



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

"DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA
TANQUES VERTICALES"

TÉSIS:
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTA:

JOSÉ ARTURO MARTINEZ
CONTRERAS

DIR. DE TESIS M.I. MIGUEL ÁNGEL
RODRIGUEZ VEGA

MARZO 2008

Es el presente trabajo un pequeño reconocimiento a todas aquellas personas que han depositado su confianza en mi persona, agradezco a todas y cada una de ellas su apoyo y aliento en todos los momentos de mí vida, gracias.

A las dos más grandes alegrías y orgullos de mi vida

Arthur y Oly

A mi padres, que con fortaleza y valores lograron guiarme

Josefina y Arturo

A mis hermanas, con mi respeto y admiración

Edith, Araceli y Claudia

A mis sobrinos

María Fernanda, Claudio y Edith Mariana

A mis amigos por compartir sus vidas conmigo

Aline Alexandra, Miriam, Magdalena, Dalia, Antonio Miralles, Antonio González, Armando, Betsabe, Dmitri, Eden , José Manuel, Hugo, Sergio, Jorge, José Ricardo, José Luis, Leonardo, Lucia, Pedro, Rosaisela, Rosa Ávila, Rosario, Sandra, Jorge Luis.

A mis maestros:

Rosaisela, Felix Nuñez O. Martín Barcenas Escobar, Jorge Solar, Fernando Monroy Miranda, José Luis Trigós Suárez, Jorge Ávila, Oscar Hernández , Gabriel Moreno Pecero, Marcos Trejo Hernández, Arturo Nava Mastache, Miguel Ángel Rodríguez Vega, José Manuel Salinas Sandoval, Alejandro Martínez, Lorenzo Reyes, Cesar Días Leal, Roberto Martínez, Roberto Gómez, Martha Bernal, Antonio Uribe Carvajal.

He podido ver más allá ya que he estado sobre los hombros de gigantes

ÌNDICE

INTRODUCCIÓN

1 ANTECEDENTES

2 ACCIONES DE DISEÑO

- 2.1 Acciones verticales.
- 2.2 Acciones de viento.
- 2.3 Acciones sísmicas.
- 2.4 Combinaciones de carga.

3 DIMENSIONAMIENTO Y REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD

- 3.1 Dimensionamiento del pedestal y de la zapata de cimentación.
- 3.2 Revisión por volteo.
- 3.3 Revisión por deslizamiento.
- 3.4 Revisión de esfuerzos en el suelo.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

- 4.1 Revisión del peralte de la zapata de cimentación.
- 4.2 Diseño por flexión.
- 4.3 Diseño por fuerza cortante.

5 DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

- 5.1 Diseño del pedestal de apoyo.
- 5.2 Diseño de anclas.
- 5.3 Diseño de placas base.

6 CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO

DEFINICIONES

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1. Almacenamiento de recipientes.
- Figura 2. Tanque horizontal para almacenamiento de gas.
- Figura 3. Tanque esférico para almacenamiento de gas.
- Figura 4. Tanque vertical.
- Figura 5. Ubicación del tanque.
- Figura 6. Datos generales de las secciones.
- Figura 7. Mapa de isotacas regionales para un periodo de recurrencia de 200 años
- Figura 8. Distribución de presiones sobre el tanque propuesto.
- Figura 9. Regionalización sísmica de la República Mexicana.
- Figura 10. Estructura idealizada.
- Figura 11. Arreglo de la placa base y agujeros para anclas.
- Figura 12. Cargas actuantes sobre el tanque.
- Figura 13. Octágono requerido para la cimentación del tanque.
- Figura 14. Origen del sistema de referencia determinado con las excentricidades de diseño de la estructura.
- Figura 15. Distribución de presiones de la cimentación sobre el suelo de apoyo.
- Figura 16. Geometría de la zapata y dado de cimentación para el tanque.
- Figura 17. Modelo estructural idealizado.
- Figura 18. Modelo matemático y distribución de cargas sobre la zapata.
- Figura 19. Reacciones de la distribución de cargas consideradas en el modelo matemático.
- Figura 20. Diagrama de momentos flexionantes.
- Figura 21. Diagrama de fuerza cortante.
- Figura 22. Geometría y refuerzo de la zapata de cimentación.
- Figura 23. Geometría de placa base para apoyo de tanque.

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 1. Cargas verticales.
- Tabla 2. Datos generales de las secciones.
- Tabla 3. Resumen de cargas actuantes por viento.

Tabla 4. Resumen de resultados obtenidos en el análisis sísmico tanque vacío.

Tabla 5. Resumen de resultados obtenidos en el análisis sísmico tanque lleno.

Tabla 6. Elementos mecánicos a considerar en el análisis.

Tabla 7. Cargas primarias.

Tabla 8. Combinaciones de cargas gravitacionales.

Tabla 9. Combinaciones de cargas accidentales.

Tabla 10. Combinaciones de carga para el diseño de la cimentación.

Tabla 11. Dimensionamiento preliminar del dado.

Tabla 12. Dimensiones propuestas para el análisis y diseño de la cimentación.

Tabla 13. Elementos mecánicos para la revisión de la estabilidad del tanque.

Tabla 14. Esfuerzos por carga vertical.

Tabla 15. Esfuerzos actuantes sobre el suelo.

Tabla 16. Coeficientes de amortiguamiento típicos de distintos tipos de estructuras.

ÍNDICE DE GRÁFICAS.

Gráfica 1. Distribución de las fuerzas de viento.

Gráfica 2. Distribución de momentos de volteo.

Gráfica 3. Espectro de diseño.

Gráfica 4. Distribución de fuerzas sísmicos tanque vacío.

Gráfica 5. Distribución de momentos de volteo tanque vacío.

Gráfica 6. Distribución de fuerzas sísmicas tanque lleno.

Gráfica 7. Distribución de momentos de volteo tanque lleno.

Gráfica 8. Espectros de pseudoaceleración de un registro tipo

INTRODUCCIÓN

Una de las principales motivaciones para desarrollar el tema de Diseño de cimentaciones para tanques verticales, fue dar una visión a todos aquellos estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil que se encuentran interesados en las estructuras, sobre las diferentes estructuras a las que se pueden enfrentar en su vida como profesionistas, ya que durante la carrera no se tratan estructuras diferentes a las de tipo urbano y menos aún se tratan las diferentes acciones que se pueden presentar durante su vida útil (sismo, viento, empujes de suelos y materiales, cargas debidas al funcionamiento de equipo, asentamientos, etcétera).

Al principio de ésta tesis se da una breve idea sobre los tipos de almacenamiento que se pueden presentar y sus características más generales, en cualquier tipo de industria, minera, petrolera, textil, entre otras.

En el siguiente capítulo se determinan todas las acciones que intervienen en el proceso de diseño de la cimentación de la columna o tanque de almacenamiento. Se recurrió a los Manuales de la Comisión Federal de Electricidad debido al reconocimiento que por sus investigaciones realizadas tiene en la comunidad de la ingeniería a nivel nacional e internacional, además de que no se cuenta con la reglamentación oficial para realizar los análisis de viento y sismo. Además se recurrió al reglamento ACI 318-02 para determinar las combinaciones de carga que rigen el diseño ya que generalmente en los proyectos de éste tipo es un requisito del cliente y se encuentra en las bases de diseño de los proyectos. Consideré conveniente incluir las combinaciones de carga del reglamento ACI, ya que para todo estudiante o profesionista que inicia será conveniente tener otras referencias además de las nacionales.

En el capítulo 3 me refiero al dimensionamiento de los elementos estructurales zapata y pedestal de apoyo para los tanques de almacenamiento vertical, además realice los análisis de volteo, deslizamiento y de esfuerzos en el suelo ante la combinación de carga que rigió el diseño.

En el siguiente capítulo se trataron los temas de la determinación del peralte de la zapata, determinación del acero para flexión y fuerza cortante, además del diseño por cambios volumétricos.

Finalmente en el capítulo 5 se muestra la metodología para el diseño de los elementos secundarios, tales como el pedestal de apoyo, anclas y placa base

1 ANTECEDENTES

ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

Todos los problemas relativos a la manipulación y el movimiento de materiales comprenden también, en alguna medida, el almacenamiento de los mismos, salvo en algunos casos en que el movimiento sea inherente al proceso, o sea, en los que el movimiento de las materias primas o de los productos acabados sea directa. Es conveniente, citar los métodos de almacenamiento y procesos comúnmente empleados en la industria química.

Los materiales comúnmente almacenados y procesados en la industria química pueden ser agrupados de acuerdo a sus características físicas, como a continuación se menciona:

A MATERIALES SÓLIDOS

- 1.- A granel
- 2.- En recipientes

B GASES

- 1.- A granel o en grueso
- 2.- En recipientes

C MATERIALES LÍQUIDOS

- 1.- A granel o en masa
- 2.- En recipientes

A. ALMACENAMIENTO DE MATERIALES SÓLIDOS

1.- Los materiales sólidos a granel se almacenan apilados al aire libre; o bien bajo techo, apilados en silos o en depósitos.

El almacenamiento en montones dentro de locales o bajo techo suele emplearse para materiales que han de mantenerse secos o protegidos de la intemperie por alguna razón determinada. Entre ellos figuran

cerámicos, chatarra de metales, arena para fabricación de vidrio, productos agrícolas, algunos minerales y los productos químicos.

Frecuentemente se dispone de un cobertizo en alguno de los edificios de la planta industrial para cada material; o cuando las cantidades son relativamente pequeñas, se divide un solo local de almacenamiento en varias secciones impermeables, esto con la finalidad de evitar que se mezclen o contaminen.

Con frecuencia estos locales o cobertizos de almacenamiento cuentan con el servicio de un puente grúa o de un monocarril que se utiliza a la vez para almacenar y sacar el material. Adicionalmente el almacenamiento a granel en interiores puede realizarse por completo por transportadores, por ejemplo, utilizando dos bandas transportadoras, una en la parte superior del local de almacenamiento para tomar el material de un elevador y distribuirlo a las zonas de almacenamiento y el otro en la parte inferior bajo del suelo, alimentado por un dispositivo o por una tolva cargadora para sacarlo.

El almacenamiento bajo techo de sólidos a granel en depósitos o carboneras es de uso frecuente. Este sistema es de aplicación económica, especialmente en el almacenamiento de materiales que pueden llevarse por gravedad a los aparatos de fabricación que los utilizan o a los medios de expedición o embarque. Los fondos en tolva o parabólicos son de uso corriente en éstos depósitos o carboneras. El material pasa por gravedad directamente a un embudo o un conducto siempre que se abre la compuerta de salida. En el almacenamiento por éste método es probable que algunos materiales obstruyan la salida, por lo que se acostumbra instalar agitadores mecánicos o por aire, con la finalidad de mantenerlos sueltos y permitir que fluyan libremente. El embudo de salida puede alimentar directamente al aparato que utiliza el material, como suele hacerse en

los hornos; o bien carga el material en vagonetas u otro aparato de transportación similar que lo traslada al punto de utilización, como suele hacerse en las fabricas de coque. Los depósitos o carboneros también pueden disponerse de manera que alimenten a un transportador de banda y otro sistema o para cargar directamente a vagones industriales.

El material se carga a los depósitos o carboneras por la parte superior descubierta o por compuertas, si dicha parte es cerrada. Un método de uso común a éste fin consiste en emplear una grúa con un canjilón.

El almacenamiento bajo techo de sólidos a granel en silos es otro método muy empleado en algunas industrias, en especial en las de cal, cemento y cerámica. Los silos son construcciones cilíndricas de concreto, acero o madera. Sus ventajas consisten en que economizan espacio de piso para almacenar una cantidad dada de material y su construcción es relativamente barata. Comparados con los depósitos y carboneras los silos se adaptan menos a las posibles situaciones en torno a la planta industrial y para el volumen que almacenan tienen una altura relativamente mayor. Debido a ésta gran altura, suelen ser necesario cargar los silos por medio de un elevador o de otro dispositivo similar y como sus fondos rara vez están por encima del nivel de terreno, su descarga tiene que efectuarse por medio de un transportador o de carretillas que penetran en el foso.

2.- Los materiales sólidos almacenados en recipientes presentan pocos problemas que no hayan sido citados.

Los envases suelen ser sacos, barriles o tambores de acero. Los métodos de almacenamiento empleados suelen consistir en apilar esos recipientes al aire libre, cuando el material almacenado y las condiciones atmosféricas lo permiten o bajo techo, en otros casos.

Uno de los métodos más convenientes para manipular materiales, consiste en emplear (carretillas) montacargas, si las cargas que hay que manipular son pesadas, una grúa resulta lo más conveniente.

Para manipular barriles y tambores hay en el mercado aparatos muy diversos, entre ellos los elevadores de barriles y los apiladores de tambores.

B. ALMACENAMIENTO DE GASES

1. Los gases almacenados a granel suelen ponerse en gasómetros o tanques. Los gasómetros son de dos tipos: telescópicos y estacionarios.

Los gasómetros telescópicos constituyen el tipo más empleado desde hace 30 ó 40 años, para almacenar el gas de alumbrado. Estos gasómetros consisten en un cierto número de bandas o anillos de lámina de acero dispuestos concéntricamente. El anillo inferior es el de mayor diámetro, es fijo y su fondo esta herméticamente cerrado. El anillo superior es el de menor diámetro y su parte superior esta cerrada herméticamente. Los anillos intermedios tienen un diámetro que va disminuyendo gradualmente de abajo hacia arriba. Esos anillos encajan unos en otros y están provistos de cierres líquidos para impedir el escape de gas. Todo el tanque está dentro de una armadura soportada por columnas, sobre las que corren las ruedas o los rodillos unidos a los anillos y que los mantienen en una posición fija horizontal con respecto a la armadura. Los anillos pueden moverse libremente hacia arriba y hacia abajo impulsados por la presión del gas en el gasómetro.

Los gasómetros estacionarios son de invención más moderna que los telescópicos. A veces se les llama gasómetros sin agua, cuyo nombre

es poco adecuado ya que en su diseño y prueba se emplea agua. Consisten principalmente en tanques cilíndricos y rara vez poligonales de eje vertical. El fondo y los costados son construidos herméticamente, mientras que la cubierta, por lo general, es redonda o ligeramente cónica; tiene ventosas o respiraderos.

El almacenamiento de un gas en gasómetros o tanques se lleva a cabo por medio de compresores que aspiran el gas de la fuente donde se producen y lo envían al gasómetro o al tanque por medio de tuberías. La utilización del gas desde su almacenamiento puede hacerse por medio de compresores o utilizando la propia presión del gas cuando ésta sea suficiente.

2.- Los gases almacenados en recipientes suelen ponerse en los llamados cilindros de gas. Estos recipientes son tanques de acero de paredes gruesas en forma de tambor o de botella. Las paredes tienen que ser gruesas para poder admitir el gas a presión y almacenar así una cantidad relativamente grande del mismo (considerando el volumen a la presión ordinaria en un recipiente relativamente pequeño). Esta clase de recipientes suele emplearse para el almacenamiento y el transporte de gases, como oxígeno, anhídrido carbónico, acetileno, propano, butano e hidrógeno.

Es un procedimiento muy cómodo para el transporte de éstos gases. Cuando se almacenan esos recipientes en las industrias, debe tenerse presente su peso relativamente grande, debido a su robusta construcción, con el fin de no sobrecargar los pisos de los locales. Un ejemplo de estos dispositivos se muestra en la figura siguiente.



Figura 1. Almacenamiento de recipientes

En la figura 1 se muestra un cobertizo en el cual se almacenan recipientes que contienen gases. Se puede observar que de acuerdo al tipo y uso de los recipientes será necesario contar con instalaciones especiales como sistemas contra incendio, aire acondicionado, iluminación entre otras.

C. ALMACENAMIENTO DE MATERIALES LÍQUIDOS

1.- Para el almacenamiento o manejo de materiales líquidos a granel, pueden emplearse albercas, estanques y piletas. Cuando el material puede estar expuesto a los agentes atmosféricos, tal es el caso de los tanques de sedimentación en las plantas de tratamiento de aguas. Fuera del caso anterior, el uso de albercas es poco frecuente, ya que la mayoría de los líquidos tienen que protegerse contra la contaminación o la dilución. El agua es el líquido comúnmente almacenado de esta manera en la mayoría de las industrias.

Cuando las cantidades manipuladas son grandes, la alberca constituye un problema de ingeniería civil. Cuando la cantidad de líquido por almacenar es pequeña son de uso común las piletas o las cisternas, las cuales se construyen haciendo una excavación y protegiéndola con muros de concreto reforzado o prefabricado. Estos depósitos deben construirse considerando que se encuentra completamente lleno, esto como una condición desfavorable dentro de la vida del depósito. El concreto debe impermeabilizarse para impedir cualquier posibilidad de filtración o fuga. Una recomendación para el proceso de diseño es limitar el módulo de fluencia del acero, 50% con la finalidad de disminuir el ancho de las grietas en el concreto en el proceso de fraguado.

El almacenamiento de los materiales líquidos de la industria química, por ejemplo, suele hacerse en tanques o depósitos. Estos tanques se clasifican en horizontales, rectangulares o esféricos. Los tanques verticales son cilíndricos con su eje vertical y se pueden presentar uno o más alineados verticalmente. Los horizontales también son cilíndricos, pero con su eje horizontal y se pueden presentar 1 ó más, es decir, uno sobre el otro llamándose el arreglo como estacado.

Un ejemplo de estos tanques son los intercambiadores de calor o las llamadas salchichas para almacenamiento de gas, ver la figura 2.



Figura 2. Tanque horizontal para almacenamiento de gas.

Los tanques rectangulares y esféricos tienen la forma indicada por su nombre figura 3. Los tanques verticales suelen usarse para el almacenamiento al aire libre, en campos de tanques, de materiales como petróleo, alquitrán y asfalto; también se emplean ocasionalmente para el almacenamiento en el interior de un cobertizo. Esto no es frecuente debido a la altura de los depósitos ya que para cubrirlos se requiere de un cobertizo un poco más alto que el depósito para cubrirlo.

Otro uso frecuente de los tanques verticales es para depósitos elevados de agua. Los tanques horizontales y rectangulares son tipos muy usuales para toda clase de líquidos. Los tanques esféricos se usan para el almacenamiento, por lo general al aire libre, de líquidos volátiles, como la gasolina o el gas natural, que probablemente desarrolle una presión elevada en el tanque por efecto de la volatilización de parte del líquido.

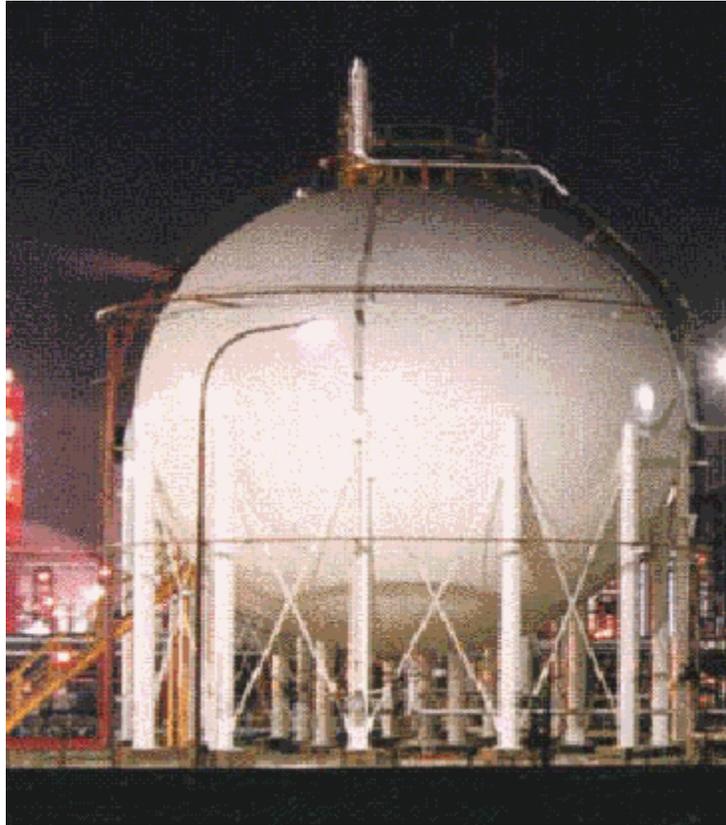


Figura 3. Tanque esférico para almacenamiento de gas.

Los tanques se construyen de metal, por lo general lámina de acero. En los casos en que el líquido almacenado puede atacar el material del tanque, se reviste el interior con alguna pintura que proteja las paredes.

Los tanques para líquidos suelen llenarse por medio de bombas. No obstante, en muchos casos se sitúan los tanques de modo que la operación de vaciado pueda realizarse por gravedad, estas operaciones pueden invertirse, es decir, el llenado puede presentarse por gravedad y el vaciado por bombeo. Es evidente que los tanques pueden conectarse fácilmente por medio de tuberías con cualquier punto de la planta industrial.

La cantidad de un líquido almacenado en un tanque es proporcionada por el área química o de proceso, las cuales son responsables del proceso en el que se encuentra el tanque. El dimensionamiento y el diseño generalmente se encuentran bajo el área mecánica, la cual define la forma y materiales del tanque. La participación de un ingeniero civil se presenta para asegurar el equilibrio estático del tanque, por medio de una estructura de apoyo, además de soportar a sus elementos como tuberías, válvulas y accesorios entre otros.

2.- Los materiales líquidos almacenados en recipientes suelen, por lo general, estar contenidos en barriles, tambores o recipientes de vidrio. El almacenamiento en barriles y tambores se hará de la manera descrita para los sólidos envasados en recipientes similares. En lo que respecta a las latas uno de los métodos más convenientes consiste en apilarlas sobre tableros o plataformas con patines y manipularlos después para almacenarlos y moverlos de un almacén por medio de monta cargas. Sobre éste tipo de recipiente solamente se mencionará que la carga aplicada a los pisos es un punto, que por supuesto, hay que considerar en cualquier clase de almacenamiento en edificios, pero es particularmente importante cuando se trata de pequeños recipientes como las latas, por la facilidad con que éstos recipientes pueden apilarse hasta una altura que sobrecargue el piso.

En algunos edificios se pueden encontrar que los pisos son considerados para cargas de 730 kg/m^2 . Las construcciones industriales requieren un análisis particular en cada caso, ya que se pueden encontrar cargas promedio de alrededor de 1220 kg/m^2 .

En todo caso, el ingeniero químico o de proceso deberá proporcionar al ingeniero civil el uso que recibirá el edificio y cada una de sus áreas para que éste considere las cargas cuando analice y diseñe la estructura.

En el presente trabajo se presenta un procedimiento de análisis y diseño de la cimentación para un tanque vertical de almacenamiento de agua de 13.37 m de altura y 0.8 m de diámetro.

El tanque almacenará agua en estado líquido a una temperatura ambiente de 26° C. El tanque servirá para un proceso de enfriamiento en la industria petroquímica. Recibirá el líquido en la parte superior y lo desalojará por medio de un sistema de tuberías ubicado en la parte inferior como se muestra en la figura 4.

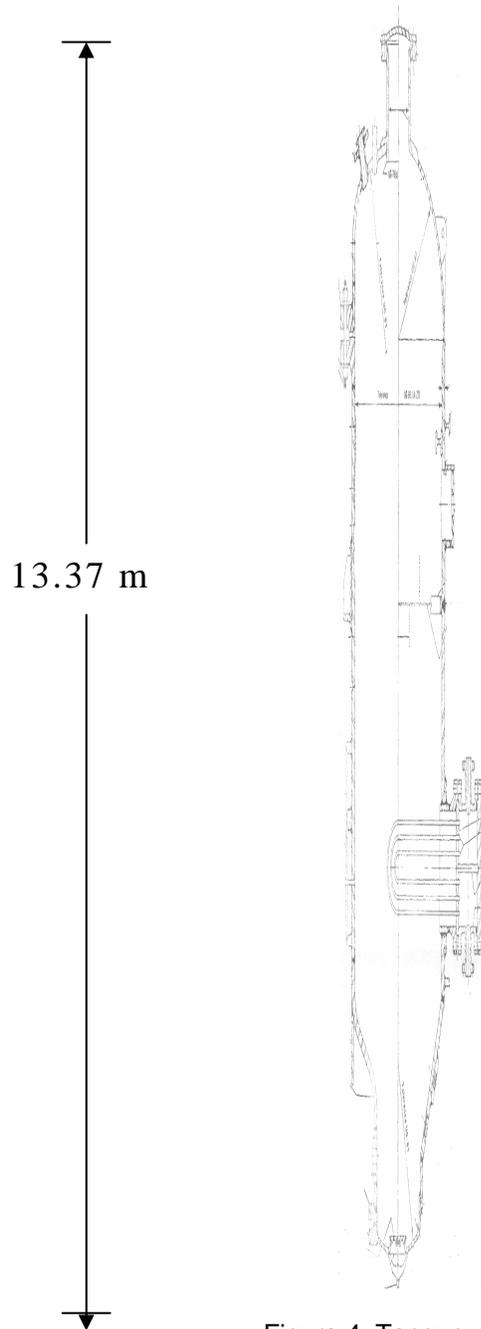


Figura 4. Tanque vertical.

El tanque se encontrará ubicado en el estado de Veracruz, municipio de Coatzacoalcos. Ver en la figura 5.



Figura 5. Ubicación del tanque en la República Mexicana

2 ACCIONES DE DISEÑO

2.1 Acciones verticales.

Los pesos necesarios para el análisis y diseño de la cimentación (peso de montaje, peso propio, peso de operación y peso de prueba) son indicados en los planos proporcionados por el proveedor del equipo.

Adicionalmente se puede considerar un incremento en las cargas establecidas por el proveedor debido a las tuberías y al aislamiento del equipo como se indica en la tabla 1.

Tabla 1. Cargas verticales

PESO DEL EQUIPO		INCREMENTO
ETAPA	CARGA (t)	10%
Vacío	6,30	6,93
Operación	11,00	12,10
Prueba	11,40	12,54

En la tabla 1 se consideran las diferentes etapas de carga en las que se encontrará el tanque y las cargas consideradas para la revisión de la cimentación bajo los estados límite de servicio y de resistencia.

2.2 Acciones de viento

Las cargas de viento se determinan de acuerdo a las especificaciones del proyecto y al reglamento de la localidad, en éste caso se aplicará el Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad, Sección C. Estructuras. Tema 1. Criterios de Diseño. Capítulo 4. Diseño por Viento (MDOC-CFE-DV).

En esta sección se presentan los procedimientos necesarios para determinar las velocidades de diseño por viento aplicables en la

República Mexicana y las fuerzas por viento que deben emplearse en el diseño de diferentes tipos de estructuras.

En la determinación de las velocidades de diseño sólo se consideran los efectos de los vientos que ocurren normalmente durante el año en todo el país y los causados por huracanes en las costas del Pacífico, del Golfo de México y del Caribe

2.2.1 Determinación de la velocidad de diseño

Ya que la velocidad del viento varía con la altura, se dividirá la altura en secciones tipo; cada sección se representa con el diámetro exterior y con el área expuesta al flujo del viento tabla 2. Todos los cálculos son realizados para cada sección.

Tabla 2. Datos generales de las secciones

Altura (m)	Sección	Altura Prom. (m)	Diámetro (m)	Área Exp. (m ²)
0.00				
	1	0.75	0.79	1.18
1.50				
	2	2.25	0.79	1.18
3.00				
	3	3.75	0.79	1.18
4.50				
	4	5.25	0.79	1.18
6.00				
	5	6.75	0.79	1.18
7.50				
	6	8.25	0.79	1.18
9.00				
	7	9.75	0.79	1.18
10.50				
	8	11.25	0.79	1.18
12.00				
	9	12.685	0.79	1.18
13.37				

En la tabla anterior se indica en la primera columna la altura de las secciones consideradas para el análisis, ya que la velocidad del viento varía con la altura es conveniente dividir a la estructura en

secciones tipo. Cada sección se representa con el diámetro exterior promedio y con el área expuesta al flujo de viento.

En la figura 6 se representan de manera esquemática las secciones en las que se dividió la estructura para su estudio y la sección transversal de ésta. La altura de la estructura idealizada es de 13.37 m, el diámetro exterior de 0.8 m y el diámetro interior de 0.77 m.

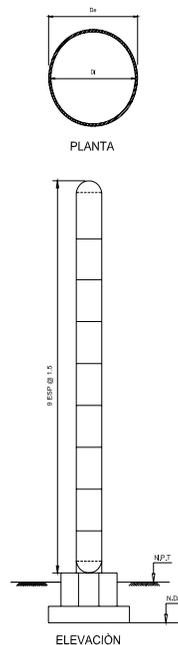


Figura 6. Datos Generales de las secciones.

En el plano de isotacas que se indica en la figura 7 de esta sección, para diferentes periodos de retorno, dicha velocidad se refiere a condiciones homogéneas que corresponden a una altura de 10 metros sobre la superficie del suelo en terreno plano, es decir, no considera las características de rugosidad locales del terreno, ni la topografía específica del sitio. Asimismo dicha velocidad se asocia a ráfagas de 3 segundos y toma en cuenta la

posibilidad de que se presenten vientos debidos a huracanes en las zonas costeras.

En la figura 7 se muestra el mapa de isotacas regionales correspondiente a periodo de recurrencia de 200 años, en el cual se encuentran las velocidades regionales en la República Mexicana en km/h, para una altura sobre el terreno de 10 m, una categoría del terreno de 2 y un lapso de premediación de 3 s.

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TANQUES VERTICALES

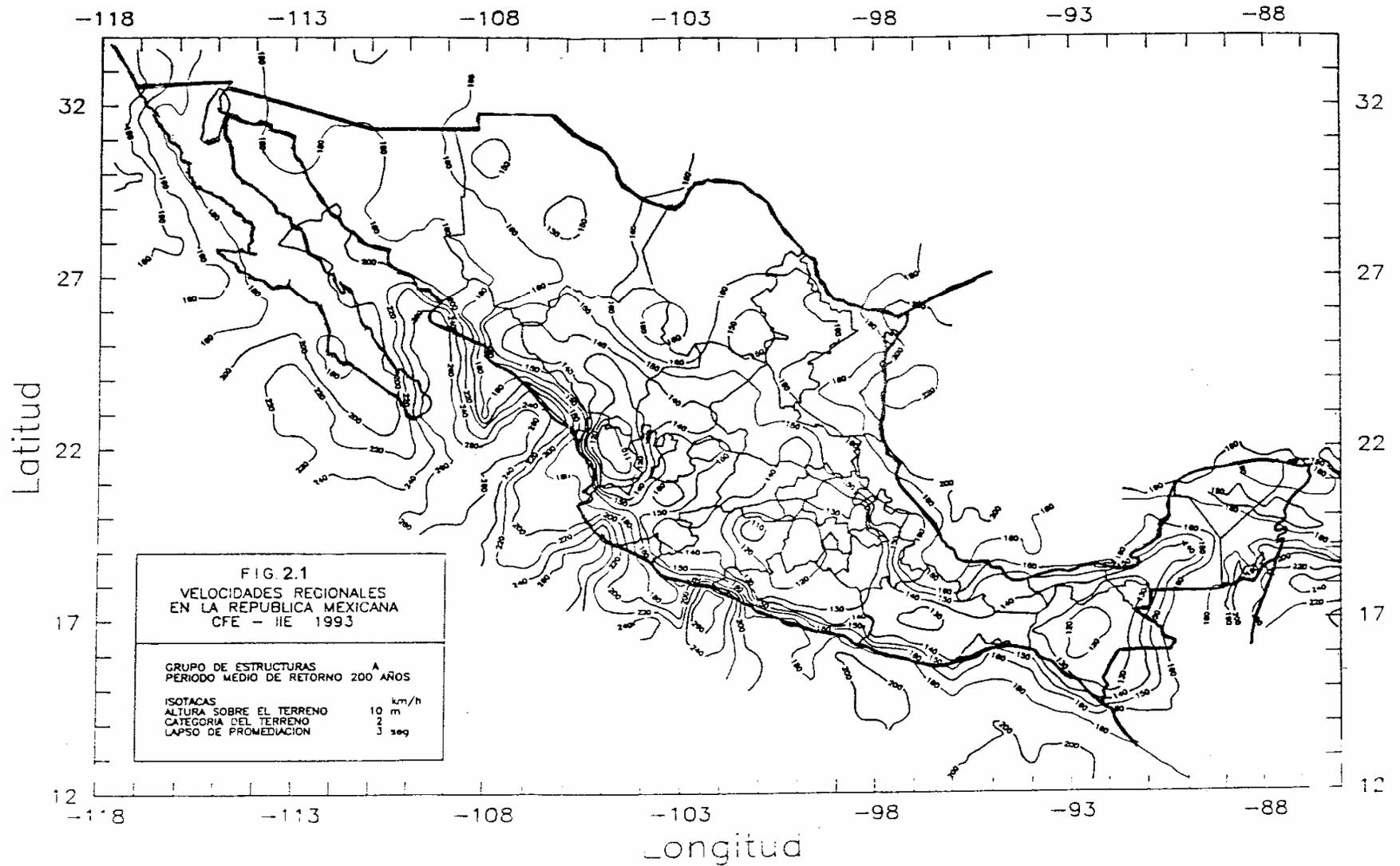


Figura 7. Mapa de isotacas regionales para un periodo de recurrencia de 200 años

De acuerdo al MDOC-CFE-DV la velocidad de diseño se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (\text{km/h})$$

donde:

V_D velocidad de diseño

V_R velocidad regional (km/h)

F_T factor de topografía 1.10

F_α factor de exposición $F_\alpha = F_C F_{rz}$

F_C factor de tamaño 0.95

F_{rz} factor de rugosidad y altura

$$F_{rz} = 1.56 \left(\frac{10}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{si } z \leq 10$$

$$F_{rz} = 1.56 \left(\frac{Z}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{si } z > 10$$

δ altura gradiente 245

α coeficiente de variación de velocidad 0.101

La presión dinámica de base se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \quad (\text{kg/m}^2)$$

donde

G actor de corrección por temperatura $G = \frac{0.392\Omega}{273 + \Gamma} = 1.00$

V_D velocidad de diseño

Ω presión Barométrica 760 (mmHg)

Γ temperatura ambiente 24.2

La presión neta estática que actúa sobre el tanque se determina como:

$$P_n = C_p q_z \quad (\text{kg/m}^2)$$

donde:

C_p coeficiente de arrastre 0.68

La fuerza actuante sobre el tanque se determinó de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_v = D_{ext} h_4 P_n \quad (\text{kg})$$

donde:

D_{ext} es el diámetro exterior

H_4 es la altura del tanque más la altura de la base en metros, de acuerdo a la figura 4.

P_n es la presión neta estática en (kg/m²)

En la figura 8 se puede observar la distribución de las fuerzas debidas a viento sobre el tanque, de acuerdo a la metodología planteada en éste capítulo. En la figura se puede observar que al dividir a la estructura en pequeñas franjas de igual altura no se presenta cambio alguno en la magnitud de las fuerzas de viento que actúan sobre la estructura, es decir el empuje de viento se mantiene constante desde la base hasta la parte superior de éste. Además se muestran los resultados de los momentos de volteo actuantes en la estructura.

Los resultados obtenidos del análisis de viento se muestran en la tabla 3 y gráficas siguientes.

Tabla 3 Resumen de cargas actuantes por viento.

Sección	Altura prom. (m)	V _D (km/h)	V _D (km/h)	P _Z (kg/m ²)	F _V (kg)	F _{Vacuulada} (kg)	M _V (kg)
1	0.75	153.439	113.009	76.846	46.108	46.108	34.581
2	2.25	153.439	113.009	76.846	92.215	138.323	207.484
3	3.75	153.439	113.009	76.846	92.215	230.538	345.807
4	5.25	153.439	113.009	76.846	92.215	322.753	484.130
5	6.75	153.439	113.009	76.846	92.215	414.969	622.453
6	8.25	153.439	113.009	76.846	92.215	507.184	760.776
7	9.75	153.439	113.009	76.846	92.215	599.399	899.099
8	11.25	155.298	115.764	78.719	94.463	693.863	1062.712
9	12.685	155.298	115.764	78.719	94.463	788.326	1198.267

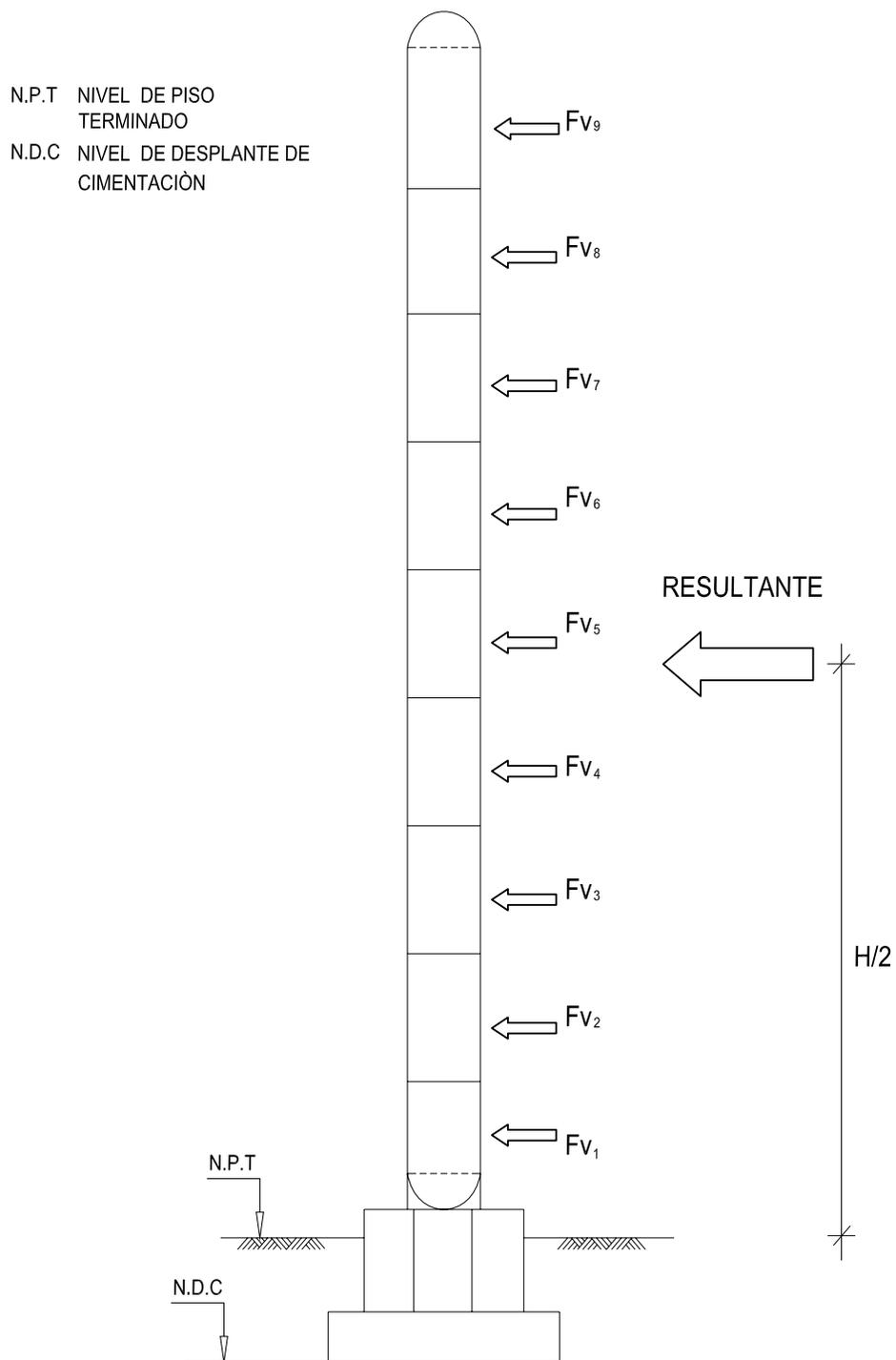
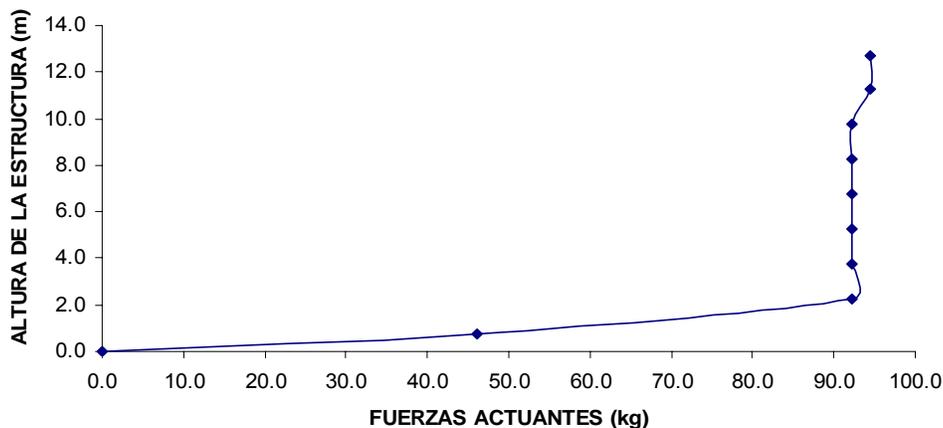


Figura 8. Distribución de presiones sobre el tanque propuesto ($H/2 = 6.98$).

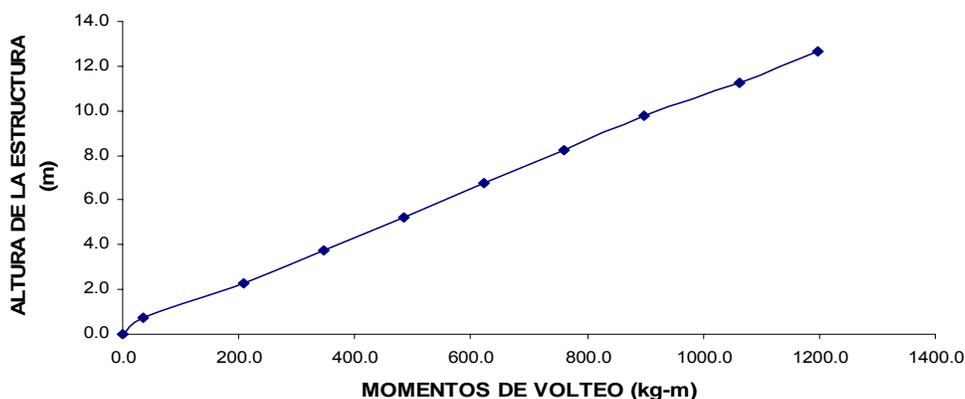
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE VIENTO SOBRE LAS SECCIONES DEL TANQUE



Gráfica 1. Distribución de fuerzas de viento.

De la gráfica anterior se puede observar la distribución de las fuerzas debidas a viento de acuerdo a la altura del tanque. En los primeros 10 m se observa que las fuerzas se mantienen constantes y en los últimos 3.60 m, aproximadamente las fuerzas se incrementan debido a que la metodología considera que a esta altura los obstáculos que se pueden presentar para el viento son menores, es decir, las obstruccion tales como árboles o instalaciones de la misma planta no protegen al tanque del empuje del viento y se presenta un empuje adicional sobre la estructura.

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS DE VOLTEO DEBIDOS A LAS FUERZAS DE VIENTO



Gráfica 2. Distribución de momentos de volteo por viento.

En la gráfica 2 se observa un comportamiento prácticamente lineal de la distribución de los momentos de volteo, en la parte superior de la gráfica se aprecia una discontinuidad debida al incremento de las fuerzas de viento que considera la metodología.

2.3 Acciones sísmicas

La naturaleza del fenómeno sísmico implica que los temblores futuros se pueden describir sólo en términos probabilistas. En vista de que es imposible acotar dentro de límites prácticos la máxima intensidad sísmica que puede ocurrir en un lugar dado, en la elección del temblor de diseño debe considerarse explícitamente la probabilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura. En consecuencia, si se supone que su resistencia es determinista e igual a la de diseño, la estructura tiene una probabilidad de falla que es igual a la de que se exceda la intensidad de diseño.

Aún la recomendación más conservadora no suministra una protección absoluta contra el temblor más intenso que pudiera ocurrir, ni parece haber dentro de un rango práctico tal límite superior. Por consiguiente los criterios de diseño sísmico se fundamentan en la admisión de la posibilidad de colapso de toda estructura, por remoto que se considere el fenómeno, lo que conduce a que unas estructuras han de protegerse contra el colapso en mayor grado que otras de acuerdo a su importancia, según lo establece la normatividad.

Ante este panorama las solicitaciones que se adopten para el diseño sísmico de una estructura deben ser función tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el sitio de interés como del grado de seguridad recomendado para la estructura en cuestión, el cual es función creciente de la pérdida

que implicaría su falla pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

Por otra parte, las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, de los elementos, materiales de la estructura, además de los detalles de diseño y construcción, los cuales determinan la forma de la falla. Conviene considerar estos aspectos estructurales en dos incisos a) características estructurales para soportar cargas sísmicas y b) la capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga deformación. Esta forma de tener en cuenta los aspectos estructurales lleva a caracterizar a las estructuras en función de su estructuración misma, por un lado, y de su ductilidad, por otro.

Por lo anterior se puede concluir que, para fines de clasificación de las construcciones, la manera más adecuada de distinguir entre las diversos tipos de estructuras consiste en el empleo de dos parámetros: a) la seguridad estructural aconsejable para la estructura y b) las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la misma.

De acuerdo al MDOC-CFE-DS las estructuras se pueden clasificar como:

- Clasificación de las construcciones según su destino. **Grupo A** ya que se requiere un grado de seguridad alto por constituir un peligro significativo por estar ubicada cerca de sustancias tóxicas e inflamables.
- Clasificación de las construcciones según su estructuración. **Tipo 4.** Correspondiente a chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura.

Factor de comportamiento sísmico.

La forma más adecuada de caracterizar las estructuras, según MDOC-CFE-DS, en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales no consideran.

En el caso en que se diseñen subestructuras, deberán considerarse los efectos que las superestructuras transmiten a la cimentación, es decir se deberán tomar en cuenta las fuerzas que actúan sobre la estructura aunque ésta no esté dentro del alcance del diseño.

- Se usará un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$. La normatividad vigente recomienda este valor cuando se trate de chimeneas o silos de acero (caso muy cercano al considerado).

Regionalización sísmica y espectro de diseño

Con base en un estudio de riesgo sísmico, se encontró que para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas según se indica en la figura 9.



Figura. 9. Regionalización Sísmica de la República Mexicana.

La estructura considerada se encuentra en la zona B, la cual es observada con una intensidad sísmica baja de acuerdo a los criterios del MDOC-CFE-DS.

Espectro para diseño sísmico.

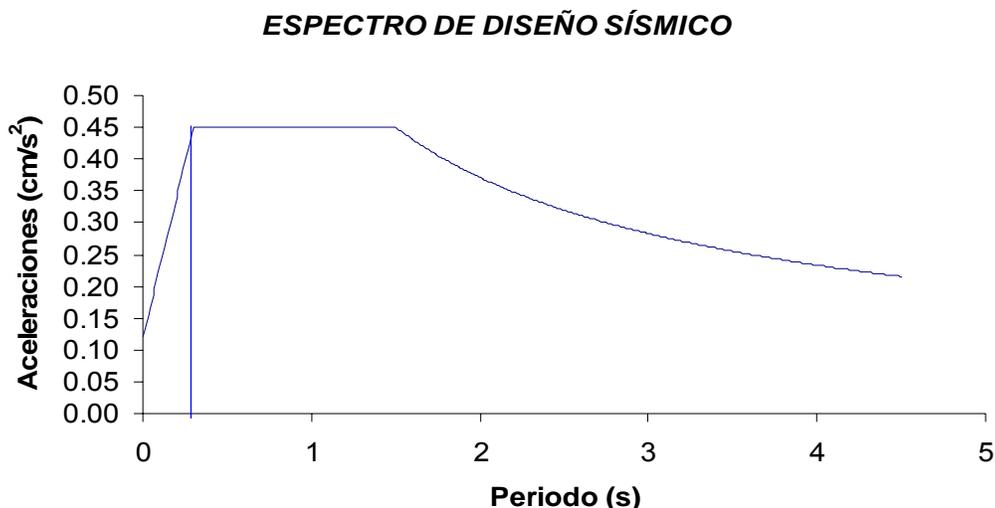
Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, α , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r \quad \text{si } T > T_b$$

El espectro usado para la estructura considerada se muestra en la gráfica 3.



Gráfica 3. Espectro de diseño.

De acuerdo a la gráfica anterior se puede observar que la estructura analizada se encuentra en la rama ascendente, es decir el periodo obtenido es menor que el periodo del suelo en la zona de desplante de la cimentación, lo cual resulta favorable para la respuesta estructural del tanque ya que de coincidir ambos periodos crece la probabilidad de presentarse un fenómeno de amplificación dinámica o resonancia durante un evento sísmico.

Cálculo del periodo de la torre, según una expresión empírica usada para tal fin

$$T = \frac{\left(\frac{h_d}{D_{ext}}\right)^2 \sqrt{\frac{WD_{ext}}{t}}}{4060}$$

donde

T periodo de la torre	0.415	s
h_d altura de la torre	43.87	ft
D_{ext} diámetro de la torre	2.59	ft
t espesor de la pared de la torre	0.042	ft

W peso uniforme de la torre 0.553 kips/ft

Las chimeneas, silos y tanques como el mostrado en el ejemplo, son estructuras especialmente vulnerables a los temblores ya que cuentan con tan solo una línea de defensa, lo que implica que la falla de una sección traiga consigo el colapso de la estructura. Aunado a esto, por tratarse de estructuras altas y esbeltas, la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total puede ser determinante. En adición, son estructuras que se caracterizan porque durante la vibración disipan generalmente menos energía que las estructuras de edificios debido a su bajo amortiguamiento.

Por todo lo anterior para el diseño sísmico de estas estructuras se debe tener presente que, aunque se trata de estructuras en voladizo sencillas de analizar, son más vulnerables que las estructuras de edificios por lo que para protegerlas es necesario considerar adecuadamente los modos superiores de vibración y el bajo amortiguamiento.

Por tratarse de estructuras donde dominan las deformaciones por flexión, el elemento resistente de la estructura, se podrá modelar como una viga en flexión simple, es decir, será posible despreciar la influencia de la inercia rotacional y las deformaciones por cortante.

Las recomendaciones de este procedimiento tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre esta estructura sometida a temblores que se especifiquen, mediante los espectros de diseño establecidos para estructuras de edificios. Tales fuerzas son función de la masa de la estructura, así como de la aceleración espectral derivada del espectro de diseño correspondiente a la zona sísmica y al tipo de terreno en que se ubicará la estructura.

Elección del tipo de análisis.

El análisis sísmico de chimeneas y silos se puede realizar mediante uno de los siguientes métodos: a) análisis estático y b) análisis dinámico. El método estático es aplicable al análisis de estructuras cuya altura no sobrepase de 60 m; también se permite emplearlo en estructuras de mayor altura siempre que se trate de cálculos preliminares. El método dinámico se puede aplicar sin restricción, cualquiera que sea la altura de la estructura.

Análisis estático

Para el análisis estático, los efectos dinámicos inducidos por el sismo se simulan mediante una fuerza lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura de la estructura y actuando en la dirección del movimiento del terreno. En nuestro caso esa dirección puede ser cualquiera ya que el tanque es circular.

Valuación de fuerzas sísmicas.

La magnitud de la resultante de la fuerza lateral distribuida verticalmente, será igual a la fuerza cortante basal determinada de acuerdo con lo dispuesto para estructuras de edificios, pero amplificada por un factor de incremento por el que se aumentan las ordenadas espectrales con objeto de tener en cuenta que el amortiguamiento en chimeneas y silos usualmente es menor que en estructuras de edificios.

La distribución vertical de la fuerza cortante basal amplificada se llevará a cabo dividiendo la estructura en N segmentos de igual altura, como se muestra en la figura 10.

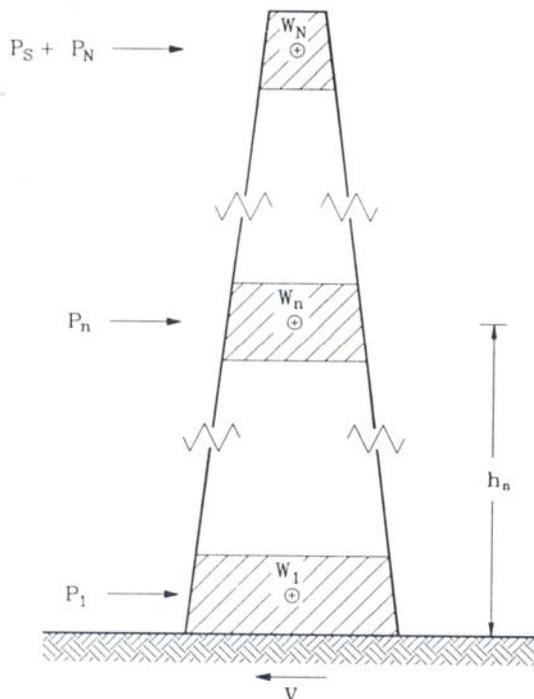


Figura 10. Estructura idealizada.

En la figura 10 se muestra una estructura idealizada de una chimenea, en ella se muestran las fuerzas sísmicas que actúan en las franjas consideradas en el análisis, además se muestra que la estructura no es de sección transversal constante lo que implica que el procedimiento puede ser aplicable a este tipo de estructuras.

En el centro de masa del n-esimo segmento se aplicará una fuerza horizontal que se define dependiendo del periodo característico T_b de la siguiente forma:

$$P_n = 0.85W_n h_n \left[\frac{\sum W_n}{\sum W_n h_n} \right] \frac{a}{Q} \xi : \text{ si } T_e < T_b$$

donde:

W_n es el peso del n-ésimo nivel

h_n altura del centro de gravedad, medida desde el desplante

Q' es el factor reductivo por ductilidad

$$Q' = Q \text{ si } T > T_a$$

a la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental

T_e periodo de la estructura

ξ factor de incremento.

En los espectros de diseño para estructuras de edificios está implícito un coeficiente de amortiguamiento igual a 5% del amortiguamiento crítico. Sin embargo en chimeneas y silos esbeltos el amortiguamiento que se tiene generalmente es menor que el considerado en tales espectros de diseño. Usualmente en estructuras de concreto se miden valores de 0.03, mientras que en estructuras de acero se encuentran valores de 0.02. En vista de esta situación, es necesario aumentar las ordenadas espectrales multiplicándolas por un factor de incremento que se define de la misma forma que el factor de amortiguamiento para estructuras de edificios. Esto es:

$$\xi = \left[\frac{0.05}{\xi_0} \right]^k \text{ si } T_e < T_b$$

$$\xi : 0.186$$

donde:

k 0.5 para terreno intermedio tipo II

ξ 1.45 para estructuras de acero

Para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración, en el n -ésimo segmento se aplicará adicionalmente una fuerza horizontal que se define de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_s = 0.15W \left(\frac{a}{Q'} \right) \xi \text{ si } T_e < T_b$$

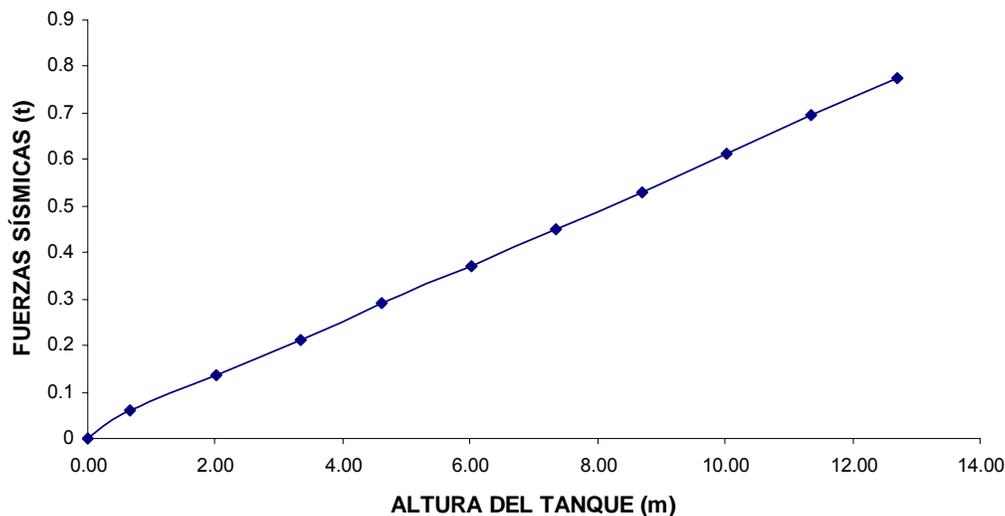
Los resultados obtenidos se presentan en las tablas 4, 5, 6 y en las gráficas 4 y 5:

Tabla 4 Resumen de resultados obtenidos en el análisis sísmico tanque vacío

No	Wi (t)	hi (m)	W h (t·m)	Pn (t)	Ps (t)	Pt (t)	Mv (t·m)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00
1	0.69	0.67	0.46	0.02	0.04	0.06	0.04
2	0.69	2.01	1.39	0.03	0.04	0.13	0.31
3	0.69	3.34	2.31	0.04	0.04	0.21	1.02
4	0.69	4.62	3.20	0.04	0.04	0.29	2.36
5	0.69	6.02	4.17	0.04	0.04	0.37	4.58
6	0.69	7.35	5.09	0.04	0.04	0.45	7.89
7	0.69	8.69	6.02	0.04	0.04	0.53	12.50
8	0.69	10.03	6.95	0.04	0.04	0.61	18.65
9	0.69	11.36	7.87	0.04	0.04	0.69	26.53
10	0.69	12.70	8.80	0.04	0.04	0.78	36.39
Σ	6.93		Σ	0.38	Σ	5.52	

En la tabla 4 se resumen las operaciones realizadas para determinar la fuerza sísmica actuante en cada centroide y los momentos de volteo correspondientes a cada fuerza sísmica y altura. Estos resultados fueron obtenidos para la condición de tanque vacío, es decir, cuando el tanque no contiene ningún fluido en operación y/o prueba.

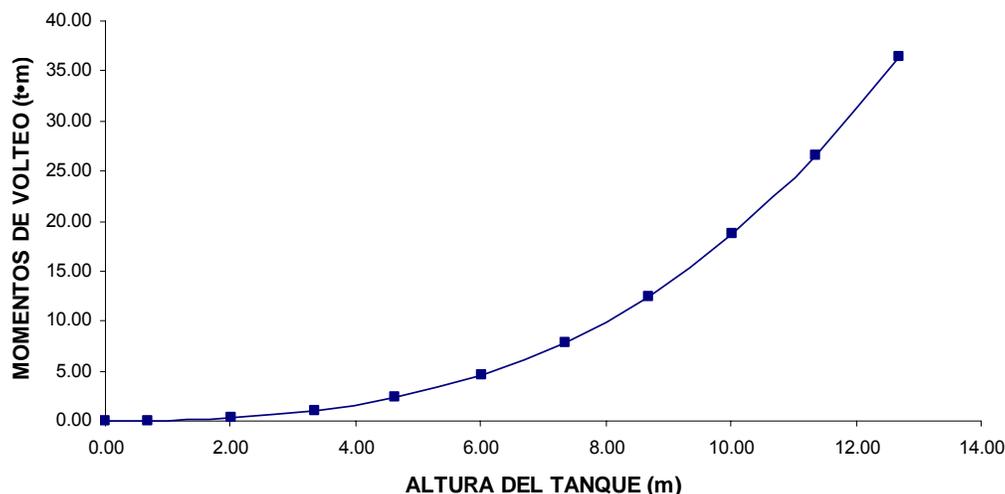
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS



Gráfica 4. Distribución de fuerzas sísmicas (tanque vacío).

En la gráfica anterior se muestra la distribución de la fuerza sísmica con la altura, además se aprecia que la fuerza sísmica crece con la altura como en el caso de una estructura de tipo esquelético.

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS DE VOLTEO



Gráfica 5. Distribución de momentos de volteo (tanque vacío).

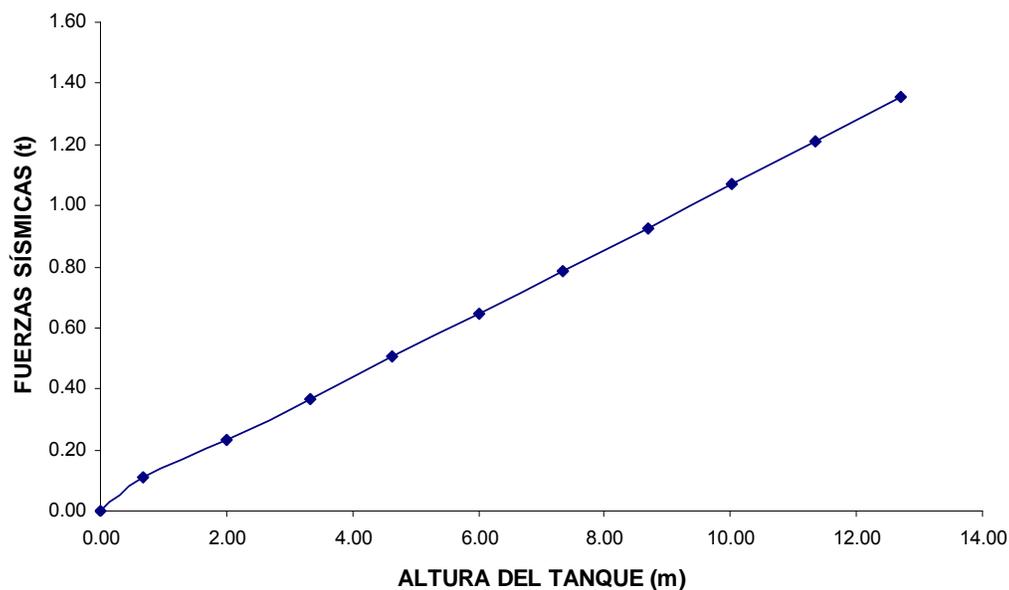
En la grafica anterior se muestra la distribución de los momentos de volteo con respecto a la altura. Se puede observar que tienden a distribuirse de manera parabólica con la altura, no así en los primeros metros donde los mementos crecen poco con la altura debido al corto brazo que provoca el momento.

Tabla 5 Resumen de resultados obtenidos en el análisis sísmico tanque lleno.

No	Wi (t)	hi (m)	W h (t·m)	Pn (t)	Ps (t)	Pt (t)	Mv (t·m)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00	0.00	0.00
1	1.21	0.67	0.81	0.04	0.07	0.11	0.07
2	1.21	2.01	2.43	0.06	0.07	0.24	0.55
3	1.21	3.34	4.04	0.06	0.07	0.37	1.78
4	1.21	4.62	5.59	0.07	0.07	0.51	4.12
5	1.21	6.02	7.28	0.07	0.07	0.65	8.00
6	1.21	7.35	8.89	0.07	0.07	0.79	13.78
7	1.21	8.69	10.51	0.07	0.07	0.93	21.83
8	1.21	10.03	12.14	0.07	0.07	1.07	32.56
9	1.21	11.36	13.75	0.07	0.07	1.21	46.33
10	1.21	12.70	15.37	0.07	0.07	1.36	63.54
Σ	12.10		Σ	0.67	Σ	9.64	

En la tabla 5 se resumen las operaciones realizadas para determinar la fuerza sísmica actuante en cada centroide y los momentos de volteo correspondientes a cada fuerza sísmica y altura. Estos resultados fueron obtenidos para la condición de tanque lleno, es decir, cuando el tanque se encuentra en condiciones normales de operación.

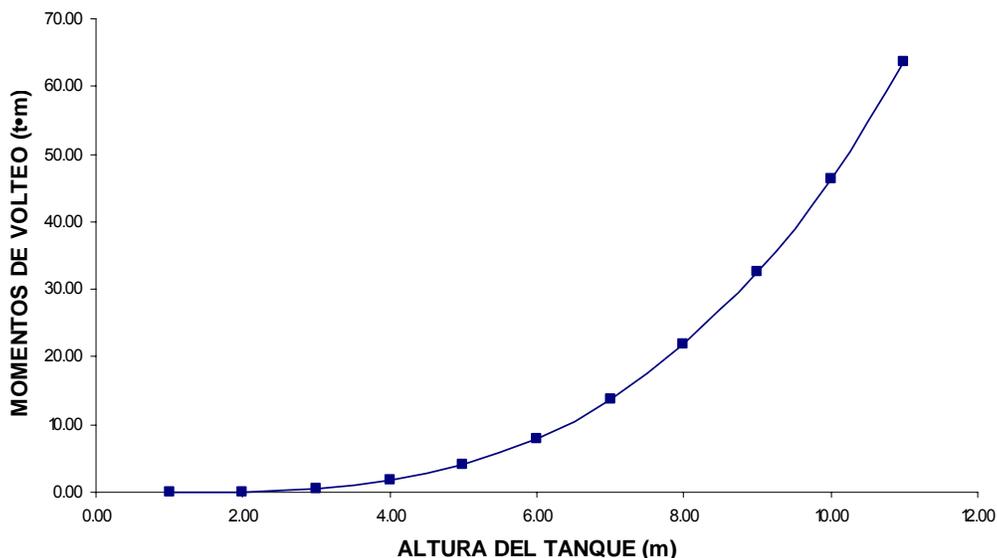
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS



Gráfica 6. Distribución de fuerzas sísmicas (tanque lleno).

En la gráfica anterior se muestra la distribución de la fuerza sísmica con la altura, además se aprecia que la fuerza sísmica crece con la altura como en el caso de una estructura de tipo esquelético.

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS DE VOLTEO



Gráfica 7. Distribución de momentos de volteo (tanque lleno).

En la grafica anterior se muestra la distribución de los momentos de volteo con respecto a la altura. Se puede observar que tienden a distribuirse de forma parabólica con la altura, no así en los primeros metros donde los mementos crecen poco con la altura debido al corto brazo que provoca el momento. En los casos considerados no se aprecia cambio en la forma de las curvas, la única diferencia es el incremento de masa en el tanque.

Tabla 6 Elementos mecánicos a considerar en el análisis.

Peso del Equipo	Fs	Vs ₁ (t)	Ms ₁ (t·m)	Vs ₂ (t)	Ms ₂ (t·m)
Vacío	5.52	5.52	36.95	5.52	36.95
Operación	9.64	9.64	63.56	9.64	63.56

En la tabla 6 se resumen los elementos mecánicos considerados en el análisis del tanque.

2.4 Combinaciones de carga

Las estructuras y los elementos estructurales se diseñan para tener resistencias de diseño en todas las secciones, por lo menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas

afectadas por los factores de carga y las fuerzas en las combinaciones que se citan a continuación.

La resistencia requerida U será cuando menos igual a los efectos de las cargas factorizadas de las ecuaciones siguientes. Se investigará el efecto de una o más cargas actuando simultáneamente.

Tabla 7. Cargas primarias.

Cargas a nivel de desplante de cimentación	P (t)	Vx (t)	Vz (t)	Mx (t-m)	Mz (t-m)
1.- Peso vacío (CEV)	6.93	0.00	0.00	0.00	0.00
2.- Peso operación (CO)	12.10	0.00	0.00	0.00	0.00
3.- Peso de prueba (CP)	12.54	0.00	0.00	0.00	0.00
4.- Peso propio cimentación (PC)	55.07	0.00	0.00	0.00	0.00
5.- Viento en X (VX)	0.00	0.49	0.00	3.77	0.00
6.- Viento en Z (VZ)	0.00	0.00	0.49	0.00	3.77
7.- Sismo en X (SX) Tanque vacío	0.00	5.52	2.76	36.95	18.48
8.- Sismo en Z (SZ) Tanque vacío	0.00	2.76	5.52	18.48	36.95
7.- Sismo en X (SX) Tanque lleno	0.00	9.64	4.82	63.56	31.78
8.- Sismo en Z (SZ) Tanque lleno	0.00	4.82	9.64	31.78	63.56

En la tabla 7 se muestran las diferentes cargas que actúan sobre la estructura, incluyendo el efecto del 50% de la componente perpendicular a la dirección de análisis, en el caso de sismo que establece MDOC-CFE-DS.

Tabla 8. Combinaciones de cargas gravitacionales.

Cargas A Nivel De Desplante De Cimentación	P (t)	Vx (t)	Vz (t)	Mx (t-m)	Mz (t-m)
9.- CEV + CO + PC	74.10	0.00	0.00	0.00	0.00
10.- CEV + CP + PC	74.54	0.00	0.00	0.00	0.00

En la tabla 8 se muestran únicamente las combinaciones de carga de las acciones verticales a las que estará sujeta la estructura.

Tabla 9. Combinaciones de carga accidentales.

11.- CEV + PC + Vx	62.00	0.49	0.00	3.77	0.00
12.- CEV + PC + Vz	62.00	0.00	0.49	0.00	3.77
13.- 0.9(CEV + PC) + Vx	55.80	0.49	0.00	3.77	0.00
14.- 0.9(CEV + PC) + Vz	55.80	0.00	0.49	0.00	3.77
15.- CEV + PC + Sx + 0.5Sz	62.00	5.52	2.76	36.95	18.48
16.- CEV + PC + Sz + 0.5Sx	62.00	2.76	5.52	18.48	36.95
17.- CO + PC + Sx + 0.5Sz	67.17	9.64	4.82	63.56	31.78
18.- CO + PC + Sz + 0.5Sx	67.17	4.82	9.64	31.78	63.56

En la tabla 9 se muestran las combinaciones de carga incluyendo las cargas accidentales de viento y sismo en las dos direcciones de análisis. En el caso de sismo se consideró el 50% de la componente en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, para los estados analizados de carga, peso vacío y peso de operación. No se consideró el caso de sismo en las direcciones negativas ya que el tanque es una figura geométrica con dos ejes de simetría iguales y los efectos en una dirección positiva serán los mismos en esa dirección negativa.

Tabla 10. Combinaciones de cargas para el diseño de la cimentación.

19.- 1.4(CO + PC)	94.04	0.00	0.00	0.00	0.00
20.- 1.4(CP + PC)	94.65	0.00	0.00	0.00	0.00
21.- 1.2CP + 1.6Vx	15.05	0.78	0.00	6.03	0.00
22.- 1.2CO + 1.6Vz	14.52	0.00	0.78	0.00	6.03
23.- 0.9CP + 1.6Vx	11.29	0.78	0.00	6.03	0.00
24.- 0.9CO + 1.6Vz	10.89	0.00	0.78	0.00	6.03
25.- 1.2(CO + PC) + 1.6Sx + 1.6(0.5Sz) Tanque vacío	80.60	8.84	4.42	59.13	29.56
26.- 1.2(CO + PC) + 1.6Sz + 1.6(0.5Sx) Tanque vacío	80.60	4.42	8.84	29.56	59.13
27.- 1.2(CO + PC) + 1.6Sx + 1.6(0.5Sz) Tanque lleno	80.60	15.43	7.72	101.69	50.85
28.- 1.2(CO + PC) + 1.6Sz + 1.6(0.5Sx) Tanque lleno	80.60	7.72	15.43	50.85	101.69

En la tabla 10 se muestran las combinaciones de carga para el diseño estructural de la cimentación. Las combinaciones de carga son las indicadas en el reglamento para las construcciones de concreto estructural ACI 318-02.

donde;

PC: peso de la cimentación

CO: peso de operación

CP: peso de prueba

CEV: peso del tanque vacío

Vn: viento en la dirección considerada

Sn: sismo en la dirección considerada

Mn: momento de volteo en la dirección considerada

3 DIMENSIONAMIENTO Y REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD

3.1 Dimensionamiento del pedestal y de la zapata de cimentación

Siempre que se desee diseñar algún tipo de cimentación resulta conveniente contar con un estudio de mecánica de suelos con la finalidad de contar con información sobre el suelo sobre el que se desplantará la cimentación.

Exploraciones.

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar se dividen en dos tipos de acuerdo al peso y extensión.

A) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras.

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos:

- Peso unitario medio de la estructura $W < 5 \text{ t/m}^2$
- Perímetro de la construcción $p < 80 \text{ m}$
- Profundidad de desplante $D_f < 2.5 \text{ m}$

B) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

- Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$
- Perímetro de la construcción $p > 80 \text{ m}$
- Profundidad de desplante $D_f < 2.5 \text{ m}$

Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media al nivel de

apoyo de la estructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura.

El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles deberán, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos.

Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

- Sondeos de recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar.
- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas. Solo las primeras serán aceptadas para determinar propiedades mecánicas.
- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
- Sondeos con equipo rotatorio.
- Sondeos de percusión.

Los pedestales que soportan a los tanques serán, generalmente de forma octagonal, esto debido a que al exceder 0.60 m de apotema el rectángulo deja de ser eficiente como cimentación y se incrementa el costo del pedestal y la zapata.

Para el caso de cimentaciones apoyadas directamente sobre el terreno se ha observado que para zapatas menores de 200 cm es recomendable una cimentación cuadrada; para dimensiones mayores se recomienda que sean octagonales. Para cualquier caso (zapatas cuadradas u octagonales) es recomendable espesores de las losas de 30 cm como mínimo y que se incremente en múltiplos de 5 cm, debido a que las normas para diseño de elementos de concreto reforzado indican que todo elemento que se encuentre colado contra el terreno deberá tener un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Un criterio para dimensionar el pedestal y la cimentación consiste en que la distancia paño a paño del pedestal no será menor que la longitud de:

- Diámetro del arreglo de las anclas (DA) + 20 cm
- Diámetro del arreglo de las anclas (DA) + 5 diámetros del ancla
- Diámetro del arreglo de las anclas (DA) + ancho de la silleta + 15 cm

Cabe mencionar que el arreglo de las anclas y las dimensiones de la silleta son proporcionados por el fabricante del equipo.

Dimensión del dado:

Tabla 11. Dimensionamiento preliminar del dado.

Dimensión del dado	
A = DA + 20	1.10
A = DA + 5φ	1.00
A = DA + As + 15	1.90

donde:

DA: diámetro del arreglo de anclas (m)

As: ancho de la silleta (m)

En la tabla 11 se muestran los criterios para proponer las dimensiones mínimas de una cimentación para tanques circulares y que corresponden a cimentaciones octagonales.

El diámetro del arreglo de anclas se encuentra en función de la distancia mínima al borde, para determinar esta distancia se consultó el Manual de Construcción en Acero, diseño por esfuerzos permisibles, 4ª Edición, además preliminarmente se consideró que las anclas serán de 1" de diámetro, por lo tanto la distancia mínima al borde de la placa a partir del centro del agujero es de 32 mm. más una holgura de 3 mm.

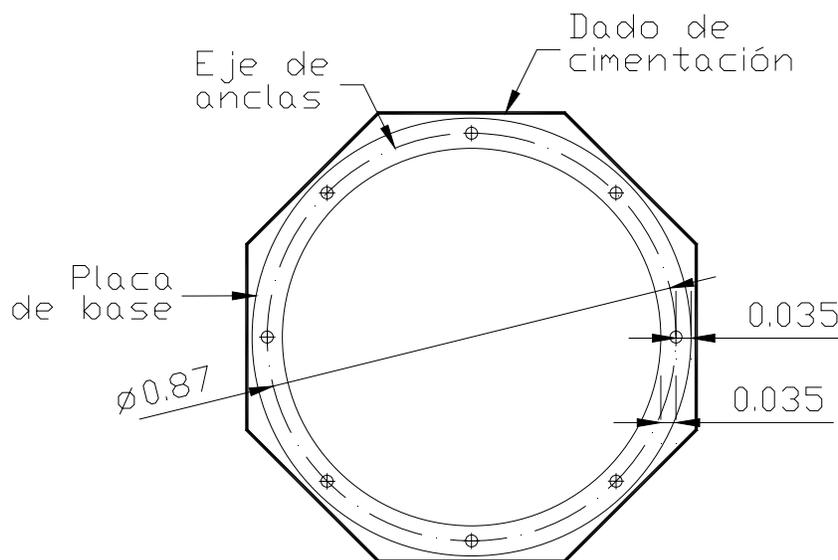


Figura. 11. Arreglo geométrico de placa base y agujeros para anclas.

En la tabla 11 se muestran los criterios para proponer las dimensiones mínimas de una cimentación para tanques circulares y que corresponden a cimentaciones octagonales.

Se pueden encontrar las dimensiones de un octágono a partir de conocer las dimensiones de sus lados o de la circunferencia donde se encuentra circunscrito. De acuerdo a lo anterior se proponen las dimensiones que se muestran en la tabla 12

Tabla 12. Dimensiones propuestas para el análisis y diseño de la cimentación.

Dimensiones propuestas (m)			
a:	1.10	b:	
A:	2.3	B:	4
hd:	0.3	H:	1.65
Df:	2	hz:	0.30

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla, consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo, por ejemplo, con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga. De igual forma se hará para revisar el volteo y el deslizamiento de la cimentación.

3.2 Revisión por volteo

Para revisar la estabilidad del tanque se deberá comparar el momento de volteo y el momento resistente. El primero es el resultado de la suma de los momentos que actúan sobre el tanque (fuerzas sísmicas y de viento); el segundo es el resultado de todos los momentos que contribuyen a mantener en equilibrio estático al tanque y a la cimentación (peso del tanque y de los elementos que lo conforman, así como el peso del fluido bajo la condición más desfavorable, peso del tanque en operación, peso del tanque bajo la condición de prueba). El cociente de estos momentos deberá ser mayor a 1.5 para considerar que el tanque se encuentra en equilibrio estático.

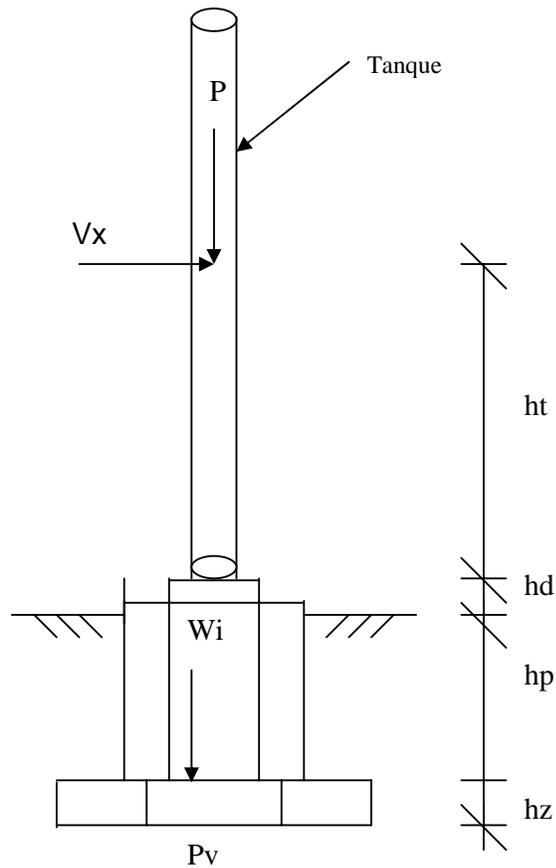


Figura 12. Cargas actuantes sobre el tanque.

En la figura 11 se muestra el tanque idealizado, así como las fuerzas que actúan sobre él (cargas muertas y cargas accidentales).

- Momento de volteo

$$M_v = V_x (h_t + h_d + h_p + h_z) \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

- Momento resistente

$$M_R = (P + W_z + W_p + W_d) x \left(\frac{B}{2}\right) \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

donde:

P : es el peso del equipo más el fluido

V_x : es la fuerza horizontal que provoca el volteo

W_i : es el peso del dado y la zapata de cimentación

h_z : peralte de la zapata (m)

h_p : altura del dado de cimentación (m)

h_d : altura del dado que sobresale del nivel de terreno natural (m)

h_t : altura o posición del centro de gravedad del tanque (m)

P_v : punto de volteo

Para la revisión de la estabilidad del tanque es necesario considerar las combinaciones de carga que se muestran en la tabla 13, en ella aparecen las cargas que pueden presentarse en la vida útil de la estructura, las combinaciones no se afectan por los factores de carga que se usan para el diseño estructural de la cimentación y se deberá usar la más desfavorable.

Tabla 13. Elementos mecánicos para la revisión de la estabilidad del tanque.

Combinación de carga	P (t)	Vx (t)	Vz (t)	Mx (t·m)	Mz (t·m)
PC + CO	67.17	0	0	0.00	0
PC + CP	67.61	0	0	0.00	0
PC + CEV + CVX	62.00	0.49	0.00	3.77	0.00
PC + CEV + CVZ	62.00	0.00	0.49	0.00	3.77
PC + CO + CVX	67.17	0.49	0.00	3.77	0.00
PC + CO + CVZ	67.17	0.00	0.49	0.00	3.77
PC + CP + 0.25CVX	67.61	0.12	0.00	0.94	0.00
PC + CP + 0.25CVZ	67.61	0.00	0.12	0.00	0.94
PC + CO + CSX + 0.5CSZ Tanque lleno	67.17	9.64	4.82	63.56	31.78
PC + CO + CSZ + 0.5CSX Tanque lleno	67.17	4.82	9.64	31.78	63.56
PC + CEV + CSX + 0.5CSZ Tanque vacío	62.00	5.52	2.76	36.95	18.48
PC + CEV + CSZ + 0.5CSX Tanque vacío	62.00	2.76	5.52	18.48	36.95

Ya que se esta considerando el 50% de los efectos en la dirección perpendicular a la del análisis las fuerzas resultantes y momentos deben determinarse como se muestra a continuación:

- Momento de volteo

Fuerza resultante

$$V_{XZ} = \sqrt{V_X^2 + 0.5V_Z^2} = 10.78 \text{ (t)}$$

donde:

V_x : es la fuerza horizontal que empuja al tanque en la dirección X (sismo) en toneladas

V_z : es la fuerza horizontal que empuja al tanque en la dirección Z (sismo) en toneladas

Momento actuante

$$M_V = V_{XZ}(h_t + h_d + h_p + h_z) = 93.65 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

Momento resistente

$$M_R = (P + W_Z + W_p + W_d)x\left(\frac{B}{2}\right) = 140.5 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

Factor de seguridad

$$FS = \frac{M_R}{M_V} > 1.5$$

$$F.S. = 1.5$$

3.3 Revisión por deslizamiento

Para revisar el deslizamiento del tanque y la cimentación se deberá comparar la fuerza que actúa para empujar al tanque y la fuerza que resiste el empuje anterior, el factor de seguridad para éste cociente deberá ser mayor a 1.5.

- Fuerza de deslizamiento

$$V_{XZ} = \sqrt{V_X^2 + 0.5V_Z^2} = 10.78 \text{ (t)}$$

donde:

V_x : es la fuerza horizontal que empuja al tanque en la dirección X (sismo) en toneladas

V_z : es la fuerza horizontal que empuja al tanque en la dirección Z (sismo) en toneladas

- Fuerza resistente

$$F_R = C * (A) + W_i \tan \phi$$

donde:

C: es la cohesión del suelo 2.5

A: área de la superficie de contacto (13.25 m²)

W_i: peso del equipo y cimentación (67.17 t)

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo (13°)

Fr: 47.53 (t)

$$F.S. = \frac{F_R}{F_D} > 1.5$$

F.S. : 4.41

3.4 Revisión de esfuerzos en el suelo

Para la revisión de los esfuerzos en el suelo se deberá considerar la combinación de la carga más desfavorable y el área de la cimentación, además de las acciones accidentales

Tabla 14. Esfuerzos por carga vertical.

Carga Gravitacional			
Combinación de Carga Vertical	P _{ACT.} (t)	ÁREA m ²	$\sigma_{act.}$ (t/m ²)
10. CEV + CP + PC	74.54	13.25	5.70

a) Dimensiones de la zapata en planta

La presión sobre el suelo, bajo la hipótesis de una carga uniforme, se obtiene de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P_{act.}}{A_{req.}}$$

donde:

q: es la capacidad de carga del suelo 16.80 (t/m²)

P_{act} descarga de la estructura sobre el suelo de apoyo (t)

A_{req} área de la superficie de suelo en contacto con la cimentación (m²).

Despejando el área requerida se obtiene:

$$A = \frac{74.54}{16.80} = 4.437 \text{ (m}^2\text{)}$$

Área de un círculo $A = 3.14159r^2$

Una de las suposiciones sobre las que se realiza el diseño, es que la cimentación será un octágono inscrito en un círculo. De acuerdo a lo anterior Igualando ésta expresión con el valor del área requerida:

$$3.14159 r^2 = 4.437$$

$$r = \sqrt{\frac{4.437}{3.14159}} = 1.188 \text{ (m)}$$

Se supondrá un radio $r = 1.40 \text{ (m)}$. Ver figura 13.

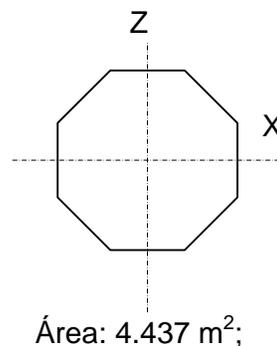


Figura 13. Octágono requerido para la cimentación del tanque.

En la figura anterior se presenta el octágono requerido mínimo para transmitir las acciones de diseño al suelo de apoyo.

A continuación se determinarán los esfuerzos en el suelo, de acuerdo a la expresión de la escuadría

$$\sigma_{xy} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_z}{S_z}$$

donde:

P es la descarga de la estructura sobre la cimentación
74.540 (t)

A área de suelo sobre la que descargan las acciones
6.495 (m²)

M_x momento debido a la acción accidental considerada
(100% de la dirección principal de análisis)
63.56 (t·m)

M_y momento debido a la acción accidental considerada
(50% de la dirección principal de análisis)
31.78 (t·m)

Se debe considerar una excentricidad “ e ” en ambas direcciones de análisis, definida como

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e_x = \frac{63.56}{74.54} = 0.853 \text{ (m)}$$

$$e_y = \frac{31.78}{74.54} = 0.426 \text{ (m)}$$

El nuevo origen del sistema de referencia se indica a continuación de acuerdo a las excentricidades obtenidas:

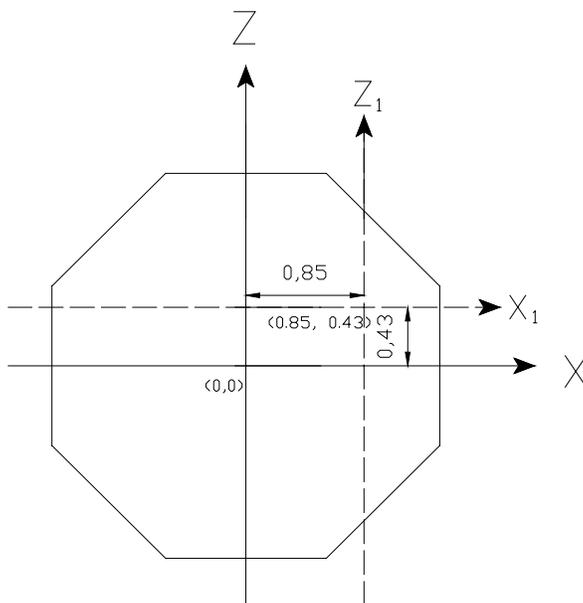


Figura. 14. Origen del sistema de referencia determinado con las excentricidades de diseño de la estructura.

Con las excentricidades obtenidas se determinó el módulo de sección como se indica a continuación:

$$S = \frac{I}{c}$$

donde:

I es el momento de inercia de la sección considerada

$$I_x = 4.5432 \text{ m}^4$$

$$I_z = 8.0902 \text{ m}^4$$

c es la distancia desde el eje a la fibra extrema perpendicular al eje considerado

$$C_x = 0.547 \text{ m}$$

$$C_z = 0.974 \text{ m}$$

Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 15. Esfuerzos actuantes sobre el suelo.

Esfuerzo t/m^2	
$S_1 =$	22.955
$S_2 =$	7.650
$S_3 =$	-0.002
$S_4 =$	15.303

En la tabla 15 se indican los valores de los esfuerzos obtenidos con la expresión de la escuadría. El valor correspondiente al esfuerzo número 3 es negativo pero muy pequeño para afectar los cálculos, debido a ello se supondrá igual a cero.

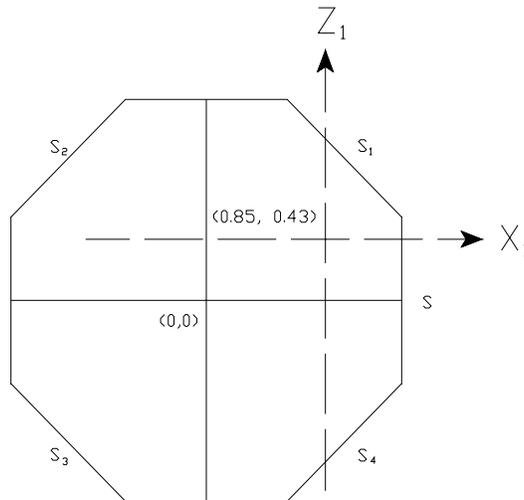


Figura 15. Distribución de presiones de la cimentación sobre el suelo de apoyo

En la figura 15 se indican los esfuerzos actuantes sobre la zapata de cimentación, de acuerdo a la tabla 15.

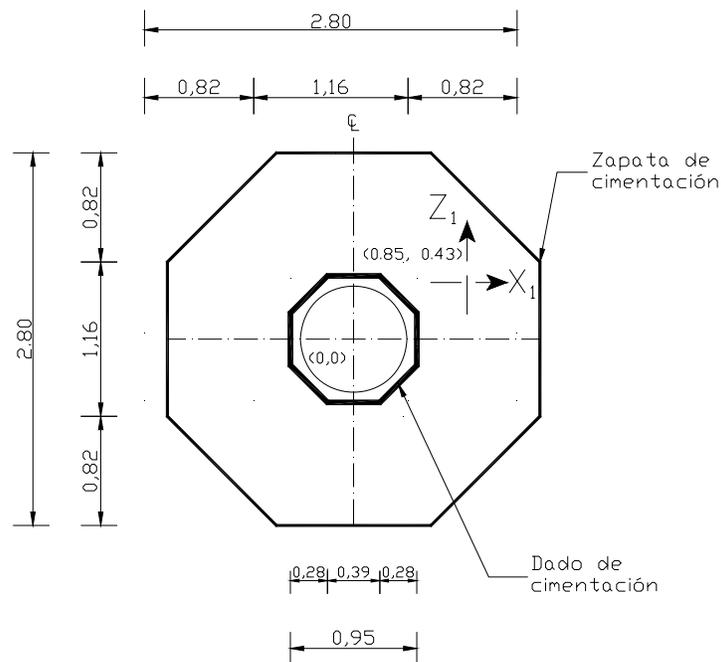


Figura 16. Geometría de la zapata y dado de cimentación para el tanque

En la figura 16 se indica la geometría de la zapata de cimentación, así como las dimensiones en planta del dado sobre el que se apoyará el tanque o columna.

Con la geometría determinada y la reacción del suelo sobre la zapata, se puede idealizar el siguiente modelo estructural.

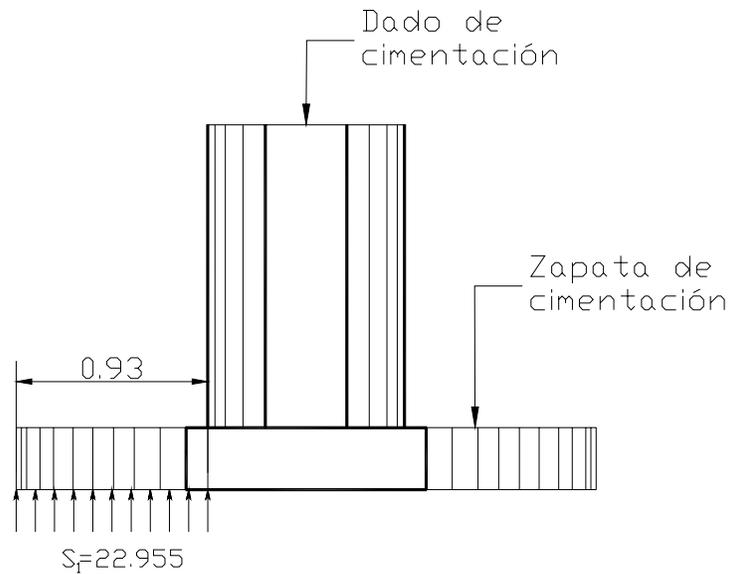


Figura 17. Modelo estructural idealizado

En la figura 17 se muestra la geometría de la zapata y dado de cimentación, en ella se indica la forma en la que se considera actuará la reacción del suelo sobre una viga en voladizo para el mayor de los esfuerzos determinados por metro lineal de ancho.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

4.1 Revisión del peralte de la zapata de cimentación

En general, para las condiciones de costos prevalecientes en México, los porcentajes de acero pequeños suelen conducir a soluciones más económicas. Si el valor escogido es del orden de 0.35 a 0.50 del porcentaje balanceado o menor, habrá poco riesgo de que las deflexiones sean excesivas. Sin embargo, puede suceder que sea necesario lograr secciones más esbeltas, por motivos arquitectónicos o para disminuir el peso propio, y entonces conviene usar porcentajes elevados.

El valor de b/d , para el caso de vigas, que se suponga, influye considerablemente en el costo de la estructura; mientras más peraltada sea la sección, menor es el consumo de acero. Sin embargo, el uso de peraltes excesivamente grandes puede llevar a problemas de inestabilidad lateral y a un aumento en el costo de los acabados en el caso de edificios, debido al incremento en el espesor en el sistema de piso. También el costo de la cimbra aumenta con el peralte de la viga. Cuando no existen limitaciones en el peralte, los valores de la relación b/d suelen estar comprendidos entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ aproximadamente.

Otra forma de obtener el peralte tentativo de una sección es considerando que el peralte de la sección corresponde al 10% del claro, deberá revisarse preliminarmente con el peralte así obtenido la resistencia y las deformaciones, además de considerar los recubrimientos que indique la normatividad oficial vigente en la región o de acuerdo a las bases de diseño del proyecto.

4.1.1 Análisis Estructural.

A continuación se realiza el análisis estructural de una viga en voladizo con la carga de la reacción del suelo. El modelo se resolvió con el programa SAP 2000.

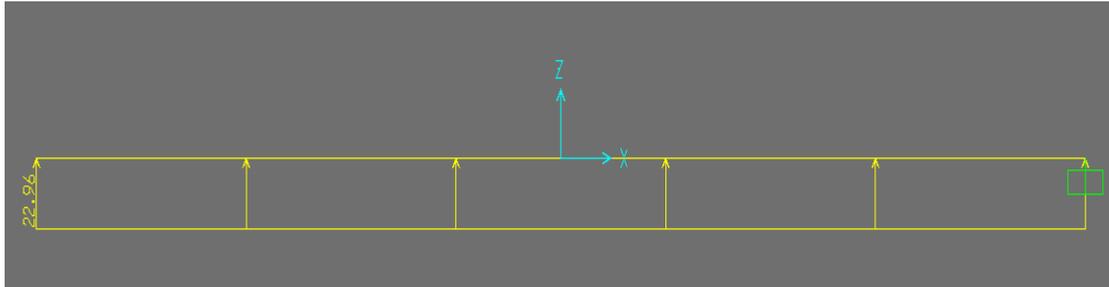


Figura 18. Modelo matemático y distribución de cargas sobre zapata.

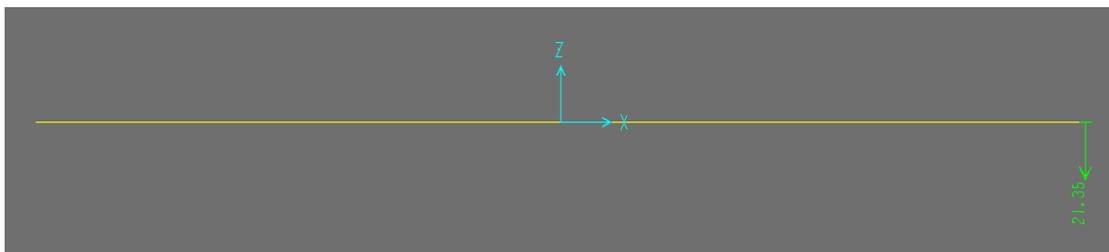


Figura 19. Reacciones de la distribución de cargas consideradas en el modelo matemático.

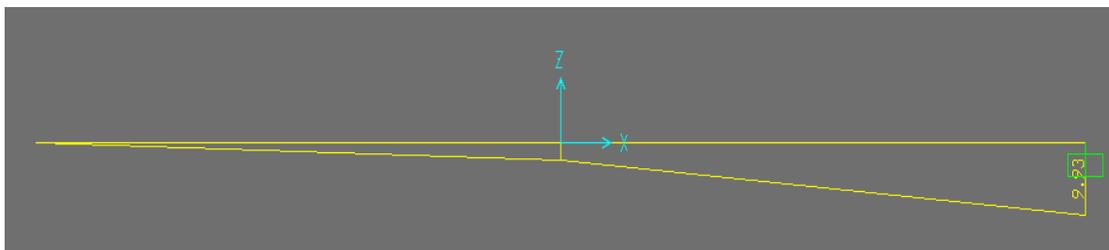


Figura 20. Diagrama de momentos flexionantes.

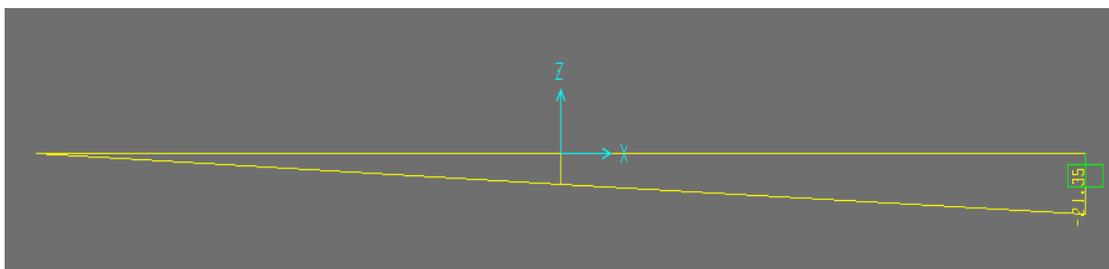


Figura 21. Diagrama de fuerza cortante.

4.2 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizará de acuerdo a las NTC-DCEC-04

Datos:

$$M_R = 9.93 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

$$b = 1.00 \text{ (m)}$$

$$h = 0.30 \text{ (m)}$$

$$r = 0.05 \text{ (m)}$$

$$d = h - r = 0.30 - 0.10 = 0.20 \text{ (m)}$$

$$f'_c = 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

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

$$\text{F.C. } 1.4$$

Constantes

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

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

$$P_b = \frac{f''_c}{f_Y} \frac{4800}{f_Y + 6000} = 0.0190$$

$$P_{m\acute{a}x} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.0190 = 0.01428$$

$$P_{m\acute{i}n} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_Y} = 0.002635$$

Solución

El porcentaje de acero requerido por la sección se puede determinar de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_{c\acute{a}l} = \frac{f''_c}{f_Y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2F.C.M_R}{F_R b d^2 f''_c}} \right) = 0.01057$$

$$P_{m\acute{i}n} < P_{c\acute{a}l} < P_{m\acute{a}x}$$

De acuerdo a los porcentajes, el acero con que se debe armar la sección por flexión es el calculado

$$A_s = P b d = 0.01057 \times 100 \times 20 = 21.15 \text{ (cm}^2\text{)}$$

La separación del acero de refuerzo se encuentra dada por la siguiente expresión, usando varillas del número 8 ($a_s = 5.07 \text{ cm}^3$)

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = 23.97 \text{ cm}$$

De acuerdo a la experiencia es como se determina el diámetro de las varillas con las que se armará la sección. Para éste caso se deberán usar vars # 8 @ 24 cm

4.3 Diseño por fuerza cortante

Datos:

$$V_R = 21.35 \text{ (t)}$$

$$b = 1.00 \text{ (m)}$$

$$h = 0.30 \text{ (m)}$$

$$r = 0.05 \text{ (m)}$$

$$d = h - r = 0.30 - 0.10 = 0.20 \text{ (m)}$$

$$f'_c = 250 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$f_y = 4200 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{F.C. } 1.4$$

Solución:

Se considera que para zapatas o en general cuando el ancho b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d , el espesor no sea mayor de 60 cm, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual al valor determinado con la siguiente expresión

$$V_{cR} = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c} = 9899.49 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.4 \times 21350 = 29890.00 \text{ kg}$$

Debido a que la fuerza cortante última es mayor que la fuerza cortante que resiste la sección, el peralte no es suficiente para resistir la fuerza cortante. Se pueden tomar dos alternativas: 58

- a) Incrementar el peralte de la sección con la consecuencia de incrementar los esfuerzos en el suelo de apoyo.
- b) Colocar refuerzo para incrementar la resistencia de la sección manteniendo el peralte de la sección.

Para éste caso en particular se decidió colocar acero para tomar la fuerza cortante que no puede tomar el concreto.

Colocando varillas # 3 ($a = 0.71$) en 6 ramas, es decir a cada 25 cm

$$S = \frac{6F_R A_V f_Y d}{V_U - V_{cR}} = 12.53 \text{ cm}$$

De acuerdo a la normatividad los estribos se colocarán a la distancia determinada o a una distancia de $d/2 = 10$ cm, rigiendo esta última condición, por lo tanto se colocaran estribos #3@10@25, ver figura 22

4.4 Diseño por cambios volumétricos

El acero por cambios volumétricos se puede determinar de acuerdo a la siguiente expresión de las NTC-DCEC-04

$$a_s = \frac{660x_1}{f_Y(x_1 + 100)} = 0.02619$$

De acuerdo a la normatividad el área de acero obtenida deberá multiplicarse por 1.5 por ser un elemento que se encuentra directamente en contacto con el terreno

$$1.5a_s = 0.03928$$

Además deberá dividirse entre dos ya que se encuentra en una sola cara del elemento

$$\frac{1.5a_s}{2} = 0.01964$$

Finalmente el área de acero es igual a

$$A_s = 100 \times 0.01964 = 1.964 \text{ cm}^2$$

Separación del acero de refuerzo, usando varillas #3

$$S = \frac{100 \times 0.71}{1.964} = 36.15 \text{ cm}$$

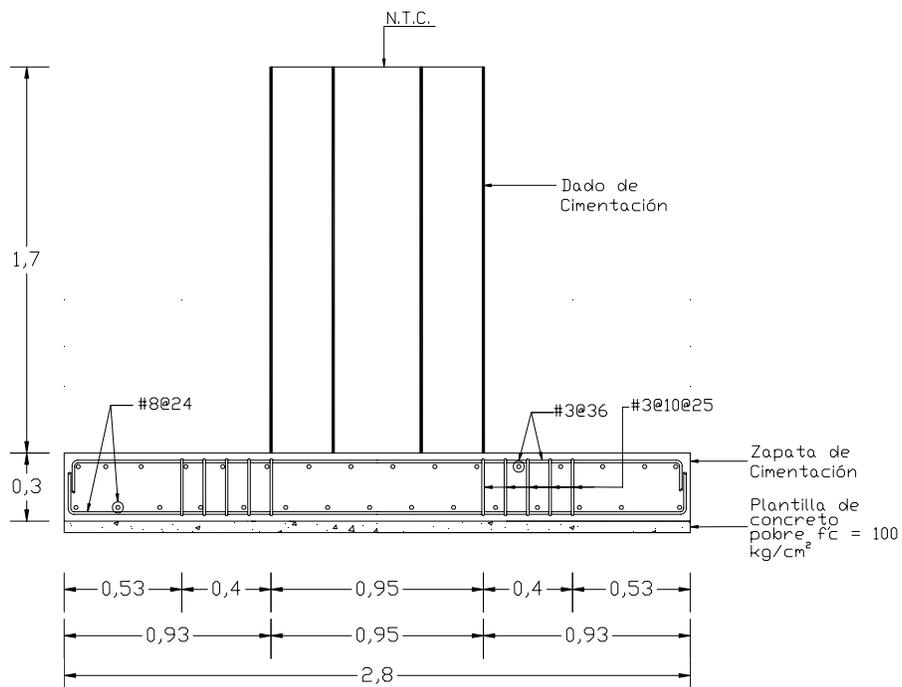


Figura 22. Geometría y refuerzo de la zapata de cimentación.

5 DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

5.1 Diseño del pedestal de apoyo

Los pedestales tienen acero de refuerzo hasta la losa con suficiente desarrollo para prevenir la separación de estos.

El acero de refuerzo se obtiene calculando la máxima tensión que se presenta en el perímetro del pedestal debido a los momentos de volteo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Fu = \left(1.3X \frac{4M}{NDA} \right) - \left(0.9X \frac{W}{N} \right)$$

Cuando se obtiene la tensión máxima se determina el área de acero de acuerdo a la expresión siguiente:

$$A_{SREQ} = \frac{Fu}{\phi F_Y}$$

donde:

ϕ Factor de seguridad 0.9

M Momento de volteo de la base del tanque 63.56 (t - m)

N Número de varillas 24

No. Varillas número 8

DA Tamaño del pedestal 0.95 (m)

W Peso propio del tanque y del pedestal 67.17 (t)

F_U Tensión última en el refuerzo 4200 (t)

F_Y esfuerzo de fluencia del refuerzo 4200 (kg/cm²)

$$Fu = 11976 \text{ kg}$$

$$A_{SREQ} = 3.168 \text{ cm}^2$$

Área de la varilla: 2.85 cm² área mayor que la requerida

5.2 Diseño de las Anclas

El diseño de las anclas se realizará efectuando un procedimiento de equilibrio estático, como se describe a continuación

- a) Determinar la resultante de los momentos que actúan en ambas direcciones

$$M_X = 63.56 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

$$M_Z = 31.78 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

$$M_R = \sqrt{M_X^2 + M_Z^2} = 71.06 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

- b) Determinar la distancia desde el centro del polígono (0,0), al centro de las excentricidades (0.85, 0.43)

$$e_X = 0.85 \text{ (m)}$$

$$e_Z = 0.43 \text{ (m)}$$

$$d = \sqrt{e_X^2 + e_Z^2} = 0.95 \text{ (m)}$$

- a) Se puede determinar la fuerza que provoca un momento igual al de diseño

$$F = \frac{M}{d} = 74.80 \text{ (t)}$$

Esta fuerza se debe distribuir de manera proporcional entre el número de anclas que se consideren

$$F_{\text{ancla}} = \frac{74.80}{8} = 9.35 \text{ (t)}$$

Área requerida:

$$A_{\text{req}} = \frac{9350}{(0.6)(2530)} = 6.16 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Del Manual IMCA, se prueba una ancla de 1 1/4" de diámetro y se obtiene un esfuerzo igual a

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{9350}{7.917} = 1181.00 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

c.1) Revisión por tensión

$$\sigma_T = 0.6F_Y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ (kg/m}^2\text{)} > 1181.00 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

c.2) Revisión por cortante

Cortante actuante

$$V_X = 9.64 \text{ (t)}$$

$$V_Z = 4.82 \text{ (t)}$$

$$V_R = \sqrt{V_X^2 + V_Z^2} = 10.78 \text{ (t); } 10780 \text{ (kg)}$$

$$V_R = \frac{10780}{8} = 1347.50 \text{ (kg)}$$

Esfuerzo cortante resistente

$$f_V = \frac{V_R}{A} = 170.19 \text{ (kg)} < F_V = 0.4F_Y = 1012 \text{ (kg)}$$

La sección es suficiente para tomar los esfuerzos de tensión y cortante que se presentan

5.3 Diseño de placas base

El objetivo de la placa base es el de distribuir la carga de compresión de un elemento estructural sobre una área mayor, que es la que le da el apoyo del mismo. La placa base se dimensiona suponiendo que la porción que sobresale del paño exterior de una columna (por ejemplo), actúa como viga en cantiliver, cuyo empotramiento se localiza sobre el paño de la columna.

En el caso de columnas de sección hueca (tubular), ya sean rectangulares o circulares, las placas base pueden diseñarse utilizando el mismo procedimiento que el de columnas de patín ancho, solamente que el punto de empotramiento debe localizarse a 0.95 de la dimensión exterior de la columna cuando es rectangular, y 0.80 cuando la columna es circular. Estos valores son aproximados que corresponden a los valores obtenidos para secciones de patín ancho, sin embargo el área confinada por la sección hueca es más rígida que el área confinada por secciones de patín, por lo que los valores indicados son conservadores.

Ocasionalmente puede presentarse un tercer caso, cuando la placa base está sujeta completamente a levantamiento, es decir que no hay parte bajo la placa que transmita compresión al concreto. En este caso la tensión en las anclas puede calcularse con la siguiente expresión:

$$T = P + / - \left(\frac{M}{2b} \right)$$

El esfuerzo en la esquina de la placa base, debe revisarse cuando las anclas se localizan afuera del paño de la columna, ya que la tensión de las anclas causan flexión en ángulo a través de la placa. Se supone que el plano de flexión se forma en ángulo recto con respecto a la distancia del ancla más alejada.

Adicionalmente debe revisarse el esfuerzo lateral de la placa base, cuando las anclas se localizan afuera del paño de la columna, éste esfuerzo puede ser importante cuando tenemos que $n > m$.

La máxima compresión puede ocurrir en un ancho relativamente corto, por lo que deberá revisarse para un ancho efectivo c de la sección.

El valor máximo de $2n$ para el ancho efectivo, se escogió como una aproximación razonable para un promedio de esfuerzos máximos; si la dimensión Y es muy pequeña, se recomienda tomar como valor mínimo de $c = n$.

Se determina el esfuerzo promedio de compresión entre la placa base y el concreto para el ancho efectivo:

$$f_c = (f_{Cm\grave{a}ximo} + f_{Cm\grave{i}nimo}) \times 0.5$$

El momento flexionante en la placa base debido al esfuerzo lateral, será:

$$M_{PL} = (f_{c\text{promedio}} \times 0.5) \times n^2$$

Finalmente se determina el espesor requerido de la placa base.

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{PL}}{0.75cF_y}} \quad \text{espesor requerido por flexión}$$

$$t \geq \frac{f_{c\text{promedio}} \times Xn}{0.4F_y} \quad \text{espesor requerido por cortante}$$

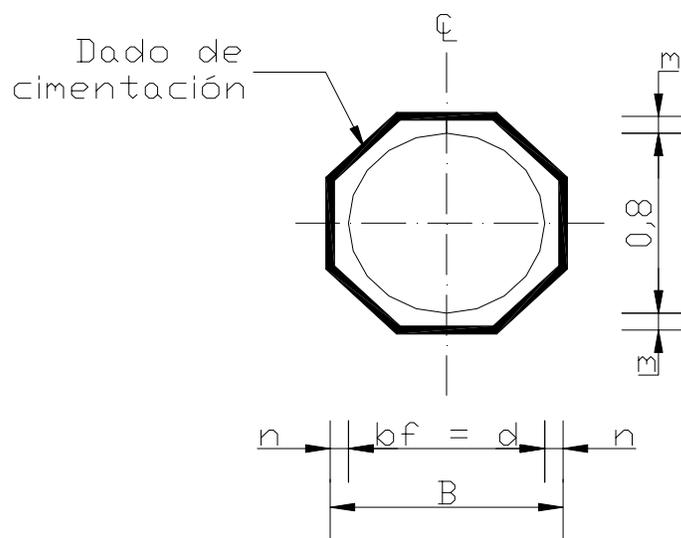


Figura 23. Geometría de placa base para apoyo de tanque.

Se considera $m = n$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f) = 0.01125$$

$$B = \frac{A_1}{N}; \quad A_i = BN = 0.9 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$r = \sqrt{\frac{A_1}{\pi}} = 0.5352 \text{ (m)}$$

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_y BN}} = 1.117 \text{ (cm)}$$

Se propone usar una placa de $\frac{1}{2}$ "

CONCLUSIONES

Al inicio de cualquier proyecto estructural es conveniente conocer sobre el uso de la estructura, es decir saber si será una estructura de tipo industrial o urbana con la finalidad de poder determinar todas y cada una de las acciones que afectarán a la misma durante su vida útil.

La determinación de las acciones de diseño es fundamental para lograr elementos estructurales que cumplan con los estados límite de falla y los estados límite de servicio, es decir que resistan las acciones impuestas, además de cumplir con las deformaciones permitidas por los materiales y por consiguiente por los reglamentos.

Será importante recurrir a la normatividad de la localidad, además de generar, al inicio de cada proyecto, una bases de diseño, es decir un documento en el cual en conjunto con el cliente se fijen las bases y lineamientos sobre los que se guiará el proyecto. En éstos documentos, entre otras cosas se determinarán los reglamentos que regirán el proyecto y los requerimientos por parte del cliente.

Un punto importante es la idealización de la estructura, es decir concebirla en una forma sencilla (marcos, vigas, etcétera) con la finalidad de determinar los elementos mecánicos para el diseño estructural.

Finalmente es importante diseñar los elementos estructurales para que resistan las acciones de diseño y que las deformaciones de estos se encuentren en los límites aceptables. Con la información generada se podrán elaborar los planos necesarios para la correcta construcción.

DEFINICIONES

Peso de erección:

Es el peso del tanque más el peso de estructuras internas o externas unidas al tanque como son: tuberías, plataformas, etcétera, las cuales pueden ser consideradas o no dependiendo, si estas estructuras adicionales son colocadas antes o después del montaje. Generalmente se encuentra indicado en los planos del proveedor del equipo.

Peso vacío:

Es el peso del tanque cuando está vacío más el peso de estructuras adicionales unidas al tanque como son: tuberías, plataformas, etcétera. Generalmente se encuentra indicado en los planos del proveedor del equipo.

Peso de operación:

Es el peso propio más el peso del líquido bajo el cual operará el equipo, generalmente indicado en los planos del proveedor.

Peso de prueba:

Es el peso propio más el peso del agua requerida para la prueba hidrostática, generalmente indicado en los planos del proveedor.

Placa Base:

Elemento de Acero normalmente soldado en el extremo de una columna, que sirve para transmitir (junto con las anclas) las descargas de la estructura a la cimentación.

Anclas:

Barras de acero embebidas parcialmente en el concreto de un pedestal, dado, o losa de cimentación, que sirve para sujetar

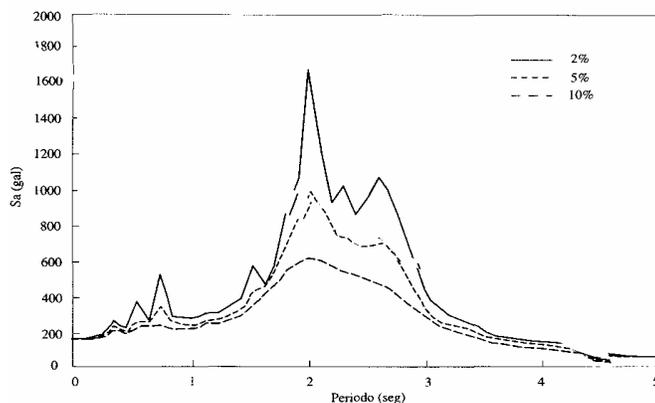
la placa base, a la vez que sirven para transmitir las descargas de tensión y cortante al concreto.

Vida Útil:

Por Vida Útil Probable Ponderada, se entiende la vida de la edificación estimada a partir de un promedio ponderado, que resulta de ponderar la esperanza de vida de los principales componentes de la obra, en función de la participación que representa cada uno de éstos, en el costo total de la obra.

Amortiguamiento:

El amortiguamiento viscoso es una característica estructural que influye en la respuesta sísmica. Esta característica se expresa normalmente como una fracción ξ del amortiguamiento crítico. Para tener una idea cuantitativa de la importancia del amortiguamiento, obsérvense los espectros de respuesta mostrado en la gráfica 8. Se aprecia que la magnitud de las ordenadas espectrales disminuye rápidamente al aumentar ξ , para un amplio intervalo de periodos (salvo para periodos muy cortos o muy largos en que la disminución es menos apreciable). El tipo de amortiguamiento así considerado toma en cuenta fuentes de disipación de energía como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etcétera. La magnitud es difícil de cuantificar con precisión. En la tabla 16 se muestran los valores recomendados para los amortiguamientos de distintos tipos de estructuras.



Gráfica 8. Espectros de pseudoaceleración de un registro tipo

En la gráfica anterior se muestra la representación del periodo T en el eje de las abscisas y la pseudoaceleración, determinada como $Sa = \frac{F}{W}$, donde W es el peso de la estructura, en el eje de las ordenadas. Las curvas mantienen constantes los valores del amortiguamiento crítico.

Tabla 16. Coeficientes de amortiguamiento típicos de distintos tipos de estructuras.

Tipo de estructura	Porcentaje del amortiguamiento crítico	
	Niveles bajos de respuesta	Niveles altos de respuesta
Concreto reforzado	4	7
Concreto presforzado	2	5
Acero con conexiones de soldadura o de pernos de fricción	2	4
Acero con conexiones de tornillos o remaches	4	7
Mampostería	4	7
Madera	4	7

En la tabla 16 se muestran algunos valores del porcentaje de amortiguamiento crítico para los principales materiales estructurales usados en la construcción de edificios.

Espectro:

Desde el punto de vista del diseño estructural, interesa esencialmente la máxima sollicitación a la que estará sujeta la estructura por efecto del sismo; por tanto no es necesario conocer la historia completa de la respuesta, sino solo su valor máximo. Si para un acelerograma dado, obtenemos la respuesta de sistemas de un grado de libertad con un amortiguamiento dado y hacemos variar el periodo de estos sistemas desde cero hasta un valor muy alto comparado con los periodos naturales de las estructuras comunes, y para cada respuesta determinamos la máxima respuesta podemos trazar gráficas como las de la gráfica 8, que constituyen espectros de respuesta de aceleración para los movimientos en cuestión. En las abscisas se representa el periodo del sistema y en las ordenadas una medida de su respuesta máxima, sea esta aceleración, velocidad o desplazamiento máximos de la masa.

Los espectros de temblores reales, como los de la gráfica 8 tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles. Cabe señalar que los espectros de diseño definidos en los reglamentos toman en cuenta varios factores, entre ellos las incertidumbres en la valuación de los periodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelos, y el comportamiento inelástico.

Amplificación dinámica:

72

Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad son capaces de vibrar. La mayoría de las máquinas y estructuras experimentan vibración hasta cierto grado y, su diseño, requiere generalmente consideración de su conducta oscilatoria.

Hay dos clases generales de vibraciones, libres y forzadas. La vibración libre es la que ocurre cuando un sistema oscila bajo la acción de fuerzas inherentes al mismo y, cuando las fuerzas externamente aplicadas son inexistentes. El sistema bajo vibración libre vibrara a una o mas de sus frecuencias naturales que, son propiedades del sistema dinámico que dependen de su distribución de masa y de rigidez.

La vibración que tiene lugar bajo la excitación de fuerzas externas es una vibración forzada. Cuando la excitación es oscilatoria, el sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de excitación, si esta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema, se produce una situación de resonancia o amplificación dinámica y ocurren oscilaciones peligrosamente grandes.

Estados límite de falla:

Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Estados límite de servicio:

Se considera como estados límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, pero que no perjudique su capacidad para soportar cargas.

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Mexicano de la construcción en acero IMCA 1994.
- Reglamento ACI-318-95
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias
- Manual de Diseño de Obras Civiles C.1.3. Diseño Por Viento. Ed. 1993.
- Manual de Diseño de Obras Civiles C.1.4. Diseño Por Sismo. Ed. 1993.
- Manual de Construcción en Acero. Diseño por Esfuerzos Permisibles. American Concrete Institud Of Steel Construntion (AISC-ASD) 9a. Edition
- Manual Del Ingeniero Química Tema II
Ed. Unión Tipográfica Editorial Hispanoamérica.
- Bazán/Meli. **Diseño Sísmico de Edificios.**
Ed. Limusa. Noriega Editores. Segunda Impresión
- Roberto Meli Piralla **Diseño Estructural**
Ed. Noriega Editores. Cuarta impresión Méx. 1991
- Jack C. McCormac. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. Método LRFD.**
Ed. Alfaomega. México. 1996.
- Jack C. McCormac. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Método ASD.**
Ed. Alfaomega. 4ª. Edición. México. 1999.
- González – Robles. **ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO**
Ed. Limusa. Noriega Editores. 4ª Reimpresión México 1999

[Mapa de la República Mexicana](#)

queretaro.gob.mx/sedesu/desecco/esteco/perfeco/anuario/2005/aeesp/anexos.pdf
construaprende.com [construaprende](#)