero Mínimo por Flexión

$$s_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 25 = 6.59 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo por Temperatura.

$$= \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (30 + 100)} = 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$= 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

visión del acero máximo.

$$= \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c''}{f_y} \approx \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

ra el caso de considerar sismo.

$$s_{ax} = 0.75P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$s_{max} = 0.014286 \times 100 \times 25 = 35.72 \text{ cm}^2$$

Abierto	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M	Mu	q	ρ	$A_s \text{ calc}$
				(ton-m)	(ton-m)			(cm ²)
terior	Neg en bordes	corto	288	1.6128	2.4192	0.01273	0.000760	1.89
odos los	interiores	largo	288	1.6128	2.4192	0.01273	0.000760	1.89
bordes	positivo	corto	126	0.7056	1.0584	0.00555	0.000330	0.83
ontinuos		largo	126	0.7056	1.0584	0.00555	0.000330	0.83

como $A_s \text{ calc} \ll A_s \text{ mín por flexión} \Rightarrow$ Rige el acero mínimo por Flexión.

$$s = 6.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 5 @ 25 cms} \Rightarrow A_{s \text{ real}} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia.

$$MR = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$s = 7.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 5 @ 25} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 25} = 0.003168$$

$$= \rho \frac{f_y}{f_c''} = 0.003168 \times \frac{4200}{170} = 0.07827$$

$$R = 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07827(1 - 0.5 \times 0.07827) = 8 \text{ ton-m}$$

como $MR \gg Mu \Rightarrow \therefore \text{PASA}$

Por lo tanto, haciendo una comparación entre el diseño que arroja el paquete STAAD-III y el hecho a mano, los resultados dicen que es más conservador el hecho a mano, entonces por seguridad se armará con éste último, es decir, VAR#5@25cm en ambos lechos y direcciones.

Diseño de losa tapa.

Constantes de diseño.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

espesor supuesto de muros $h=15 \text{ cms}$.

Revisión del acero de refuerzo.

Acero Mínimo por Flexión.

$$s_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 12 = 3.16 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo por Temperatura.

$$s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$s = 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

Revisión del acero máximo.

$$s_b = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f'_c}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$s_{\max} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$s_{\max} = 0.014286 \times 100 \times 12 = 17.14 \text{ cm}^2$$

Análisis de cargas.

Peso propio de la losa $2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$

Instalaciones $= 20 \text{ kg/m}^2$

Peso adicional $= 40 \text{ kg/m}^2$

$\Sigma = 420 \text{ kg/m}^2$

Carga Total $= 520 \text{ kg/m}^2$

Tablero	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M	Mu	q	ρ	$A_s \text{ calc}$
				(ton-m)	(ton-m)			(cm ²)
Interior	Neg en bordes	corto	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Todos los interiores		largo	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Bordes	positivo	corto	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16
Continuos		largo	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16

\therefore como $A_s \text{ calc}$ (A_s mín por flexión \Rightarrow Rige el acero mínimo por Flexión.

$A_s = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \Rightarrow A_{s \text{ real}} = 3.55 \text{ cm}^2$

Parrillas en ambos lechos y direcciones con Var#3@20cms.

Revisión de la resistencia.

$MR = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$

$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{100 \times 12} = 0.0029583$

$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.0029583 \times \frac{4200}{170} = 0.07309$

$MR = 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07309 (1 - 0.5 \times 0.07309) = 1.724 \text{ ton-m.}$

\therefore como $MR \gg Mu \Rightarrow \therefore \text{PASA}$

El armado de la losa de fondo será igual al armado de los muros, puesto que se armó bajo condiciones de armado mínimo y para este caso resulta ser igual

TANQUES SUPERFICIALES

4.1 TANQUES ENTERRADOS

Cuando un depósito es sometido a excitación se generan dos tipos de sollicitaciones: presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo y fuerzas de inercia en la masa del depósito. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: las presiones convectivas asociadas a los modos de vibración y las impulsivas asociadas al modo del cuerpo rígido. En términos de su magnitud, las presiones convectivas resultan ser menos importantes que las impulsivas; sin embargo, se pueden despreciar, salvo en el análisis de interacción suelo - estructura.

Para un tanque con paredes y fondo supuestos rígidos, las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de inercia se podrán determinar con base en el modelo equivalente que se muestra en la Figura 4.16. En esta analogía de masas virtuales adheridas, el fluido se sustituye por las masas M_0 y M_1 , colocadas a las alturas H_0 y H_1 , respectivamente, sobre el fondo del tanque; M_0 está unido rigidamente y simula los efectos de las presiones impulsivas, mientras que M_1 está unida mediante un resorte lineal de rigidez K_1 y simula los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de vibrar del líquido, dicho modelo es explicado y desarrollado en dicho apartado.

Como se sabe que la presión sobre la pared del tanque es triangular por lo que podemos considerar como condición desfavorable de diseño una presión uniforme en todo el tablero igual a $P = 3.5 \text{ t/m}^2$ y de igual forma para cada uno de los cuatro muros, entonces se puede considerar a los muros y las dos losas, tanto la de fondo como la tapa como losas aisladas y continuas.

En la Figura 4.17 se observa la sección del tanque enterrado.

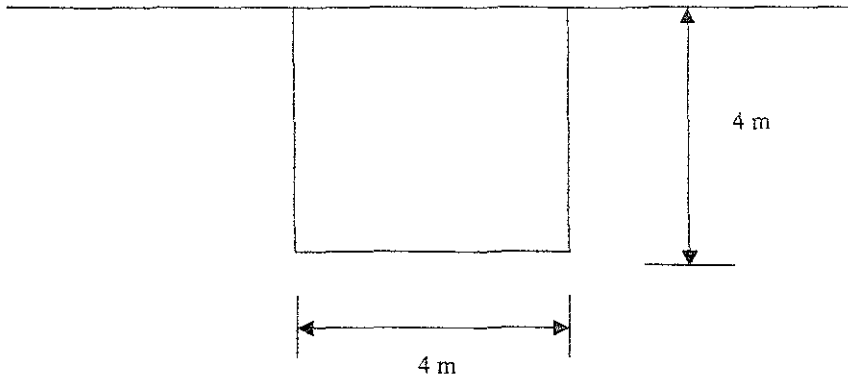


Fig. 4.17 Sección del tanque enterrado

Se puede inferir que el tanque de almacenamiento funciona como un dado, por lo tanto por cualquiera de sus cuatro lados que se le analice, éstos funcionarán como una losa cuadrada y continua por sus cuatro lados, esto para efecto de tomar valores de momento de la Tabla 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, tabla de coeficientes de momentos para tableros rectangulares.

Tabla 4.18 Coeficientes de momentos para tableros rectangulares, franjas centrales; para las franjas extremas multiplicarse los coeficientes por 0.60.

Relación de los lados corto a largo $m = a_1/a_2$

Tablero	Momento	Clase																
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	132	438	381	387	333	339	288	292		
	positivo	largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	298	292		
		corto	630	668	312	322	288	276	228	236	182	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	808	1018	568	594	505	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
	positivo	largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
		corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	199	0		
		largo	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	593	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
	positivo	largo	587	687	485	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
		corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	199	0		
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
		largo	185	200	147	158	142	153	138	148	135	146	134	141	133	144		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
	positivo	largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
		corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	199	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	199	0		
		corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	189	137	153		
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	148	151	137	153		
Asiada cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	390	0	330	0		
	positivo	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
		corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1180	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

Caso I. Lasa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II. Lasa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por $10^3 w_0$ dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I a, b, c, pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas, para el caso II se tomarán como los claros entre esas pero sin exceptuar del claro libre, más dos veces el espesor de la losa.

Obtención de la presión que ejerce el empuje del suelo sobre los muros se procederá de la siguiente forma:

Se está suponiendo que el suelo es tipo III, arcilla con un $\gamma_{\text{suelo}} = 1.5 \text{ ton/m}^3$

El peso volumétrico de agua es $\gamma_{\text{agua}} = 1.0 \text{ ton/m}^3$

Por lo tanto la presión será, presión = $\gamma h = 1.5 \text{ ton/m}^3 \times 4 \text{ m} = 6.0 \text{ ton/m}^2$

antes de diseño

$$250 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.8 f'_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.85 f'_c = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

por supuesto de muros $h=30 \text{ cm}$

diseño de los muros

dimensionamiento del acero de refuerzo

acero mínimo por flexión

$$A_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 25 = 6.59 \text{ cm}^2$$

acero mínimo por temperatura

$$= \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (30 + 100)} = 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$= 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

Revisión del acero máximo

$$\rho = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c''}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.014286 \times 100 \times 25 = 35.72 \text{ cm}^2$$

Tablero	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	ρ	$A_{s_{\text{calc}}}$ (cm ²)
Interior	Neg en bordes	corto	288	2.7648	3.8707	0.02045	0.000828	2.07
Todos los	Interiores	largo	288	2.7648	3.8707	0.02045	0.000828	2.07
Bordes	positivo	corto	126	1.2096	1.6934	0.00889	0.000360	0.90
Continuos		largo	126	1.2096	1.6934	0.00889	0.000360	0.90

Por lo tanto como $A_{s_{\text{calc}}} < A_{s_{\text{mín}}}$ por flexión \Rightarrow Rige el acero mínimo por flexión

$$A_s = 6.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 5 @ 25 cms} \Rightarrow A_{s_{\text{real}}} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$MR = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 5 @ 25} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 25} = 0.003168$$

$$q = \rho \frac{f_c}{f_t} = 0.003168 \times \frac{4200}{170} = 0.07827$$

$$MR = 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07827 (1 - 0.5 \times 0.07827) = 8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto como $MR \gg Mu \Rightarrow$ Por lo tanto **PASA**

Diseño de losa tapa

Constantes de diseño

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^{**} = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

Espesor supuesto de muros $h=15 \text{ cm}$

Revisión del acero de refuerzo

Acero mínimo por flexión

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 12 = 3.16 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por temperatura

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0205 \text{ cm/cm}$$

$$a_1 = 0.0205 \text{ cm/cm} \times 100 \text{ cm} = 2.05 \text{ cm} / \text{metro lineal}$$

Revisión del acero máximo

$$\rho = \frac{4800}{f_c + 6000} \frac{f_c}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.014286 \times 100 \times 12 = 17.14 \text{ cm}^2$$

Análisis de cargas

Peso propio de la losa $2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$

Instalaciones $= 20 \text{ kg/m}^2$

Peso adicional $= 40 \text{ kg/m}^2$

$$C = 420 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva máx = 100 kg/m^2

Carga Total = 520 kg/m^2

Tablero	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	ρ	$A_s \text{ calc}$ (cm ²)
Interior	Neg en bordes	corto	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Todos los	Interiores	largo	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Bordes	positivo	corto	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16
Continuos		largo	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16

Por lo tanto como $A_s \text{ calc} \ll A_s \text{ mín por flexión} \Rightarrow$ Rige el acero mínimo por flexión

$$A_s = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \Rightarrow A_{s_{\text{real}}} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$MR = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{100 \times 12} = 0.0029583$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.0029583 \times \frac{4200}{170} = 0.07309$$

$$MR = 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07309 (1 - 0.5 \times 0.07309) = 1.724 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto como $MR \gg Mu \Rightarrow$ Por lo tanto **PASA**

En este caso se puede evitar el diseño de la losa de fondo puesto que su armado va a resultar el mismo que el de las losas de los muros por la razón de que hay transferencia de esfuerzos y en consecuencia se tendrán los mismos elementos mecánicos.

2.2 TANQUES SEMIENTERRADOS

Los tanques ameritan criterios de análisis sísmico que difieren de los estipulados para estructuras de edificios, puesto que en adición a los efectos de inercia es necesario especificar cómo tomar en cuenta los efectos dinámicos del fluido sobre las paredes y el fondo de tanques.

En un tanque cerrado, perfectamente rígido y completamente lleno toda la masa del líquido, junto con la del recipiente, se mueve como cuerpo rígido. Sin embargo, basta con que el recipiente contenga un poco menos de su capacidad para que las presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo sean prácticamente iguales a las correspondientes al caso de tanques con superficie libre.

Para la condición de recipiente completamente lleno conviene acudir a los procedimientos de análisis sísmico descritos para estructuras de edificios. En cambio, para la condición de recipiente con superficie libre se recomienda un procedimiento de análisis sísmico que a pesar de ser dinámico no deja de ser aproximado, pero no obstante conduce a resultados suficientemente precisos desde el punto de vista de diseño estructural. La recomendación de tal procedimiento no excluye la posibilidad de recurrir a métodos dinámicos más rigurosos, como el análisis modal ordinario basado en espectros hidrodinámicos, siempre y cuando se consideren adecuadamente los efectos de inercia y dinámicos del líquido.

En lo que se refiere a los efectos de inercia, buena parte de los comentarios para estructuras de edificios son extensivos a tanques.

Para este caso, los efectos sísmicos son despreciables, es decir la condición más desfavorable es la de carga gravitacional, de hecho para cualquiera de los tanques enterrados, a nivel de terreno y en este caso se aplica lo que se acaba de mencionar, pero de todas formas si se desea hacer un análisis estructural más a fondo de dicho tanque, la forma de hacer las consideraciones es la misma que para los otros casos (Tanques enterrados o Tanques a nivel de terreno), es decir que cuando un depósito o tanque es sometido a determinados esfuerzos se generan dos tipos de sollicitaciones:

- a) Presiones hidrodinámicas.
- b) Fuerzas de inercia en la masa del depósito

Por otro lado el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas

- a) Presiones convectivas
- b) Presiones impulsivas.

Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

Todo el desarrollo matemático del modelo es similar al descrito en el apartado 4.2.3

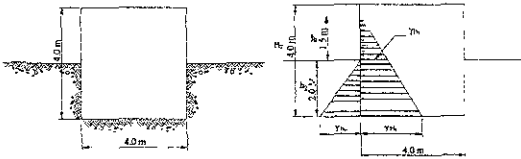


Fig. 4.19 Configuración de un tanque semienterrado y sus gráficas de presiones

En el caso de este tipo de tanques la mejor consideración que se puede hacer para asegurar su diseño bajo la condición más desfavorable es considerar al tanque lleno, por la razón de que si se le considera vacío como en los otros dos casos de tanques superficiales, únicamente se nos generaría una presión ejercida por el empuje del suelo, por este motivo se hará la siguiente consideración, para el armado exterior puede tomarse el empuje del suelo como la fuerza uniformemente repartida aunque se sabe que ésta sólo llega hasta los 2 m de profundidad, la tomaremos como uniforme en todo el muro, y para el armado de la cara interior, o sea de la que está en contacto con el agua, tomaremos el empuje del agua, reforzando en las esquinas como se recomienda en el apartado 4.2.1., otra consideración que puede hacerse es restar las presiones

neradas, es decir se le resta a la presión del agua que es la mayor e interior la presión del suelo terreno.

$$P_{\text{TOTAL}} = P_{\text{agua}} - P_{\text{suelo}} = 3.5 \text{ ton/m}^2 - 3.0 \text{ ton/m}^2 = 0.5 \text{ ton/m}^2$$

se considerará la presión resultante como la carga uniformemente distribuida.

$$W = 0.50 \text{ ton/m}^2$$

Diseño de los muros

Constantes de diseño

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

espesor supuesto de muros $h=30 \text{ cm}$

Revisión del acero de refuerzo

Acero mínimo por flexión

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 25 = 6.59 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por temperatura

$$A_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (30 + 100)} = 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$A_1 = 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{metrolineal}$$

visión del acero máximo

$$\rho = \frac{4800}{f_c + 6000} \frac{f_c''}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

para el caso de considerar sismo

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 P_s = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$l s_{\text{máx}} = 0.014286 \times 100 \times 25 = 35.72 \text{ cm}^2$$

Tablero	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	ρ	$A_s \text{ calc}$ (cm^2)
Interior	Neg en bordes	corto	288	0.2304	0.3226	0.00169	0.000068	0.17
Todos los interiores		largo	288	0.2304	0.3226	0.00169	0.000068	0.17
Bordes	positivo	corto	126	0.1010	0.1411	0.00074	0.000030	0.08
Continuos		largo	126	0.1010	0.1411	0.00074	0.000030	0.08

Por lo tanto como $A_s \text{ calc} \ll A_s \text{ min por flexión} \Rightarrow$ Rige el acero mínimo por flexión.

$$A_s = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \Rightarrow A_{s \text{ real}} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$MR = b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{100 \times 12} = 0.0029583$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c''} = 0.0029583 \times \frac{4200}{170} = 0.07309$$

$$= 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07309(1 - 0.5 \times 0.07309) = 1724 \text{ ton-m}$$

lo tanto como $MR \gg Mu \Rightarrow$ Por lo tanto PASA

eño de losa tapa

stantes de diseño

$$= 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

pesor supuesto de muros $h=15 \text{ cm}$

revisión del acero de refuerzo

acero mínimo por flexión

$$s_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 12 = 3.16 \text{ cm}^2$$

acero mínimo por temperatura

$$s = \frac{660 X_t}{f_y (X_t + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$= 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

Revisión del acero máximo

$$p_s = \frac{4800}{f_y + 6000} \frac{f_c''}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \cdot \frac{170}{4200} = 0.01905$$

Para el caso de considerar sismo

$$P_{\max} = 0.75P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$A_{s_{\max}} = 0.014286 \times 100 \times 12 = 17.14 \text{ cm}^2$$

Análisis de cargas

Peso propio de la losa $2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$

Instalaciones $= 20 \text{ kg/m}^2$

Peso adicional $= 40 \text{ kg/m}^2$

$$\Sigma = 420 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva máx = 100 kg/m^2

Carga Total = 520 kg/m^2

Tablero	Momento	Claro	$m_i = \frac{a_1}{a_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	P	$A_s \text{ calc}$ (cm ²)
Interior	Neg en bordes	corto	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Todos los interiores		largo	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Bordes Continuos	positivo	corto	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16
		largo	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16

por lo tanto como $A_s, calc \ll A_s$ mín por flexión \Rightarrow Rige el acero mínimo por flexión

$$= 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \Rightarrow A_{s, real} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$R = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$s = 3.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 3 @ 20 cms} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{100 \times 12} = 0.0029583$$

$$= \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.0029583 \times \frac{4200}{170} = 0.07309$$

$$MR = 100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07309 (1 - 0.5 \times 0.07309) = 1.724 \text{ ton-m}$$

por lo tanto como $MR \gg Mu \Rightarrow$ por lo tanto **PASA**

en este, al igual que en el anterior apartado se puede evitar el diseño de la losa de fondo puesto que su armado va a resultar el mismo que el de las losas de los muros debido a que hay transferencia de esfuerzos y consecuentemente habrá los mismos elementos.

4.2.3 TANQUES A NIVEL DE TERRENO

Para el diseño sísmico de tanques es necesario tener en cuenta los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado en adición a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y convectivos del fluido. Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, mientras que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

Los efectos de inercia se pueden tratar en forma semejante al caso de estructuras de edificios, por cuestiones prácticas, pero difieren en que a éstos se les tiene que agregar los efectos dinámicos del fluido sobre las paredes y el fondo de los tanques. Para ello, se establecen las ecuaciones de equilibrio dinámico de un sistema equivalente y se obtienen las respuestas de diseño mediante la aplicación de método modal espectral.

Para tratar los efectos hidrodinámicos, el fluido almacenado se puede reemplazar por dos masas virtuales ligadas al recipiente: una masa impulsiva, ligada rígidamente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al movimiento del cuerpo rígido del recipiente; y una masa convectiva, ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido.

Las recomendaciones que se estipulan en el presente apartado tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que obran sobre tanques sometidos a temblores que se especifican mediante los espectros de diseño establecidos para estructuras de edificios. Tales fuerzas son función de la masa del recipiente, las masas impulsiva y convectiva que simulan el fluido y la masa de la estructura de soporte, así como de las aceleraciones espectrales derivadas del espectro de diseño correspondiente a la zona sísmica y el tipo de terreno en que se ubicará la estructura.

En un depósito con paredes y fondo supuestos rígidos, las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de inercia se podrán determinar con base en el modelo equivalente que se muestra en la figura 4.20.

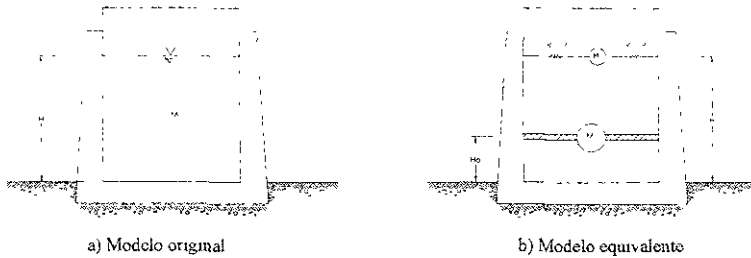


Fig. 4.20 Analogía de las masas virtuales adheridas para un tanque superficial

En esta analogía de masas virtuales adheridas, el fluido se sustituye por las masas M_0 y M_1 colocadas a las alturas H_0 y H_1 , respectivamente, sobre el fondo del tanque, M_0 está unido rigidamente y simula los efectos de las presiones impulsivas, mientras que M_1 está unida mediante un resorte lineal de rigidez K_1 y simula los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de vibrar del líquido.

Para depósitos circulares y rectangulares, los parámetros del modelo equivalente se pueden determinar de manera aproximada de acuerdo con las expresiones siguientes

Para depósitos circulares con $H/R \leq 1.5$

$$M_0 = \frac{\tanh(1.7R/H)}{1.7R/H} M$$

$$M_1 = \frac{0.71 \tanh(1.8H/R)}{1.8H/R} M$$

$$H_0 = 0.38H[1 + \alpha[M/M_0 - 1]]$$

$$H_1 = H[1 - 0.21 \frac{M}{M_1} [\frac{R}{H}]^2 + 0.55\beta \frac{R}{H} [0.15[\frac{RM}{HM_1}]^2 - 1]^{\frac{1}{2}}]$$

$$K_1 = \frac{4.75gM_1^2H}{MR^2}$$

para depósitos rectangulares con $H/L \leq 1.5$

$$M_0 = \frac{\tanh(1.7L/H)}{1.7L/H} M$$

$$M_1 = \frac{0.71 \tanh(1.8H/R)}{1.8H/R} M$$

$$H_0 = 0.38H[1 + \alpha[M/M_0 - 1]]$$

$$H_1 = H[1 - 0.21 \frac{M}{M_1} [\frac{R}{H}]^2 + 0.55\beta \frac{R}{H} [0.15[\frac{RM}{HM_1}]^2 - 1]^{\frac{1}{2}}]$$

$$K_1 = \frac{4.75gM_1^2H}{MR^2}$$

En estas expresiones g es la aceleración de la gravedad, R es el radio de la base del depósito, $2L$ la dimensión del depósito en la dirección del movimiento del terreno, H el tirante y M la masa del fluido almacenado. En ambos casos, $\alpha = 1.33$ 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 las paredes del depósito

ando H/R o H/L sea mayor que 1.5, los parámetros equivalentes M_1 , H , y K_1 se calcularán aplicando las expresiones anteriores, sin modificar la masa ni el tirante del líquido. En cambio, el cálculo de los parámetros equivalentes M_0 y H_0 se llevará a cabo suponiendo que el líquido que se encuentra por debajo de la profundidad $1.5R$ o $1.5L$ medida desde la superficie se mueve como un sólido rígido al depósito, de modo que las expresiones anteriores se aplicarán sólo a la porción del líquido situada arriba de esa cota.

Presiones hidrodinámicas

Para llevar a cabo un análisis de esfuerzos detallado de las paredes y el fondo de un depósito es necesario conocer tanto la distribución como la magnitud de las presiones hidrodinámicas locales. Para ello conviene acudir a procedimientos rigurosos, sin embargo, para fines prácticos se puede recurrir a un procedimiento aproximado de tipo inverso que consta de los siguientes pasos

1. Determinar la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del depósito.
2. Calcular las solicitaciones de diseño por unidad de longitud correspondientes a la fuerza cortante y el momento de volteo del paso 1.
3. Distribuir las solicitaciones de diseño del paso 2 a lo largo de la altura del depósito suponiendo para esto una distribución de presión lineal equivalente.

Sean V_s y M_s , respectivamente la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base del depósito, provenientes de las fuerzas de inercia asociadas a las masas impulsivas, convectiva y de las paredes del depósito. Para valuar las presiones hidrodinámicas locales se requiere conocer la fuerza cortante v_s y el momento de volteo m_s por unidad de longitud en términos de V_s y M_s , respectivamente. La fuerza y momento por unidad de longitud se determinan como

$$v_s = \frac{V_s}{\pi R} \quad m_s = \frac{M_s}{\pi R} \quad \text{cuando se trate de depósito circular, o bien como:}$$

$$v_s = \frac{V_s}{4B} \quad m_s = \frac{M_s}{4B}$$

en un caso de depósito rectangular, siendo $2B$ su dimensión en la dirección perpendicular al movimiento del terreno.

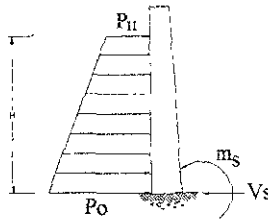


Fig. 4.21 Distribución de presión lineal en las paredes de un tanque

En la Figura No. 21 anterior se muestra la distribución de presión lineal equivalente que se propone para valorar las presiones hidrodinámicas locales. Usando simple estática se tiene que las presiones equivalentes P_0 y P_H en los extremos de las paredes del depósito se encuentran al resolver el sistema de ecuaciones algebraicas.

$$\{P_0 + P_H\} \frac{H}{2} = v_s$$

$$\{P_0 + 2P_H\} \frac{H^2}{6} = m_s$$

Conocidos los valores de P_0 y P_H , las presiones hidrodinámicas locales sobre las paredes del depósito se calculan como

$$P = [P_H + [P_0 - P_H] \frac{Z}{H}] \cos \theta$$

do se trate de depósito circular, o bien como

$$P = P_H + [P_0 - P_H] \frac{Z}{H}$$

aso de depósito rectangular. En estas expresiones, Z y θ son las coordenadas del punto de se valúa la presión, la profundidad Z se mide con respecto a la superficie libre del líquido y la desviación θ con respecto a un eje paralelo y de igual sentido que el movimiento *terreno considerado*.

lo que se refiere a las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del depósito, se puede suponer su distribución es lineal sin que por ello se introduzca error excesivo.

Esfuerzos de inercia

Para valuar el máximo esfuerzo cortante en las paredes del depósito es necesario conocer la fuerza cortante de diseño en la base, mientras que el máximo esfuerzo axial en las paredes del depósito se puede valuar conocido el momento de volteo de diseño en la base

Para la cimentación, el momento de volteo de diseño es la suma de los momentos que provienen de las presiones hidrodinámicas que actúan tanto en las paredes como en el fondo del depósito. Por tal razón, también es necesario conocer el momento de volteo de diseño en el fondo.

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base, V_0 y M_0 , se calcularán teniendo en cuenta la interacción líquido - recipiente, mediante las expresiones

$$V_0 = M_0 g \frac{a[\bar{T}_0]}{Q[\bar{T}_0]} \xi$$

$$M_0 = V_0 H_0$$

\bar{T}_0 es el periodo efectivo de la estructura con base flexible y ξ el factor de amortiguamiento función del amortiguamiento efectivo ζ_0 , los cuales se obtienen, a es la ordenada espectral y Q' el factor reductor por ductilidad correspondientes al periodo efectivo.

La fuerza cortante y el momento de volteo en la base asociados a dicha fuerza se obtendrán con expresiones similares a las del efecto impulsivo pero sustituyendo M_0 y H_0 por los parámetros apropiados.

La fuerza cortante y el momento de volteo convectivos en la base, V_1 y M_1 , se calcularán sin tener en cuenta la interacción líquido - recipiente ni la interacción suelo - estructura, mediante las expresiones:

$$V_1 = M_1 g \frac{a[\bar{T}_1]}{Q'[\bar{T}_1]}$$

$$M_1 = V_1 H_1$$

donde a es la ordenada espectral y Q' el factor reductor por ductilidad correspondientes al periodo fundamental de vibración del líquido, el cual es igual a

$$T_1 = 2\pi \left[\frac{M_1}{K_1} \right]^{1/2}$$

Las máximas respuestas impulsiva y convectiva no ocurren simultáneamente, por lo que la fuerza cortante y el momento de volteo máximos probables se obtendrán mediante la combinación de los efectos impulsivo y convectivo de acuerdo con la fórmula

$$S = [S_0^2 + S_1^2]^{1/2}$$

en donde S_0 y S_1 representan las fuerzas cortantes o los momentos de volteo en la base asociados a los efectos impulsivo y convectivo, respectivamente.

Interacción suelo - estructura

Interacción suelo - estructura usualmente alarga el periodo de vibración del modo impulsivo y el amortiguamiento asociado. Por lo general, el alargamiento del periodo se traduce en un aumento de la respuesta, que se ve contrarrestado por el aumento en el amortiguamiento.

Los estudios de la interacción entre el suelo y la estructura han sido ampliamente estudiados para el caso de edificios. En cambio, para tanques los estudios sobre dichos efectos son escasos y los resultados que se obtengan del análisis de interacción suelo - estructura deben obtenerse con cautela.

En el caso de tanques donde el análisis de interacción suelo - estructura podría dar resultados poco confiables se establecieron dos limitaciones, una de seguridad y otra de economía. Por seguridad, se juzgó conveniente limitar las reducciones por interacción imponiendo la condición $\bar{\xi}_0, \bar{\xi}_2 \geq 0.02$, la cual corresponde al nivel más bajo de amortiguamiento que se sospecha podría tenerse en tanques típicos.

Efectos combinados de los movimientos del terreno

Debido a la combinación de los efectos de los componentes del movimiento del terreno, vertical y normal en la dirección de análisis, se consideran mediante un factor de superposición igual a 0.5. En el caso de tanques, tales efectos adquieren mayor importancia que en estructuras de edificios donde el factor se toma igual a 0.3.

Interacción líquido - recipiente

Los periodos y modos naturales de vibrar impulsivo y convectivos dependen de la deformabilidad del recipiente. Del análisis riguroso de recipientes flexibles se desprende que la interacción entre el líquido y el recipiente tiene una influencia despreciable en los modos convectivos. Por tal razón, y para propósitos de diseño, las presiones convectivas del caso flexible se pueden suponer iguales a las del caso rígido.

Para aumentar la flexibilidad del recipiente, la respuesta de la masa impulsiva se incrementa que se genera amplificación dinámica causada por la condición de oscilador que se tiene dicha masa se liga elásticamente al recipiente. La respuesta impulsiva se puede variar tan significativamente que es recomendable considerar la interacción líquido - estructura en el diseño.

De acuerdo a parte del Manual de Diseño de Obras Civiles del área de Estructuras de la Comisión Nacional de Electricidad, en el apartado de diseño de tanques y depósitos da algunas recomendaciones:

El diseño de tanques rectangulares puede basarse en la teoría de placas delgadas con condiciones de contorno pequeñas, tomando en cuenta las condiciones de continuidad en los bordes de la placa. Cuando sean significativas, se incluirán las tensiones en los planos de las placas, causadas por el empuje interior del líquido, o por el paso de éste en tanques elevados. Así mismo se analizarán los esfuerzos cortantes en los bordes.

En las esquinas de tapas rectangulares apoyadas y ancladas en las paredes, se suministrará refuerzo en el lecho superior. Este refuerzo puede colocarse en dos direcciones paralelas a los bordes; su cuantía en cada una de ellas será igual 0.005, y cubrirá zonas definidas por un quinto de cada lado.

Si el tanque tiene varios compartimentos, debe considerarse la posibilidad de que algunos estén vacíos y otros vacíos, de modo que cada elemento se diseñe para la condición más desfavorable.

Para el caso en particular de los tanques rectangulares sobre la superficie del terreno se hace la recomendación de las siguientes estructuraciones:

- 1) Muros en voladizo sobre zapatas corridas, y losa de fondo no estructural.
- 2) Muro formado por losas y contrafuertes con zapata corrida, y losa de fondo estructural.
- 3) Muros en voladizo, continuos con losa de fondo estructural.

ro formado por losas y contrafuertes continuos abajo con contratraves y fondo
ructural

tanques en que la altura es grande en comparación con las dimensiones horizontales. Las
paredes de estos depósitos trabajan esencialmente a flexotensión horizontal.

tanques en que sus tres dimensiones son comparables (ninguna excede al doble de otra).
Las losas de estos tanques trabajan en dos direcciones y a tensión horizontal.

anteriores recomendaciones para nuestro caso, las que se aplican son las de los incisos 1),
, las demás se mencionan para que en caso de requerirse se tomen en cuenta según sea el

forma 1 se usa cuando las dimensiones horizontales del tanque son mayores que 3 ó 4 veces
altura, y el terreno es firme. La forma 3 está indicada si sólo una de las dimensiones
horizontales cumple con la condición anterior, o si el terreno es blando.

En los casos anteriores la altura excede de 4m debe revisarse la conveniencia de usar las
formas 2 y 4 a base de contrafuertes. En este caso, se recomienda escoger un espesor de losa,
partir de él determinar la separación de los contrafuertes.

En las soluciones descritas, si el depósito tiene tapa, ésta puede unirse a las paredes de modo que
trabaje a tensión y las paredes queden atirantadas en su extremo superior. Si es dudoso el trabajo
a tensión de la tapa, se recomienda mejor unirla a las paredes a través de apoyos deslizantes, y
dejar libres los bordes superiores de las paredes. Aunque el depósito no tenga tapa, si el uso
del tanque lo permite, pueden usarse tirantes de acero en la parte superior.

Las tapas de tanques rectangulares pueden ser sistemas a base de losas y vigas, o de losas sin
vigas (losas planas con o sin capitel). Como norma general se sugiere que, si las paredes del
tanque son muros sin contrafuertes, se use losa sin vigas, y si el muro tiene contrafuertes, se
emplee un sistema de vigas y losas.

consta de vigas y losas y se requieren columnas interiores, se recomienda colocar éstas antes en dos direcciones normales, con separación del orden de 4m. Se procurará que las juntas de los tableros sean tales que se requieran espesores de losa del orden de 10cm, para considerar la necesidad de vigas secundarias. Cuando es de losa sin vigas y hay columnas interiores, conviene revisar la posibilidad de tabacos y capiteles.

Si el techo lleva vigas o no, si hay más de dos claros en una dirección puede resultar conveniente reducir los claros extremos con respecto a los interiores.

Analisis y recomendaciones diversas

Las paredes, fondos, o tapas, de largo mayor que el doble del ancho, se pueden analizar como si fueran sólo en la dirección corta. En los bordes cortos se suministrará refuerzo de continuidad a cara de tensión, en cantidad igual a la necesaria por cambios volumétricos.

Las paredes con relación largo - ancho menor de 2, sujetas en sus bordes verticales, o en éstos y el superior, se sugiere construir las y analizarlas como si estuvieran articuladas en la base.

El borde superior de una pared se considera articulado si sobre él apoya la tapa, unida a la pared por barras rectas que salen de ésta y penetran en la losa. Si en la unión pared - tapa se suministra refuerzo de continuidad por flexión, debe tomarse en cuenta esta condición en el análisis.

Al analizar la estabilidad de muros en voladizo o con contrafuertes, en ambos casos sobre zapatas corridas, se recomienda no incluir como fuerza estabilizadora el peso del agua situada sobre la zapata.

En las uniones verticales de muros en voladizo, debe suministrarse refuerzo horizontal en ambas caras a fin de dar continuidad en esta dirección a la intersección.

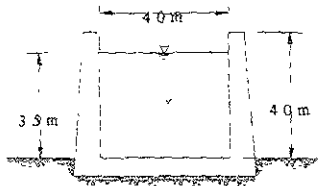
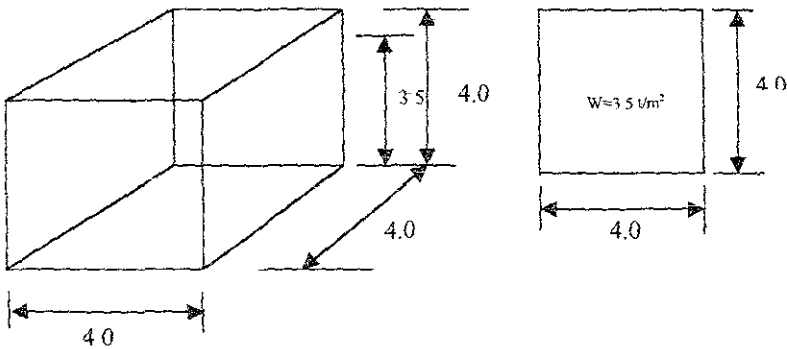
En el caso que se propone revisar, se analizará y se diseñará un tanque superficial con las dimensiones que se muestran en la Figura No 4.22 siguiente.

Se supone que el suelo es tipo I

El peso volumétrico del agua es de 1.0 ton/m^3

Por tanto la presión es igual a $= 1.0 \text{ ton/m}^3 \times 3.5 \text{ m} = 3.05 \text{ ton/m}^2$

Se sabe que la presión sobre la pared del tanque es triangular por lo que se puede considerar como condición desfavorable de diseño una presión uniforme en todo el tablero igual a $P = 3.5 \text{ ton/m}^2$ y de igual forma para cada uno de los cuatro muros, entonces se puede considerar a los muros y las dos losas, tanto la de fondo como la tapa como losas aisladas y continuas.



Esquema del tanque

Fig. 4.22 Dimensiones del tanque a nivel de terreno

El diseño de éste tipo de tanque se pueden hacer suposiciones muy similares a las que se para el caso de los tanques enterrados con la diferencia de que en este caso no actúa el empuje producido por el terreno puesto que el tanque está a nivel de terreno, pero si se considera la condición de diseño más desfavorable resulta ser que se diseñará considerando al tanque en la finalidad de que se ejerza la mayor presión sobre los muros; por lo tanto se considera el tirante del agua es igual a 3.5 m de altura, entonces la presión será.

$$P = \gamma h = 1.0 \text{ ton/m}^3 \times 3.5 \text{ m} = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

Así podemos hacer las mismas consideraciones de diseño que para los tanques enterrados

antes de diseño

$$250 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.8 f_c = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

Por supuesto de muros $h=30 \text{ cm}$

diseño de los muros

Presión del acero de refuerzo

Área mínima por flexión

$$\delta_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_s} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 25 = 6.59 \text{ cm}^2$$

Área mínima por temperatura

$$\frac{60X_1}{V_1 + 100} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (30 + 100)} = 0.036264 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$.6264 \text{ cm}^2 / \text{cm} \times 100 \text{ cm} = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

del acero máximo

$$\frac{4800}{y} \frac{f'_c}{+ 6000 f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

caso de considerar sismo

$$: 0.75 P_b = 0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$= 0.014286 \times 100 \times 25 = 35.72 \text{ cm}^2$$

Tiplo	Momento	Claro	$m_1 = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	ρ	A_{calc} (cm ²)
terior	Neg en bordes	corto	288	1.6128	2.4192	0.01273	0.000760	1.89
odos los teriores		largo	288	1.6128	2.4192	0.01273	0.000760	1.89
bordes Continuos	positivo	corto	126	0.7056	1.0584	0.00555	0.000330	0.83
		largo	126	0.7056	1.0584	0.00555	0.000330	0.83

o lo tanto como A_{calc} ($\ll A_s$ mín por flexión \Rightarrow Rige el acero mínimo por flexión)

$$s=6.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Var \# 5 @ 25 cms} \Rightarrow A_{s_{real}} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Revisión de la resistencia

$$MR = bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$\Rightarrow \text{Var\#5@25} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 25} = 0.003168$$

$$0.003168 \times \frac{4200}{170} = 0.07827$$

$$25)^2 \times 170 \times 0.07827(1 - 0.5 \times 0.07827) = 8 \text{ ton-m.}$$

como $M(R) > M_u \Rightarrow$ Por lo tanto PASA

losa tapa

es de diseño

$$) \text{ kg/cm}^2$$

$$3f_c^* = 0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$85f_c^* = 0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$200 \text{ kg/cm}^2$$

or supuesto de muros $h=15 \text{ cm}$

sión del acero de refuerzo

ro mínimo por flexión

$$s_{\text{mit}} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 12 = 3.16 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por temperatura

$$a_s = \frac{660X_1}{f_y(X_1 + 100)} = \frac{660 \times 30}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$m = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{metro lineal}$$

Áximo

$$= \frac{4800}{4200 + 6000} \frac{170}{4200} = 0.01905$$

considerar sismo

$$0.75 \times 0.01905 = 0.014286$$

$$86 \times 100 \times 12 = 1714 \text{ cm}^2$$

argas

de la losa $2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$

es $= 20 \text{ kg/m}^2$

donal $= 40 \text{ kg/m}^2$

kg/m^2

total $= 520 \text{ kg/m}^2$

Tablero	Momento	Claro	$m_1 = \frac{a_1}{a_2}$	M (ton-m)	Mu (ton-m)	q	ρ	$A_s \text{ calc}$ (cm^2)
Interior	Neg	en corto	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
	bordes							
Todos los interiores		largo	288	0.2396	0.3355	0.00351	0.000142	0.35
Bordes	positivo	corto	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16
Continuos		largo	126	0.1048	0.1468	0.00154	0.000062	0.16

$A_{calc} \ll A_s \text{ mín por flexión} \Rightarrow$ Rige el acero mínimo por flexión

$$\text{Var \# 3 @ 20 cms} \Rightarrow A_{s_{real}} = 3.55 \text{ cm}^2$$

resistencia

$$(1 - 0.5q)$$

$$r^2 \Rightarrow \text{Var\#3@20cms} \quad \text{Por lo tanto} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{100 \times 12} = 0.0029583$$

$$= 0.0029583 \times \frac{4200}{170} = 0.07309$$

$$100 \times (25)^2 \times 170 \times 0.07309 (1 - 0.5 \times 0.07309) = 1.724 \text{ ton - m}$$

tanto como $MR \gg Mu \Rightarrow$ Por lo tanto **PASA**

En este caso se puede evitar el diseño de la losa de fondo puesto que su armado va a resultar el mismo que el de las losas de los muros por la razón de que hay transferencia de esfuerzos y en consecuencia habrá los mismos elementos mecánicos

5. CONCLUSIONES.

Como ya se mencionó en algunos de los capítulos que conforman esta tesis, el problema del agua potable se puede ver desde varios puntos de vista, el primero podría ser el abastecimiento del líquido y siguiendo por ésta vertiente, el problema para nuestro país no es que no se cuente con la cantidad suficiente de agua, sino que dicha cantidad está mal distribuida, mientras que en algunos estados de la República Mexicana, sobre todo en los estados del norte del país, son frecuentes las sequías y al contrario en la mayoría de los estados del sureste mexicano prácticamente llueve todo el año y donde se puede decir que existe una condición media para que haya un buen abastecimiento de agua, normalmente no se cuenta con condiciones topográficas. Hay que recordar que en la mayoría de las ciudades como la Ciudad de México, prácticamente todos los ríos o arroyos están contaminados, por lo que se hace necesario traer el agua de alguna otra parte, lo que la convierte en un recurso muy caro y difícil de traer si tomamos en cuenta la altitud de la Ciudad de México, prácticamente la mayoría de la población del país se concentra en centros urbanos y casi todos estos están ubicados a altitudes mayores a los 500 m.s.n.m. por todo lo anteriormente descrito es muy importante saber manejar el agua potable, no sólo desde un punto de vista técnico, sino también desde un punto de vista social.

Por otro lado, una vez que ya se resolvió el problema del abastecimiento del agua, se procede entonces a escoger el tanque de almacenamiento en algunos casos y en otros a escoger uno de regularización del agua, en algunos de los capítulos de la tesis, se dieron algunas recomendaciones estructurales anticipadamente.

La elección del sitio y del tipo del tanque ya sea de almacenamiento o de regularización, o superficial o elevado, se basa esencialmente en las características propias del lugar donde se piensa o se hace necesario construirle, así se ven las condiciones topográficas, geotécnicas y geográficas del lugar, un aspecto fundamental para la construcción y antes diseño de determinado tanque, es el aspecto económico, por lo tanto se deben programar las actividades que intervienen en la construcción junto con las inversiones, también es importante la recirculación del agua en los tanques, para así garantizar la calidad de agua ya sea para consumo humano o para otras actividades, el aspecto económico es muy importante y va íntimamente ligado con aspectos técnicos, es decir, sería un tanto ilógico pensar en construir un tanque elevado donde la topografía no es plana, y viceversa, por otro lado en lo que se refiere a

tanques elevados se pueden construir de concreto o metálicos, en estructuras de soporte con una altura que dependerá de la carga hidráulica que se necesite en el proyecto. Por otro lado, hablando de cuestiones estructurales de los tanques, se sabe que hay tanques superficiales o elevados y rectangulares o circulares, de forma esférica, según sea el caso del material con que se va a construir, en cuanto a éstos materiales, hay de concreto, de acero o de concreto presforzado, para algunos que sean de una capacidad muy grande. Algunos tanques ofrecen ventajas sobre otros considerando las mismas condiciones generales, por ejemplo, un tanque enterrado tiene la ventaja de que no queda visible y la superficie que queda por encima de él se le puede dar otro uso, pero por otro lado el costo que se va a ejercer por concepto de la excavación aumenta el costo de dicho tanque, si el tanque es elevado, algo que puede influir en la elección del material es la permanencia que se prevea para el tanque, es decir un tanque de estructura metálica es susceptible de desmontarse y colocarse en otro sitio, cosa que no sucede con los tanques de concreto.

En el capítulo 2, de la tesis, se dan una serie de recomendaciones que se pueden consultar para un diseño rápido o preliminar de un tanque, si se desea ver la conveniencia de usar uno u otro Reglamento de Construcciones en particular, se puede revisar el capítulo 4, que contiene algunos métodos de diseño tomando en cuenta algunos Reglamentos, de los cuales se pueden sacar algunas conclusiones como que el Reglamento de Construcciones del ACI, es más conservador en cuanto a resultados que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, y uno se pregunta, ¿cuál arrojará resultados más confiables o más económicos, aunque los dos van ligados?, se diría que los estadounidenses por ser un país más desarrollado que el nuestro tiene más tecnología al alcance de la mano y más recursos financieros disponibles para realizar investigaciones, por ello se podría inferir que sus resultados son más confiables que los nuestros, pero haciendo una comparación vemos que los resultados no están muy lejos el uno del otro y si revisamos los reglamentos que se quieran en número, podemos ver que sus artículos, comentarios o Normas Técnicas Complementarias son muy similares aún así, incluso esto sucede haciendo una comparación entre paquetes estructurales.

REFERENCIAS

- 1.- "Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario" Comisión Nacional del Agua
- 2.- "Instructivo para estudio y proyecto de obras de abastecimiento de agua potable" Programa Coplamar
- 3.- "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal" Departamento del Distrito Federal
- 4.- "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Departamento del Distrito Federal
- 5.- "Reglamento de Construcciones del ACI". American Concrete Institute.
- 6.- "Reglamento de Construcción en Acero del AISC" American Institute of Steel Construction.
- 7.- "Tanques circulares de concreto sin presfuerzo, PCA" Portland Cement Association
- 8.- "Detalles de Refuerzo para Estructuras Hidráulicas, Ingeniería y Diseño, Manual 1110-2-2103/21 de mayo de 1971" Departamento de la Armada, USA.
- 9.- "Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras C.2.5 Tanques y Depósitos" Comisión Federal de Electricidad.
- 10.- "Diseño Estructural" Editorial Limusa Roberto Meli.
- 11.- "Manual de Construcción en Acero" Editorial Limusa. IMCA, Tomo I y II.
- 12.- "Abastecimiento de Agua Potable" Facultad de Ingeniería. Enrique César Valdez.
- 13.- "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo". Comisión Federal de Electricidad.