



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CUAUTITLÁN**

**ANÁLISIS DE ESFUERZOS UTILIZANDO EL
MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO EN LAS
UNIONES TECHO-ENVOLVENTE Y
ENVOLVENTE-FONDO DE TANQUES DE
ALMACENAMIENTO ATMOSFÉRICOS.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO MECÁNICO ELECTRICISTA

P R E S E N T A:

OSWALDO ALBERTO SÁNCHEZ RUBIO

ASESOR: M. I. FELIPE DÍAZ DEL CASTILLO RODRÍGUEZ

COASESOR: ING. CARLOS CORTÉS SALAS



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.

DEDICATORIAS

A Dios

Por darme la fortaleza en todo momento de dificultad y brindarme la oportunidad de terminar mis estudios con éxito.

A mis Padres y Hermano

Por su paciencia, por su comprensión, por su empeño, por su amor, porque los quiero, porque gracias a ellos soy quien soy hoy en día.

A mi "Pulguita"

Por el impulso y el apoyo incondicional que me has brindado para alcanzar esta meta, por tu comprensión, por compartir tantos momentos conmigo, Gracias!

A mis tíos Alberto y Maribel

Por el cariño y la confianza depositados en mí, gracias.

Universidad Nacional Autónoma De México

En especial a la Facultad de Estudios Superiores Cuatlilán por darme la oportunidad de aprender valiosos conocimientos que contribuyeron a mi desarrollo.

Gracias al departamento de Recipientes a Presión y Cambiadores de Calor del Instituto Mexicano del Petróleo por todas las facilidades que me otorgaron y en general a todas las personas que hicieron posible la terminación de este trabajo. En especial al ingeniero Carlos Cortés Salas, por su tiempo y sabiduría transmitida.

INDICE

	Pag.
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	2
CAPITULO 1	
GENERALIDADES	
1.1 INTRODUCCIÓN	3
1.2 CLASIFICACIÓN	3
1.3 TIPOS DE TECHO	3
1.3.1 TANQUES DE TECHO FIJO	4
1.3.2 TANQUES DE TECHO FLOTANTE	5
1.4 TIPOS DE FONDO	8
1.5 CÓDIGOS	10
1.6 MATERIALES	13
CAPITULO 2	
DISEÑO	
2.1 CONSIDERACIONES	18
2.2 DATOS DE DISEÑO	18
2.3 DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DE LA ENVOLVENTE	20
2.4 DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DE LAS PLACAS DEL FONDO	24
2.5 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL TECHO	24
2.6 ÁNGULO DE CORONAMIENTO Y AREA PARTICIPANTE EN LA UNIÓN TECHO-ENVOLVENTE	24
2.7 DISEÑO DE LA CUBIERTA	27
2.8 CÁLCULO DE PESOS	46
2.9 DISEÑO POR VIENTO	51
2.10 DISEÑO POR SISMO	63
2.11 ANCLAJE	71
CAPITULO 3	
MODOS DE FALLA Y DESCRIPCIÓN DEL MODELO	
3.1 INTRODUCCIÓN	74
3.2 MODOS DE FALLA	74
3.2.1 FALLA EN LA UNIÓN TECHO-ENVOLVENTE	75
3.2.2 FALLA EN LA UNIÓN ENVOLVENTE-FONDO DEBIDO A LA CEDENCIA DE LA ENVOLVENTE	75
3.2.3 FALLA EN LA SOLDADURA DE LA UNIÓN ENVOLVENTE-FONDO	76
3.2.4 FALLA EN LA SOLDADURA DE LAS PLACAS DEL FONDO	77
3.2.5 FALLA EN LOS ACCESORIOS DEBIDO AL LEVANTAMIENTO	77
3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS	77
3.3.1 ESTRUCTURA	78
3.3.3 ELECCIÓN DE ELEMENTOS	80
3.3.4 RESTRICCIONES	82
CAPITULO 4	
ANALISIS EN DIFERENTES CONDICIONES	
4.1 INTRODUCCIÓN	85
4.2 OBJETIVO	85
4.3 CARGAS	85
4.4 ANÁLISIS	88
CASO I TANQUE VACÍO	88

CASO II TANQUE MITAD LLENO	94
CASO III TANQUE LLENO	95
CONCLUSIONES	104
BIBLIOGRAFÍA	106

INTRODUCCIÓN

Debido a la creciente necesidad de satisfacer la demanda de la industria nacional ha sido ineludible realizar la revisión, evaluación y rehabilitación de tanques de almacenamiento atmosféricos, así como el diseño de nuevos reservorios para la distribución del crudo y productos derivados del mismo. Por tanto, esta investigación está enfocada al análisis de esfuerzos en las uniones techo-envolvente y envolvente-fondo de un tanque de almacenamiento atmosférico para una capacidad de veinte mil barriles, sustentada en la Norma API 650.

Las características mecánicas del material son consideradas en el modelo numérico, empleando para ello el Método del Elemento Finito.

El presente trabajo es expuesto teniendo en cuenta que el vapor dentro de un tanque de almacenamiento, debido al llenado y vaciado del mismo, puede estar en sus límites de flamabilidad, llevando a una pérdida catastrófica de la integridad del tanque. Para prevenir una falla en la pared o en el fondo, se pretende inducir una falla en la unión techo-envolvente con cierta presión, creando así un área de ventilación que reduciría la presión en el tanque.

Cada tópico del diseño y análisis de tanques de almacenamiento atmosféricos es expuesto de forma sencilla y precisa en esta tesis, la cual se compone de cuatro capítulos que a continuación se resumen:

En el primer capítulo se expone una clasificación de los tanques en base a los diferentes tipos de techo y fondo existentes, así como las organizaciones que establecen los códigos que rigen el cálculo y el diseño de los mismos, por último se mencionan los materiales y sus propiedades.

En el segundo capítulo, se presentan los cálculos de diseño para un tanque de junta frágil, así como el análisis por viento y sismo para aseverar la seguridad del mismo.

En el tercer capítulo se comenta acerca de la sobre presurización en un tanque de almacenamiento atmosférico, la cual puede causar el levantamiento del mismo. De ahí la importancia de estudiar los modos de falla posibles, tal es el caso de las fracturas en las uniones techo-envolvente, envolvente-fondo, placa del fondo y accesorios.

Se continuará describiendo el modelo numérico a utilizar en los análisis, características de los elementos finitos y del procedimiento del análisis.

Por último se analizará la respuesta de tanques de almacenamiento atmosférico debido a la sobre presurización en diferentes condiciones como: tanque vacío sin pandeo, tanque mitad lleno sin pandeo y tanque lleno sin pandeo. Las condiciones anteriores serán analizadas variando la presión interna que permite el código de diseño.

Obtenidos los resultados se presentarán las conclusiones correspondientes.

OBJETIVO

- Mediante el método del elemento finito analizar los esfuerzos en las uniones techo-envolvente y envolvente-fondo aplicando la norma A.P.I. 650.
- Prevenir fallas no deseadas en los tanques de almacenamiento.
- Proveer consejos aplicables al diseño de tanques de almacenamiento.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

Los tanques sirven para almacenar cualquier tipo de líquido, vapor o incluso sólidos y han sido utilizados en varios procesos como:

Almacenamiento, separación de fases, mezclado, etc.

En este caso el término de “Tanques Atmosféricos” se refiere a tanques de almacenamiento cilíndrico diseñados para almacenar o procesar fluidos, generalmente a presión atmosférica o presión interna relativamente baja.

Las normas y códigos que son utilizados para el cálculo, diseño y construcción de tanques atmosféricos son parte fundamental, ya que estas amparan un margen de seguridad y funcionalidad ya justificado por la experiencia en esa área en particular.

1.2 CLASIFICACIÓN

En la actualidad no existe un sólo método universal para clasificar los tanques de almacenamiento ya sea por su forma o el líquido a almacenar, normalmente se contempla la presión interna o externa y en base a ésta se determina la forma y consecuentemente el tipo de tanque a utilizar.

Los códigos contra incendio definen un tanque atmosférico como aquél que opera con una presión hasta 3447 Pa (½ psi) por encima de la presión atmosférica. Mientras que los de baja presión son diseñados para trabajar hasta con una presión de 103421 Pa (15 psi) por encima de la presión atmosférica. Por último se encuentran los recipientes a presión los cuales operan con una presión mayor a 103421 Pa (15 psi).

1.3 TIPOS DE TECHO

En base a la especificación API 650 se hace una clasificación de los tanques en cuanto al tipo de techo. Es importante tener en cuenta que el espesor requerido para los techos debe resistir la presión interna para evitar flexiones y deformaciones evidentes en los mismos. Sin

olvidar que entre más grande sea el tanque mayor será el efecto de la presión que ejerce el techo sobre la estructura. Es por esto que en los casos donde la presión interna es alta se utilizan techos tipo domo o esferas.

1.3.1 TANQUES DE TECHO FIJO

Se emplean para contener productos no volátiles como son: agua, diesel, asfalto, petróleo crudo, etc. debido a que al disminuir la columna del fluido, se va generando una cámara de aire que facilita la evaporación del fluido, lo que es altamente peligroso.

Dentro de los tanques de techo fijo se encuentran:

-Tanques de techo cónico: tanque de placas verticales cilíndricas con un eje vertical de simetría. El fondo es normalmente plano y el techo en forma de cono con columnas de soporte. Son los más utilizados para el almacenamiento de grandes cantidades de líquido gracias a los bajos costos y su fácil construcción.

-Tanques de techo tipo paraguas: similares a los de techo cónico, pero el techo se ve como un paraguas por la superficie segmentada, de ahí su nombre. Usualmente construidos para diámetros no mayores de 18.3 m (60 ft). Son techos de estructura auto soportada ya que no cuentan con columnas de soporte.

-Tanques techo tipo domo: tanques similares a los de techo tipo paraguas excepto por el domo que se aproxima a una superficie esférica.

-Tanques de aluminio de techo tipo domo geodésico: tanques que ofrecen una mejor opción en cuanto a la resistencia a la corrosión, sin columnas centrales, soportado por la misma configuración de su superficie curva sobre el último anillo de la envolvente del tanque.

En la figura 1.1 se exponen las ventajas y desventajas de algunos tanques de techo fijo.

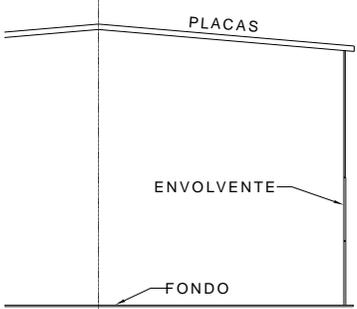
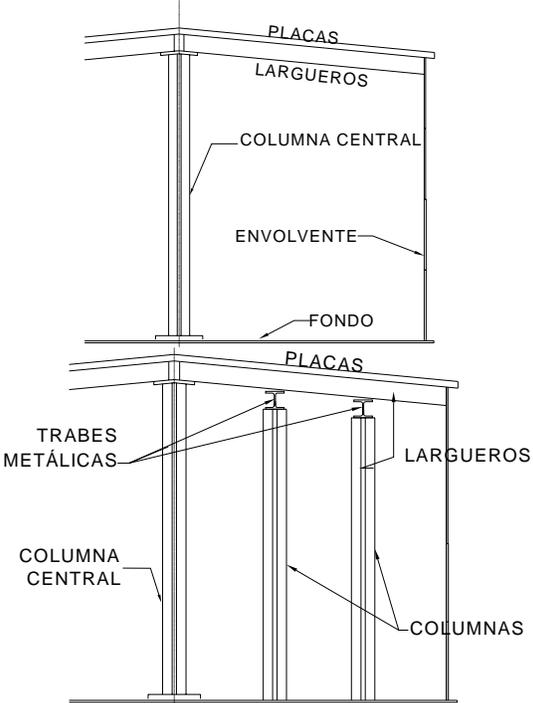
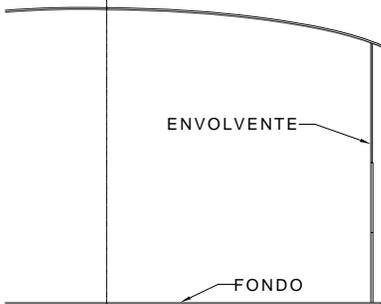
TECHOS FIJOS		
TIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>TECHO CÓNICO AUTOSOPORTADO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> -OBSTRUCCIONES INTERNAS MÍNIMAS. -BAJO COSTO DE INSTALACIÓN. -FÁCIL INSTALACIÓN DE TECHO FLOTANTE INTERNO. 	<ul style="list-style-type: none"> -PUEDE REQUERIR PLACAS PARA EL TECHO MÁS PESADAS. -APTO SÓLO PARA TANQUES PEQUEÑOS
<p>TECHO CÓNICO SOPORTADO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> -DISEÑO ESTRUCTURAL SIMPLE. -OBSTRUCCIONES INTERNAS MÍNIMAS. -FÁCIL INSTALACIÓN DE TECHO FLOTANTE INTERNO. 	<ul style="list-style-type: none"> -DIÁMETRO LIMITADO A LA LONGITUD DE LOS LARGUEROS. -DEMASIADAS OBSTRUCCIONES INTERNAS. -DIFÍCIL DE INSPECCIONAR -COSTO DE INSTALACIÓN DE TECHO FLOTANTE INTERNO DEMASIADO ALTO.
	<ul style="list-style-type: none"> -DISEÑO ESTRUCTURAL SIMPLE. -APTO PARA CUALQUIER DIÁMETRO. -PUEDE SER DE JUNTA FRÁGIL PARA VENTILACIÓN DE EMERGENCIA. 	
<p>TECHO TIPO DOMO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> -DISEÑO APTO PARA RECUBRIMIENTO INTERNO DE PROTECCIÓN. 	<ul style="list-style-type: none"> -MÁS CARO QUE LOS TECHOS CÓNICOS. -APTO SÓLO PARA TANQUES PEQUEÑOS Y MEDIANOS. -NO APTO PARA JUNTA FRÁGIL.

Figura 1.1. Techos Fijos

1.3.2 TANQUES DE TECHO FLOTANTE

Parecidos a los tanques de techo fijo, pero la diferencia radica en una cubierta que flota sobre la superficie del líquido (ver figura 1.2). Se emplean para almacenar productos volátiles como son: alcohol, gasolinas y combustibles en general.

La superficie flotante o techo es una estructura en forma de disco que cuenta con suficiente flotabilidad para asegurar que el techo flote ante cualquier condición esperada, incluso cuando éste tenga alguna fuga. Se construye con una separación de 8 a 12 pulgadas entre la envolvente y el techo para evitar que se trabe cuando se mueva hacia arriba o hacia abajo junto con el nivel del líquido. Se tiene un sello entre la envolvente y el techo para evitar que se derrame el líquido. Existen dos categorías de tanques de techo flotante:

1. Tanques de Techo Flotante Externo (TFE)
2. Tanques de Techo Flotante Interno (TFI)

Si el tanque tiene una abertura en el techo se le llama de techo flotante externo, estos tanques trabajan a presión atmosférica. Si el tanque está cubierto con un techo fijo se le llama techo flotante interno. La función de la cubierta es para reducir la pérdida de evaporación y la contaminación del aire, esto reduciendo la superficie del líquido expuesto a la atmósfera.

Dentro de los tanques flotantes externos se encuentran diversos tipos:

-Techo tipo pontón: Estos techos son comúnmente utilizados para diámetros de 9.144 m a 30.48 m (30 a 100 ft). El techo está compuesto de una cubierta de acero junto con un compartimiento anular el cual provee flotabilidad al techo.

-Doble cubierta: Techo formado por dos cubiertas una superior y otra inferior; separadas por bordes circulares que dividen el espacio interior en una serie de pontones concéntricos. Está diseñado para flotar en contacto con el producto almacenado. Se pueden utilizar este tipo de techos incluso cuando el diámetro excede los 30.48 m (100ft). Son techos fuertes y durables gracias a su doble cubierta.

Dentro de los tanques flotantes internos se encuentran diversos tipos:

- Techos flotantes tipo cacerola (Pan roof): Techos de acero en forma de disco con bordes levantados para provocar flotabilidad. Se hunden fácilmente al tener una fuga.

-Bulkhead pan roof: Techo con compartimientos anulares en la periferia para prevenir el hundimiento del mismo.

-Techos tipo membrana (Skin roof): Techos construidos usualmente con una capa de aluminio, que es soportada por una serie de pontones tubulares de aluminio.

TECHOS FLOTANTES		
TIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>CUBIERTA FLOTANTE TIPO PONTON</p>	<p>-BUENA FLOTABILIDAD</p> <p>-APTO PARA REPARAR EN SERVICIO.</p> <p>-COSTO DE CONSTRUCCIÓN MÁS ACCESIBLE QUE EL DE DOBLE CUBIERTA.</p>	<p>-ESTRUCTURALMENTE MÁS DÉBIL QUE EL DE DOBLE CUBIERTA.</p> <p>-DISEÑO POBRE PARA EL AISLAMIENTO DEL TECHO.</p> <p>-ALGUNA FUGA EN EL TECHO PUEDE CAUSAR QUE EL CRUDO SALGA POR LA TUBERIA DE DRENAJE O INCENDIO.</p>
<p>TECHO DE DOBLE CUBIERTA</p>	<p>-SE PUEDEN AISLAR FÁCILMENTE SI SE REQUIERE.</p> <p>-MUY RESISTENTE ESTRUCTURALMENTE.</p>	<p>-APTO SÓLO PARA TANQUES PEQUEÑOS.</p> <p>-PIERDE CAPACIDAD POR EL ESPACIO REQUERIDO PARA EL TECHO.</p>
<p>TECHO DE DOBLE CUBIERTA</p>	<p>-EN CASO DE FUGA EL CRUDO NO ESTARÁ SOBRE EL TECHO Y NO SALDRÁ POR LA TUBERIA DE DRENAJE</p>	<p>-PIERDE CAPACIDAD POR EL ESPACIO REQUERIDO PARA EL TECHO.</p>
<p>TECHO FLOTANTE INTERNO CON VENTILACIÓN EN EL TECHO</p>	<p>-LA BUENA VENTILACIÓN MAXIMIZA LA CAPACIDAD DE TANQUE.</p>	<p>-COSTO MUY ELEVADO PARA MODERNIZAR EL EQUIPO.</p>

Figura 1.2. Techos Flotantes

1.4 TIPOS DE FONDO

Debido a que el fondo sufre gran presión y los sedimentos se almacenan en éste es inminente la importancia de su diseño. La corrosión es más severa en el fondo, es por esta razón que su diseño ejerce un efecto significativo en la vida útil del tanque. Se ha demostrado que el fondo es una fuente primaria de fugas debido al contacto que existe entre el fondo y el suelo, por ello es necesario monitorear y detectar las fugas a tiempo.

Los tipos de fondos son clasificados por su forma:

-Plano

Este fondo es construido como su nombre lo menciona, totalmente plano y se utiliza para diámetros menores a 6.096 m (20 ft).

-Cónico

Comúnmente se utilizan los fondos cónicos en industrias químicas o en plantas de proceso para obtener un drenado completo o para el removimiento de sólidos. Dentro de los fondos cónicos se encuentra la siguiente clasificación:

-Cono arriba: Este fondo es construido con un punto más alto en la parte central del tanque. La pendiente que logra esto es aproximadamente de 2 pulgadas por 10 pies. El fondo podrá parecer plano pero el líquido tendrá la tendencia de ir hacia el perímetro del fondo para ser drenado totalmente.

-Cono abajo: Usualmente se construye con un colector en el centro y tuberías por debajo del suelo que actúan drenando el tanque. Las tuberías se conectan a un pozo para almacenar el líquido a drenar. Al requerir un recolector y la construcción de tuberías por debajo del tanque se comprende un diseño aún más complejo que el de los anteriores. Se llegan a tener problemas de corrosión cuando no se es meticuloso en cuanto al diseño y la construcción de detalles así como a la protección contra la corrosión y revestimientos o protección catódica.

-Pendiente simple

Diseño utilizado para un fondo plano inclinado hacia un lado. El drenado del tanque se efectúa en el punto más bajo del perímetro, donde el líquido es recolectado efectivamente. Usualmente utilizados para diámetros menores a 30.48 m (100ft).

Las ventajas y desventajas de algunos tipos de fondos se pueden observar en la figura 1.3.

FONDOS		
TIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>FONDO PLANO</p>	<ul style="list-style-type: none"> -FABRICACIÓN ECONÓMICA. -CONEXIONES ACCESIBLES PARA SU INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO. 	<ul style="list-style-type: none"> -SE DIFICULTA EL DRENADO DEL LÍQUIDO ALMACENADO.
<p>FONDO CONO ARRIBA</p>	<ul style="list-style-type: none"> -MEJOR DRENADO QUE EL FONDO PLANO. -FÁCIL DE CONSTRUIR. -CONEXIONES EN LA ENVOLVENTE Y EL FONDO ACCESIBLES PARA EL MANTENIMIENTO. 	<ul style="list-style-type: none"> -MENOS CAPACIDAD QUE LOS DE FONDO CONO ABAJO. -EL DRENADO NO ES COMPLETO EN LA PERIFERIA. -SURGEN SEDIMENTOS EN LA PERIFERIA.
<p>FONDO CONO ABAJO</p>	<ul style="list-style-type: none"> -BUENO PARA TANQUES DONDE ES FRECUENTE EL CAMBIO DEL PRODUCTO Y EL DRENADO DE AGUA ES REQUERIDO. -COLECTOR CENTRAL REDUCE EL AREA DE CONTACTO AGUA-PRODUCTO, Y AGUA-FONDO. 	<ul style="list-style-type: none"> -REQUIERE TUBERÍA INTERNA AL CENTRO DEL TANQUE. -SÓLO PARA RESERVAR LÍQUIDOS MENOS PESADOS QUE EL AGUA.
<p>FONDO PENDIENTE SIMPLE</p>	<ul style="list-style-type: none"> -CONEXIONES EN EL FONDO ACCESIBLES PARA INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO. -BUENO PARA TANQUES DONDE ES FRECUENTE EL CAMBIO DEL PRODUCTO Y EL DRENADO ES REQUERIDO. 	<ul style="list-style-type: none"> -COSTO MÁS ALTO QUE EL DE CONO ABAJO Y CONO ARRIBA DEBIDO AL DISEÑO Y ERECCIÓN DE LA ENVOLVENTE. -EL SEDIMENTO FORMA BOLSAS DE AGUA QUE NO SE PUEDEN DRENAR.

Figura 1.3 Fondos

1.5 CÓDIGOS

Los códigos y normas surgen con el propósito de promover la seguridad en cuanto al diseño, la construcción e instalación de tanques atmosféricos.

En cuanto al diseño y cálculo de los elementos constitutivos de los tanques de almacenamiento los códigos y normas más utilizados son:

- Norma A.P.I. 650
- Código A.S.T.M.
- Código A.S.M.E.
- Código N.F.P.A.
- British Standard 14015
- Norma A.W.S.

Norma A.P.I. 650

El Instituto Americano del Petróleo (American Petroleum Institute) fue fundado en 1919 y alberga más de 500 normas y recomendaciones prácticas cubriendo todos los segmentos de la industria petrolera.

La “Norma A.P.I. 650” cubre aquellos tanques en los cuales se almacenan fluidos líquidos. Están contruidos de acero con el fondo uniformemente soportado por una cama de arena, grava, concreto, asfalto, etc. Diseñados para soportar una presión de operación atmosférica o presiones internas que no excedan el peso del techo por unidad de área y una temperatura de operación no mayor de 93 °C (200 °F). Tanques de almacenamiento que no se usen para servicios de refrigeración. Establece los requerimientos mínimos de los materiales, diseño, fabricación, así como sugerencias en las secuencias en la erección del tanque, recomendación de procedimientos de soldaduras, pruebas e inspecciones, así como lineamientos para su operación.

A continuación se muestra el contenido del código A.P.I. 650

Sección 1	Alcance
Sección 2	Referencias
Sección 3	Definiciones
Sección 4	Materiales
Sección 5	Diseño
Sección 6	Fabricación
Sección 7	Erección

- Sección 8 Métodos de Inspección de Juntas
- Sección 9 Procedimiento y revisión de soldaduras
- Sección 10 Señalamiento (Marking)

Apéndices:

- A Bases de Diseño Opcional para tanques pequeños
- B Recomendaciones para el Diseño y la Construcción de la Cimentación para Tanques de Almacenamiento de Petróleo
- C Techos Flotantes Externos
- D Investigaciones Técnicas
- E Diseño Sísmico de Tanques de Almacenamiento
- F Diseño de Tanques para Presiones Internas Bajas
- G Techos de Aluminio Tipo Domo Estructuralmente Soportados
- H Techos Flotantes Internos
- I Detección de Fugas Bajo el Tanque y grado de Protección
- J Compra de Tanques
- K Ejemplo de Aplicación del Punto de Diseño Variable Método para Determinar el Espesor de las Placas de la Envolvente
- L API STD 650 Hoja de Información del Tanque
- M Requerimientos para Tanques Operados a Elevadas Temperaturas
- N Uso de nuevos Materiales no Identificados
- O Recomendaciones para Conexiones por debajo del Fondo
- P Cargas Externas Permisibles en Aberturas de la Envolvente
- R Combinaciones de Cargas
- S Tanques de Acero Inoxidable
- T Resumen de Requerimientos
- V Diseño de Tanques de Almacenamiento para presiones externas
- W Recomendaciones Comerciales y Documentación

El código A.S.T.M.

(American Society for Testing and Materials) Organización fundada en 1898, con la necesidad de satisfacer la demanda de la producción del acero que la Revolución Industrial generaba. Ya que los materiales fabricados no cumplían con los requisitos necesarios de seguridad del transporte ferroviario, se investigaron las propiedades técnicas del acero y demás materiales involucrados en el ferrocarril. Se estudiaron y cambiaron las propiedades químicas del acero y demás materiales obteniendo una mayor resistencia a las cargas y menor desgaste.

Todas las reformas hechas se consensaban en un foro determinando para su aplicación o no, publicándose cada norma una vez al año, hasta 1910 cuando se introduce un libro anual de normas ASTM.

El Código A.S.M.E.

(American Society of Mechanical Engineers) El Código para calderas y recipientes a presión se originó a causa de las continuas explosiones de calderas. Siendo la industria del acero y el hierro los grandes pilares de la economía de Estado Unidos era de gran importancia normalizar todo lo que ésta involucraba. Es de esta manera que se realizan normas que legislan la construcción de calderas de vapor considerando la seguridad como algo primordial.

El Código N.F.P.A.

(National Fire Protection Association) Organización internacional que desarrolla normas sobre la prevención, protección y problemática del fuego. Con el propósito de proteger a la gente, a la industria y al medio ambiente; ha producido y difundido conocimientos técnicos, datos y consejos sobre la seguridad contra incendios.

El Código British Standard 14015

El Instituto Británico de Normas (British Standards Institution), el cual publicó las primeras normas comerciales para dirigir sistemas administrativos de calidad, medio ambiente, seguridad y salud ocupacional, administración de proyectos, proporciona normas para la capacitación, certificación de productos, pruebas e inspecciones de productos en otros.

El código utilizado en varios países de Europa en cuanto a tanques de almacenamiento se refiere es el BS 14015, el cual especifica los requerimientos de materiales, diseño, fabricación, erección, pruebas e inspección de tanques cilíndricos verticales para el almacenamiento de líquidos. Este código aplica a todos los tanques de techo fijo, tanques de techo flotante, y tanques abiertos (sin techo), siempre y cuando el tanque no sea utilizado para refrigerar el producto.

Norma A.W.S.

Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society) ha establecido una serie de códigos de identificación y clasificación para los diferentes tipos de electrodos que existen en el mercado, incluyendo los requerimientos de soldadura para estructuras hechas de acero al carbón; estos códigos se han convertido en la referencia más común, por su fácil reconocimiento.

1.6 MATERIALES

El término “materiales” comprende cualquiera de las siguientes piezas: placas, láminas, perfiles, pernos, remaches, tornillos, soldadura, piezas de fundición o piezas forjadas para la fabricación del tanque. Es importante seleccionar el material adecuado dentro de la variedad de aceros que existen en el mercado y así generar un buen diseño, cálculo y manufactura del tanque, previniendo fallas, deformaciones, corrosión o fracturas.

Todos los materiales deben tener las dimensiones, características y calidad que se indiquen en el proyecto, en la hoja de datos técnicos de los tanques a fabricar. De acuerdo con la norma A.P.I. 650 la selección de un material depende de las condiciones para las cuales el tanque sea usado. La mayoría de los tanques de almacenamiento se fabrican de acero al carbón, aunque en ciertas industrias como la química se utilizan tanques de almacenamiento tanto de acero inoxidable como de aluminio, por mencionar algunos.

Con el fin de ofrecer el costo más bajo y satisfacer los requerimientos del cliente se deben tener en cuenta factores que afectan a la selección del material como son: El esfuerzo permisible, la corrosión, la dureza, el costo de placas, la disponibilidad y términos de compra y de entrega del producto.

La norma API 650 se basa en la norma ASTM para las propiedades de los materiales a utilizar los cuales se enlistan a continuación:

Placas

La denominación “placa” es únicamente para materiales con espesor de 4.8 mm. (3/16”) o más. El material de las placas anulares del fondo, debe ser del mismo tipo que el del primer anillo de la envolvente con el que se une, pudiendo tener forma poligonal hacia el interior del tanque.

Todas las placas empleadas en la fabricación de tanques atmosféricos, deben corresponder a las siguientes especificaciones, ver tabla 1.1

Tabla 1.1 Propiedades de los Materiales para la Fabricación de Placas

ESPECIFICACIÓN ASTM	GRADO	ESPESOR MÁXIMO mm (in)	MÍNIMO MPa (ksi)		ESFUERZO PERMISIBLE DE DISEÑO MPa (ksi)	ESFUERZO PERMISIBLE PARA LA PRUEBA HIDROSTÁTICA MPa (ksi)
			PUNTO DE FLUENCIA	RESISTENCIA A LA TENSIÓN		
A-283M/A-283	C	25 (1)	205 (30)	380 (55)	137 (20)	154 (22.5)
A-285M/A-285	C	25 (1)				
A-131M/A-131	A	12.5 (1/2)	235 (34)	400 (58)	157 (22.7)	171 (24.9)
	B	25 (1)				
	CS	40 (1½)				
	EH36	45 (1¾)	360 (51)	160 (23.2)		
A-36M/A-36	-----	40 (1½)	250 (36)	400 (58)	160 (23.2)	171 (24.9)
A-573M/A-573	450	40 (1½)	220 (32)	400 (58)	147 (21.3)	165 (24)
A-573M/A-573	485	40 (1½)	290 (42)	515 (74.7)	193 (28)	208 (30)
A-516M/A-516	380 (55)	40 (1½)	205 (30)	380 (55)	137 (20)	154 (22.5)
	415 (60)	40 (1½)	220 (32)	415 (60)	147 (21.3)	165 (24)
	450 (65)	40 (1½)	240 (35)	450 (65)	160 (23.3)	180 (26.3)
	485 (70)	40 (1½)	260 (38)	485 (70)	173 (25.3)	195 (28.5)
A-662M/A-662	B	40 (1½)	275 (40)	450 (65)	180 (26)	193 (27.9)
	C	40 (1½)	295 (43)	515 (74.7)	194 (28)	208 (30)
A-537M/A-537	1	40 (1½)	345 (50)	485 (70)	194 (28)	208 (30)
	2	40 (1½)	415 (60)	515 (74.7)	220 (32)	236 (34.3)
A-633M/A-633	C	45 (1¾)	345 (50)	515 (74.7)	194 (28)	208 (30)
	D					
A-678M/A-678	A	40 (1½)	345 (50)	515 (74.7)	194 (28)	208 (30)
	B	45 (1¾)	415 (60)	515 (74.7)	220 (32)	236 (34.3)

A-737M/A-737	B	40 (1½)	345 (50)	515 (74.7)	194 (28)	208 (30)
A-841M/A-841	CLASE 1	40 (1½)	345 (50)	515 (74.7)	194 (28)	208 (30)
	CLASE 2	40 (1½)	415 (60)	515 (74.7)	220 (32)	236 (34.3)

Láminas

La denominación “lámina” es únicamente para materiales con espesor menor de 4.8 mm (3/16”). Las láminas para la construcción de tanques atmosféricos deben corresponder a las especificaciones de la ASTM A-1011M grado 33 (o equivalente).

Tabla 1.2 Propiedades de los Materiales para la Fabricación de Láminas

ESPECIFICACIÓN ASTM	GRADO	MÍNIMO MPa (ksi)	
		PUNTO DE FLUENCIA	RESISTENCIA A LA TENSIÓN
A-1011M	33	230 (33.4)	360 (52.2)

Perfiles Estructurales

Los perfiles estructurales como vigas, ángulos, tubos y canales deben ser fabricados por los procesos de horno abierto, horno eléctrico, u oxígeno básico y deberán cumplir con alguna de las siguientes especificaciones: ASTM A 36, A529 grado 50,55, A 131 grado A, AH32, AH36.

Tabla 1.3. Propiedades de los Aceros A-36, A-529, A-131

ESPECIFICACIÓN ASTM	GRADO	PUNTO DE FLUENCIA	RESISTENCIA A LA TENSIÓN
		MPa (ksi)	
A-36	-	248 (36)	400 (58)
A-529	50	345 (50)	450 (65)
	55	380 (55)	485 (70)
A-131	A	400 (58)	235 (34)
	AH32	469 (68)	314 (46)
	AH36	490 (71)	352 (51)

Tubería, Coples y Forjas

Excepto cuando se indique otra cosa, la tubería y coples deben de estar de acuerdo con cualquiera de las siguientes especificaciones o sus equivalentes.

- API Especificación 5L Grado A, B y X42
- ASTM A 53 Grado A y B
- ASTM A 106 Grado A y B
- ASTM A 234M/A 234 Grado WPB
- ASTM A 333M/A 333 Grado 1 y 6
- ASTM A 334M/A 334 Grado 1 y 6
- ASTM A 420M/A 420 Grado WPL6
- ASTM A 524, GRADOS I Y II
- ASTM A 671 Grado de acero al carbono Grados CA 55, CC 60, CC 65, CC 70, CD 70, CD 80, CE 55, y CE 60

Las siguientes especificaciones ASTM o equivalentes son aceptables para forjas.

- ASTM A 105M/A 105
- ASTM A 181M/A 181
- ASTM A 350M/A 350 Grados LF1 y LF2

Bridas

Los materiales de bridas Hub, Slip-On y Welding-Neck deberán cumplir con los requerimientos del ASME B16.5 para bridas de acero al carbono. Comúnmente se utilizan los siguientes materiales:

- A-105
- A-182 grado F11, F22, F5a, F91, F5, F304, F304H, F316, F316H, F317.
- A-350 grado LF2, LF6, LF3, LF1.

Tornillos, Pernos y Tuercas

La tornillería debe atender las especificaciones correspondientes a las de la ASTM A-307, salvo otra indicación.

El material para las anclas de fijación del tanque a la cimentación en caso de requerirse, debe ser del tipo ASTM-307-B o ASTM-193-B7.

Los materiales de los pernos deben estar de acuerdo al ASTM A 307 o ASTM 193M/A 193. A 325M/A 325, solo debe ser usado con propósitos estructurales. El comprador debe especificar la forma de los pernos y de las tuercas. En cuanto al material de las tuercas, éste debe cumplir con los requisitos de las especificaciones ASTM A 194 / A 194 M o equivalente.

Electrodos

Para los materiales de soldadura con un esfuerzo mínimo a la tensión menor de 550 MPa, los electrodos para soldadura por arco manual deben ser de acuerdo a la clasificación AWS (American Welding Society; Sociedad Americana de Soldadura) serie E60 y E70.

Por otro lado para los materiales de soldadura con un esfuerzo mínimo a la tensión entre 550 MPa y 585MPa deben corresponder a la serie E80 de la AWS.

CAPITULO 2

DISEÑO

2.1 CONSIDERACIONES

En esta sección se proporcionan los datos y la información necesaria para llevar a cabo el diseño y cálculo de un tanque de almacenamiento atmosférico.

El diseño de este tanque atmosférico aplica sólo a tanques de acero al carbono de techo cónico soportado de junta frágil, con fondo cono arriba, y una capacidad real de veinte mil barriles. Todos los cálculos estarán basados en la norma A.P.I. 650.

Se considera a un tanque de junta frágil como aquél en que la junta del techo-envolvente falla antes de que la junta envolvente-fondo falle siempre y cuando haya cierta presión interna. Para lograr esto se debe cumplir con lo siguiente:

- El diámetro del tanque debe ser de 15.25m o mayor.
- La pendiente formada por el techo y la horizontal no debe exceder 5.08 cm en 30.5 cm es decir el ángulo máximo permitido será de 9.46° .
- El ángulo de coronamiento debe estar soldado con filete continuo al techo de un solo lado sin exceder 5 mm.

El techo estará sostenido por traveses que formarán polígonos regulares múltiplos de cinco y en cada arista de estos se colocará una columna. Los polígonos compuestos por traveses se encargarán de soportar los largueros, y estos a su vez soportarán las placas del techo. Tanto largueros como traveses y columnas serán seleccionados del manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA).

2.2 DATOS DE DISEÑO

La información mínima requerida, es decir las condiciones de operación y de diseño como: volumen, temperatura, peso específico del líquido, corrosión permisible, materiales etc, se obtienen de la hoja de datos proporcionada por el área de proceso como la que se muestra a continuación (ver tabla 2.1), de esta tabla se resumieron las características necesarias para comenzar con el diseño (ver tabla 2.2).

Tabla 2.1. Hoja de Datos de Proceso para Tanques de Almacenamiento

INSTITUTO MEXICANO DEL PETRÓLEO DELEGACIÓN REGIONAL ZONA MARINA		HOJA DE DATOS DE PROCESO PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO						
CLIENTE:	PEMEX-EXPLORACION PRODUCCION	PROYECTO:	F.31653					
PLANTA:	TERMINAL MARITIMA DE DOS BOCAS TABASCO	HOJA:	1 DE: 1					
LOCALIZACIÓN:	DOS BOCAS TABASCO		TMDB-A-201					
CLAVE DEL EQUIPO:	TV-201	No. DE UNIDADES:	1 (UNO)					
SERVICIO:	CRUDO PESADO	CAPACIDAD:	20,000 Bis					
		POSICIÓN:	VERTICAL					
Tipo de fluido:	HIDROCARBURO	Flujo:	214,142 kg/h (2)					
		Densidad:	980.00 kg/m³					
Vapor o Gas:		Flujo:	kg/h					
		Densidad:	kg/m³					
Temperatura: Operación:	38 °C	Máxima:	45 °C					
		Diseño:	60 °C					
Presión: Operación:	ATM kg/cm² man.	Máxima:	ATM kg/cm² man.					
		Diseño:	ATM kg/cm² man.					
Dimensiones: Longitud T-T:	12,192 mm	Diámetro:	18,300 mm					
		Cap. Total:	3,207 m³ (T-T)					
Nivel: Normal:	mm	Máximo:	10,363 mm					
		Mínimo:	700 mm					
Alarma alto nivel:	8,914 mm	Alarma bajo nivel:	3,116 mm					
		Nivel de paro:	mm					
Materiales: Cuerpo:	A-36	Techo/ Piso:	A-36					
		Malla separadora:	Esesor: mm					
Tipo circular: diámetro:	mm;	Tipo rectangular: Longitud:	mm					
		Ancho:	mm					
Corrosión permisible: Cuerpo/ Fc:	3.2 mm	Techo: 1.6 mm;	Aislamiento: NO					
		Recubrimiento interno:	(7)					
BOQUILLAS (5)		NOTAS						
No.	Cant.	D. Nom.	SERVICIO					
1 A/B	2	610	Registro de hombre					
8	1	203	Ventila de emergencia					
11	1	407	Alimentación de Diesel					
18	1	508	Salida de Diesel					
31A/B/C	3	152	Drene					
33 A/B/C	3	254	Válvula de presión-vacío con arrestador de flama					
35	1	102	Conexión de servicio					
46 A/B	2	51	Trasmisor indicador de densidad					
45 A/B	2	102	Trasmisor indicador de nivel					
55 A/B/C	3	203	Cámara de espuma					
40	1	38	Trasmisor indicador de temperatura					
		1) Diseño de tanque conforme a API-650 Ult. Edic. 2) Acotaciones en mm. 3) Flujo intermitente de entrada. 4) Techo fijo. 5) NRF-017-PEMEX-2001 6) El Contratista construirá un sistema de detección de fugas a través del fondo, el uso de geomembranas, protección catodica y recubrimiento de placas de fondo de tanque. 7) Recubrimiento interno conforme a la especificacion Pemex No. P.2.0351.01						
Revisión	B	0	1	2				
Fecha	25-Jun-05							
Elaboró	EZL							
Aprobó	LGM							

Tabla 2.2. Datos de Diseño

Servicio:	Almacenamiento
Capacidad del Tanque:	20000 barriles
Producto:	Crudo
Diámetro del Tanque:	18.3m
Altura del Tanque:	12.2m
Presión de diseño:	atmosférica
Lugar:	Dos Bocas, Tabasco
Densidad del crudo (G):	0.98
Material del Tanque y Componentes:	A-36
Corrosión:	3.17mm
Temperatura de Diseño:	60°
Temperatura de Operación:	38°

2.3 DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DE LA ENVOLVENTE

El espesor de la envolvente requerida debe ser mayor que el espesor de diseño incluyendo el margen a contemplar por corrosión o el espesor para la prueba hidrostática, pero nunca menor a los siguientes valores (API 650 párrafo 5.6.1.1).

Tabla 2.3. Diámetros del Tanque y Espesores de la Envolvente requeridos

DIÁMETRO NOMINAL DEL TANQUE		ESPESOR NOMINAL DE PLACA	
(m)	(ft)	(mm)	(in)
<15	<50	5	3/16
de 15 a 36	de 50 a 120	6	1/4
de 36 a 60	de 120 a 200	8	5/16
>60	>200	10	3/8

Para obtener el número de anillos a utilizar en el tanque se utilizó la siguiente fórmula en la cual se toma en cuenta, que el ancho mínimo permitido de las placas por la API 650 es de 1.8m, por lo que se ha elegido un ancho comercial de 2.438m (8 ft):

$$No. \text{ de anillos} = \frac{\text{altura}}{\text{ancho de anillo}} = \frac{12.192m}{2.438m} = 5 \quad (2.1)$$

Con el número de anillos se procedió a calcular los espesores de los anillos de la envolvente. El método utilizado fue el método de un pie. Hay que aclarar que este método es utilizado para obtener espesores de los anillos de un tanque atmosférico siempre que éste sea de un diámetro de 60 m o menor.

El espesor mínimo requerido para las placas deberá ser mayor al calculado mediante las siguientes fórmulas para el sistema internacional (API 650 párrafo 5.6.3.2):

$$t_d = \frac{4.9D (H-0.3) G}{S_d} + C_a \quad (2.2)$$

$$t_t = \frac{4.9D (H-0.3)}{S_t} \quad (2.3)$$

Donde:

t_d = Espesor de diseño de la envolvente en (mm).

t_t = Espesor de la envolvente para la prueba hidrostática en (mm).

D = Diámetro nominal del tanque en (m)

H = Nivel de diseño del líquido en (m). Altura considerada desde el fondo hasta la parte superior de la envolvente.

G = Gravedad específica del diseño del líquido almacenado.

C = Corrosión permisible en (mm) indicada por el cliente.

S_d = Esfuerzo permisible para las condiciones de diseño en (MPa) ver Tabla 1.1.

S_t = Esfuerzo permisible para la condición de la prueba hidrostática (MPa) ver Tabla 1.1.

Primer Anillo:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{S_d} + C = \frac{4.9(18.3)(12.2-0.3)0.98}{160} + 3.17 = 9.706 \text{ mm}$$

$$t_d = 9.706 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9D (H-0.3)}{S_t} = \frac{4.9(18.3)(12.2-0.3)}{171} = 6.240 \text{ mm}$$

$$t_t = 6.24 \text{ mm}$$

Segundo Anillo:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{Sd} + C = \frac{4.9(18.3)(9.754-0.3)0.98}{160} + 3.17 = 8.362 \text{ mm}$$

$$t_d = 8.362 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t} = \frac{4.9(18.3)(9.754-0.3)}{171} = 4.958 \text{ mm}$$

$$t_t = 4.958 \text{ mm}$$

Tercer anillo:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{Sd} + C = \frac{4.9(18.3)(7.316-0.3)0.98}{160} + 3.17 = 7.023 \text{ mm}$$

$$t_d = 7.023 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t} = \frac{4.9(18.3)(7.316-0.3)}{171} = 3.679 \text{ mm}$$

$$t_t = 3.679 \text{ mm}$$

Cuarto Anillo:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{Sd} + C = \frac{4.9(18.3)(4.878-0.3)0.98}{160} + 3.17 = 5.684 \text{ mm}$$

$$t_d = 5.684 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t} = \frac{4.9(18.3)(4.878-0.3)}{171} = 2.401 \text{ mm}$$

$$t_t = 2.401 \text{ mm}$$

Quinto Anillo:

$$t_d = \frac{4.9D(H-0.3)G}{Sd} + C = \frac{4.9(18.3)(2.44-0.3)0.98}{160} + 3.17 = 4.345 \text{ mm}$$

$$t_d = 4.345 \text{ mm}$$

$$t_t = \frac{4.9D(H-0.3)}{S_t} = \frac{4.9(18.3)(2.44-0.3)}{171} = 1.122 \text{ mm}$$

$$t_t = 1.122 \text{ mm}$$

Tabla 2.4. Espesores de Placa para la Envolvente

Espesores de la Envolvente				
Anillo	De Diseño sin Factor de Corrosión (mm)	De Diseño con Factor de Corrosión (mm)	Para la prueba Hidrostática (mm)	Comercial a utilizar (mm)
Primer	6.536	9.706	6.240	10
Segundo	5.192	8.362	4.958	10
Tercer	3.853	7.023	3.679	8
Cuarto	2.514	5.684	2.401	6
Quinto	1.175	4.345	1.122	6

De las ecuaciones 2.2 y 2.3 se despejó el esfuerzo actuante de diseño y el esfuerzo actuante para la prueba hidrostática, ambos para el sistema internacional.

$$S_d = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{t_d} \quad (2.4)$$

$$S_d = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{t_d - C} \quad (2.5)$$

$$S_t = \frac{4.9D (H - 0.3)}{t_t} \quad (2.6)$$

Tabla 2.5. Esfuerzos Actuantes

Esfuerzos Actuantes				
Anillo	De Diseño sin Factor de Corrosión (MPa)	De Diseño con Factor de Corrosión (MPa)	Para la condición de la prueba hidrostática sin Factor de Corrosión (MPa)	Para la Condición de la prueba hidrostática con Factor de Corrosión (MPa)
Primer	145.297	99.238	156.233	106.707
Segundo	115.529	78.907	124.225	84.846
Tercer	121.274	73.219	130.402	78.73
Cuarto	135.138	63.740	145.310	68.538
Quinto	63.296	29.855	68.060	32.102

2.4 DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DE LAS PLACAS DEL FONDO

Todos los espesores de las placas del fondo requieren de un espesor mínimo nominal de 6.4 mm (¼ in) sin considerar el margen de corrosión. En caso de que el cliente no especifique el ancho de las placas, éstas deberán tener un ancho mínimo nominal de 1.8m (párrafo 5.4.1. del A.P.I. 650).

$$t_f = t_m + Ca \quad (2.7)$$

Donde:

t_f = Espesor de las placas del fondo.

t_m = Espesor mínimo requerido.

Ca = margen de corrosión

$$t_f = 6.4mm + 3mm = 9.4 mm$$

2.5 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL TECHO

Con base al párrafo 5.10.2.2 del API 650 todas las placas del techo deben tener un espesor mínimo nominal de 5mm (3/16pulg) o calibre 7, sin considerar el margen de corrosión.

Considerando que se quiere crear una junta frágil, todas las placas del techo deben ser soldadas con filete continuo al ángulo de un solo lado sin exceder 5mm (párrafo 5.10.2.6 del API 650).

Espesor mínimo requerido:

$$t = 5mm$$

2.6 ÁNGULO DE CORONAMIENTO y ÁREA PARTICIPANTE en la UNIÓN TECHO-ENVOLVENTE

Al crear una junta frágil, las dimensiones del ángulo de coronamiento a utilizar deberán ser menores a las de la siguiente tabla. (Párrafo 5.1.5.9 del API 650)

Tabla 2.6. Dimensiones del Ángulo de Coronamiento

Diámetro del Tanque	Tamaño Mínimo del Ángulo de Coronamiento (mm)
$D \leq 11m$	51 x 51 x 4.8
$11m < D \leq 18m$	51 x 51 x 6.4
$D > 18m$	76 x 76 x 9.5

El ángulo a considerar deberá ser menor a 76 mm x 76 mm x 9.5 mm. y será seleccionado del manual de construcción en acero, ver tabla 2.7.

Tabla 2.7. Dimensiones de Ángulo de Lados Iguales.

Designación tamaño y espesor t		Peso	k	R	Gramil			Sujetadores	
mm x mm*	in. x in.	kg/m	mm	mm	g	g_1	g_2	Diámetro máximo	
mm x mm	in. x in.	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm	
76 x 6	3 x 1/4	7.29	14.3	7.9	45	-	-	22.2	7/8

Designación tamaño y espesor t		Area	Ejes X-X y Y-Y				Eje W-W			
mm x mm	in. x in.		I	S	r	$x = y$	I	S	r	e_w
76 x 6	3 x 1/4	9.29	51.60	9.50	2.36	2.13	78.66	14.62	2.94	5.38

Por lo tanto el área participante en la unión techo-envolvente se calculará con la ecuación 2.8:

$$A_p = D \cdot \pi \cdot t_a \quad (2.8)$$

$$A_p = 18.2m \cdot \pi \cdot 0.076m = 4.37m^2$$

Donde:

A_p = área participante (m²)

D = diámetro del tanque (m)

t_a = Ancho del ángulo de coronamiento (m)

La siguiente figura muestra los tipos de arreglo en la unión techo-envolvente, de los cuales solo los detalles de la “a” a la “e” son permitidos para tanques de junta frágil. (Apéndice F del API 650)

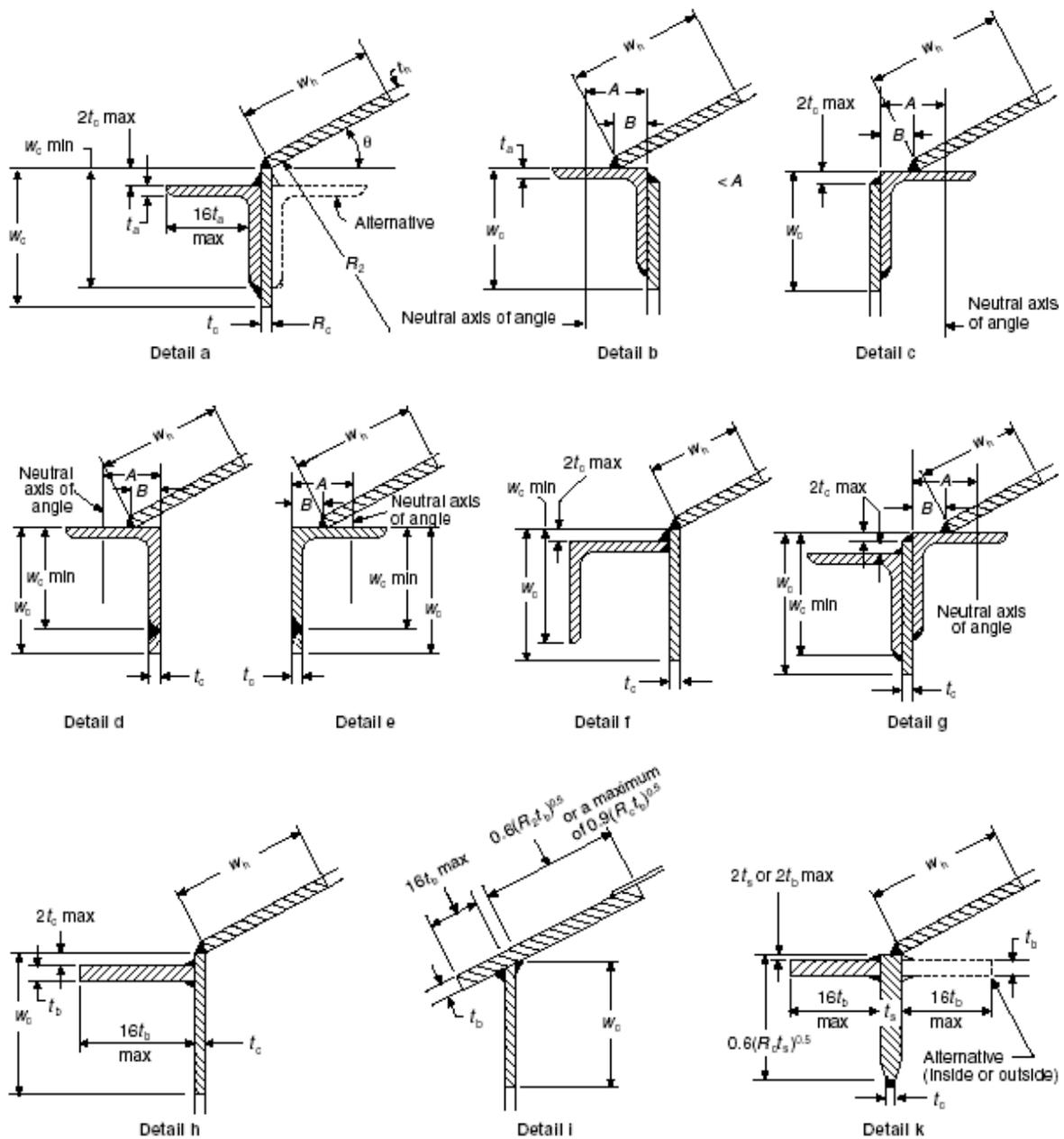


Figura 2.1 Tipos de Unión Techo-Envolvente

De la figura anterior se ha seleccionado el detalle “e”. Teniendo en cuenta que, el ángulo formado entre el techo y el plano horizontal en la unión techo-envolvente no debe de exceder 9.46° para techos de junta frágil, por lo tanto se ha propuesto un ángulo de 8° (párrafo 5.10.2.6 del A.P.I. 650).

2.7 DISEÑO DE LA CUBIERTA

Cargas en la Cubierta

En base al párrafo 5.2.1 inciso e del A.P.I. 650, además de soportar su propio peso, los techos deben soportar una carga viva uniforme sobre su área proyectada no menor de 122 Kg/m² (25 Lb/ft²). Es por esta razón que para obtener las cargas en la cubierta se tomó en cuenta la carga muerta y la carga viva.

$$P_c = cm + cv \quad (2.9)$$

$$cm = \frac{Pt}{A} \quad (2.10)$$

$$cm = \frac{10440.5 \text{ kg}}{265.6 \text{ m}^2} = 39.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_c = 39.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 122 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 161.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Donde:

P _c =	Carga de la cubierta		kg
cm=	Carga muerta		kg
cv=	Carga viva	122	kg/m ²
P _t =	Peso del techo	10440.5	kg
A=	Area del Techo	265.6	m ²

Diseño de los Soportes de la Cubierta del Tanque

Con referencia al punto 5.10.4.4 del A.P.I. 650 el espacio entre largueros en el perímetro de la circunferencia exterior no debe exceder 0.611 m ó 211 pie. Por lo tanto se estima un espacio máximo de 1.88 m entre cada larguero.

$$N_L = \frac{\pi \cdot d}{0.6m \cdot \pi} = \frac{18.3m}{0.6m} = 30.5 \quad (2.11)$$

Donde:

N_L = Número de largueros

d = diámetro del tanque [m]

Se utilizará una estructura tipo pentágono por lo que se deberá tener un número de largueros igual por cada trabe por lo tanto serán 35 largueros en total. 7 largueros sostenidos por cada trabe espaciados a 1.64m. El diseño propuesto se muestra en la figura 2.2 de donde se obtuvo el área a soportar por el larguero L3 el cual como se puede observar en la siguiente figura es el más crítico:

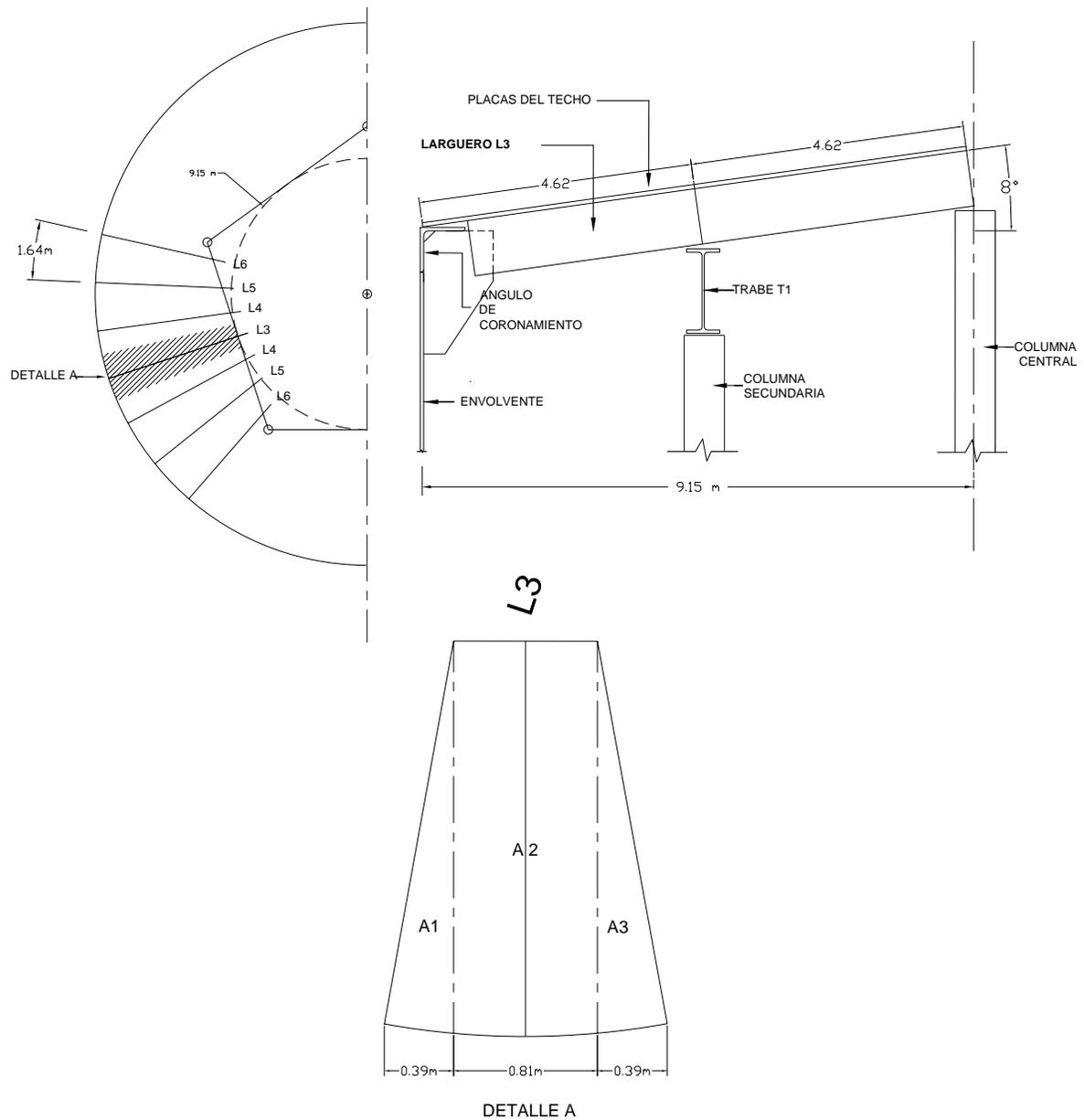


Figura 2.2 Arreglo de Largueros L3-L6

Selección y Diseño de los Largueros L3-L6

Para seleccionar los largueros L3-L6 se calculó el peso del área tributaria, la carga distribuida, el momento y el módulo de sección mínimo requerido como se muestra a continuación:

$$A_1 = A_3$$

$$A_2 = 2 \cdot A_1 + A_3 \quad (2.12)$$

$$A_1 = \frac{0.39m \cdot 4.62m}{2} = 0.9m^2 \quad (2.13)$$

$$A_2 = 0.81m \cdot 4.62m = 3.742m^2 \quad (2.14)$$

$$A_t = 2(0.9m^2) + 3.742m^2 = 5.542m^2$$

$$Pat = Pc \cdot A_t \quad (2.15)$$

$$w_l = \frac{Pat}{l} \quad (2.16)$$

$$M = \frac{w_l \cdot l^2}{8} \quad (2.17)$$

$$S_x = \frac{M}{F_{bx}} = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} \quad (2.18)$$

$$Pat = 161.31 \frac{kg}{m^2} \cdot 5.542m^2 = 893.98kg$$

$$w_l = \frac{893.98kg}{4.62m} = 193.50 \frac{kg}{m}$$

$$M = \frac{193.50 \frac{kg}{m} \cdot (4.62m)^2}{8} = 516.27kg \cdot m$$

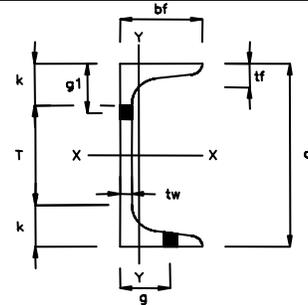
$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} = \frac{51627kg \cdot cm}{0.6 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2}} = 34.01cm^3$$

Donde:

Pat =	Peso del área tributaria		kg
At =	Área tributaria		m ²
wl =	Carga por unidad de longitud		kg/m ²
M =	Momento		kg m
Sx =	Módulo de sección requerido		cm ³
Pc =	Peso de la cubierta	161.31	kg/m ²
l =	Longitud del larguero	4.62	m
Fy =	Esfuerzo de Fluencia del material	2530	kg/cm ²

Con base en los resultados anteriores se ha elegido el perfil CE de 152 mm x 12.2 kg/m (6 in x 8.2 lb/ft) del Manual de Construcción en Acero con el módulo de sección Sx de 71cm³ el cual se puede observar en la tabla 2.8

Tabla 2.8 Dimensiones del Perfil CE.



**CE
PERFIL C ESTANDAR
DIMENSIONES**

Designación <i>d</i> x peso		Alma	Patín		Distancia		Gramil		Sujetadores		
		<i>t_w</i>	<i>b_f</i>	<i>t_f</i>	<i>T</i>	<i>k</i>	<i>g</i>	<i>g_l</i>	Diámetro máximo en patín	Espac. recom.	
mm* x kg/m	in. x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.	mm
152 x 12.20	6 x 8.20	5.08	48.77	8.71	114	19	29	57	15.9	5/8	50
Designación <i>d</i> x peso		Alma	Distancia		$\frac{d}{A_f}$	Eje X-X			Eje Y-Y		
		<i>x</i>	<i>e_o</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>		
mm* x kg/m	in. x lb./ft.	cm ²	mm	mm	cm ⁻¹	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
152 x 12.20	6 x 8.20	15.42	12.98	15.21	3.59	541.10	71.00	5.94	29.14	8.19	1.37

Revisión a Flexión del Perfil CE

Para el esfuerzo permisible se toma en cuenta que cuando:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 Cb}{F_y}} \leq \frac{l}{r} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 Cb}{F_y}} \quad (2.19)$$

Entonces:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{l}{r}\right)^2}{1080 \times 10^5 Cb} \right] (2530) \quad (2.20)$$

Donde:

- F_b = Esfuerzo Permissible kg/cm²
- F_y = Esfuerzo de Fluencia del Material 2530 kg/cm²
- C_b = Coeficiente de Flexión 1
- l = Longitud del larguero 462 cm
- r = Radio de giro del larguero 5.94 cm

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 (1)}{2530}} \leq \frac{462}{5.94} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 (1)}{2530}}$$

$$53 \leq 77 \leq 119.12$$

Entonces:

$$Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 \frac{kg}{cm^2} \left(\frac{462 cm}{5.94 cm} \right)^2}{1080 \times 10^5 (1)} \right] (2530)$$

$$Fb = 1328.13 \frac{kg}{cm^2}$$

Con el módulo de sección propuesta el esfuerzo actuante se obtiene de la siguiente manera:

$$fb = \frac{Mx}{Sx} \quad (2.21)$$

$$fb = \frac{51627 kg cm}{71.0 cm^3} = 727.1 \frac{kg}{cm^2}$$

Como $fb < Fb$ se concluye que el perfil seleccionado es adecuado.

Revisión del Perfil CE por Deflexión

$$Dreal = \frac{5 \cdot wl \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (2.22)$$

$$Dperm = \frac{l}{240} + 0.5 \quad (2.23)$$

$$Dreal = \frac{5 \cdot 1.935 \frac{kg}{cm} \cdot (462 cm)^4}{384 \cdot 2100000 \frac{kg}{cm^2} \cdot 541.1 cm^4} = 1.01 cm$$

$$Dperm = \frac{462 cm}{240} + 0.5 = 2.425 cm$$

Donde:

$Dreal =$	Deformación real		cm
$Dperm =$	Deformación permisible		cm
$E =$	Modulo de Elasticidad del Material	2.1×10^6	kg/cm^2
$I_{xx} =$	Momento de Inercia	541.1	cm^4

Como $Dreal < Dperm$ el perfil es adecuado.

Se evalúa de nuevo el larguero pero en esta ocasión tomando en cuenta el peso por unidad de longitud del larguero (12.2 kg/m).

$$M = \frac{w_l \cdot l^2}{8}$$

$$S_x = \frac{M}{F_{bx}} = \frac{M}{0.6 \cdot F_y}$$

$$fb = \frac{M}{S_x}$$

$$D_{real} = \frac{5 \cdot w_l \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$M = \frac{\left(193.5 \frac{kg}{m} + 12.2 \frac{kg}{m}\right) \cdot (4.62m)^2}{8} = 548.8 kg m$$

$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} = \frac{54880 kg cm}{0.6 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2}} = 36.15 cm^3$$

$$fb = \frac{54880 kg cm}{71 cm^3} = 772.96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$D_{real} = \frac{5 \cdot \left(1.935 \frac{kg}{cm} + 0.122 \frac{kg}{cm}\right) \cdot (462 cm)^4}{384 \cdot 2100000 \frac{kg}{cm^2} \cdot 541.1 cm^4} = 1.07 cm$$

Tanto el esfuerzo actuante como la deformación real se encuentran dentro de los valores admitidos por lo que se llega a la conclusión de que el larguero seleccionado es el adecuado para las condiciones de operación.

Selección y Diseño de los Largueros L1-L2

Con referencia al punto 5.10.4.4 del A.P.I. 650 el espacio entre largueros en el perímetro de la circunferencia interna no debe exceder 1.7m.

Por lo tanto el número de largueros dentro del polígono se obtiene con la siguiente fórmula:

$$N_L = \frac{\pi \cdot d}{1.7m} = \frac{\pi \cdot 9.15m}{1.7m} = 16.9 \quad (2.24)$$

Donde:

$N_L =$ Número de Largueros

$d =$ diámetro de la circunferencia interior 9.15 m

Debido a que se consideraron 20 largueros, serán 4 largueros sostenidos por cada lado del polígono espaciados a 1.44m. El diseño propuesto se muestra en la figura 2.3 de donde se obtuvo el área a soportar por los largueros L2 el cual como se puede observar es el más crítico:

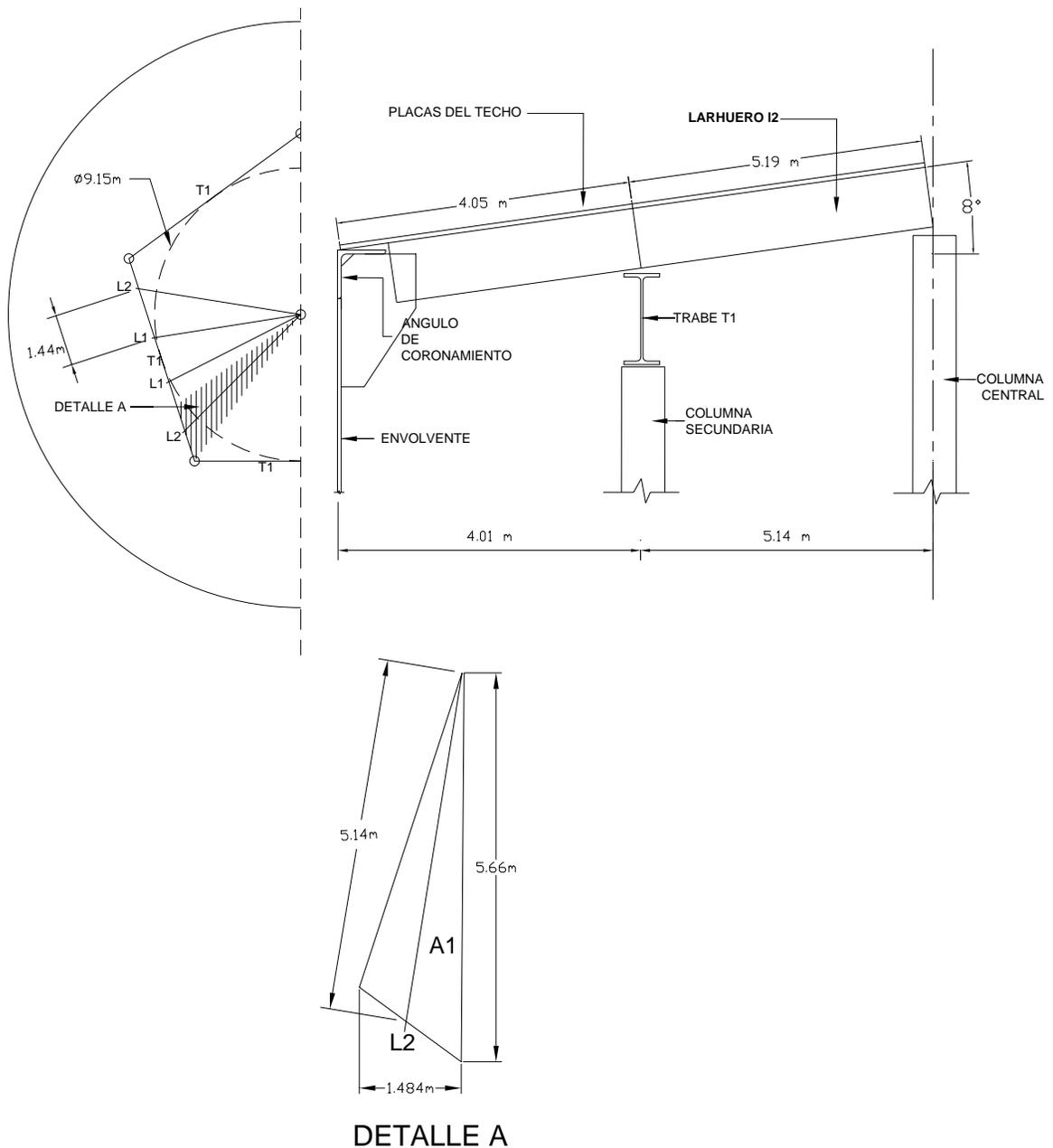


Figura 2.3 Arreglo de Largueros L1-L2

Para seleccionar los largueros L1-L2 se hizo el mismo procedimiento que para el diseño y selección de los largueros L3-L6 como por ejemplo el peso del área tributaria, la carga distribuida, el momento y el módulo de sección mínima requerida.

$$A_t = \frac{1.487m \cdot 5.66m}{2} = 4.21m^2 \quad (2.25)$$

$$w = Pc \cdot A_t \quad (2.26)$$

$$M = 0.128 \cdot w \cdot l \quad (2.27)$$

$$S_x = \frac{M}{F_{bx}} = \frac{M}{0.6 \cdot F_y}$$

$$w = 161.31 \frac{kg}{m^2} \cdot 4.21m^2 = 679.12kg$$

$$M = 0.128 \cdot 679.12kg \cdot 5.19m = 451.15kg \cdot m$$

$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} = \frac{45115kg \cdot cm}{0.6 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2}} = 29.72cm^3$$

Donde:

At =	Área tributaria		m ²
w =	Peso del área tributaria		kg
M =	Momento		kg m
Sx =	Módulo de sección mínima requerida		cm ³
Pc =	Peso de la cubierta	161.31	kg/m ²
l =	Longitud del larguero	5.19	m
Fy =	Esfuerzo de Fluencia del material	2530	kg/cm ²

Con base en los resultados anteriores se ha elegido el perfil CE de 152 mm x 12.2 kg/m (6 in x 8.2 lb/ft) del Manual de Construcción en Acero con el módulo de sección Sx de 71cm³ el cual se puede observar en la tabla 2.8.

Revisión a Flexión del Perfil CE

Como

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 Cb}{F_y}} \leq \frac{l}{r} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 Cb}{F_y}}$$

Entonces:

$$Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy \left(\frac{l}{r} \right)^2}{1080 \times 10^5 Cb} \right] (2530)$$

Donde:

Fb = Esfuerzo Permissible kg/cm^2

Fy = Esfuerzo de Fluencia del Material 2530 kg/cm^2

Cb = Coeficiente de Flexión 1

l = Longitud del larguero 519 cm

r = Radio de giro del larguero 5.94 cm

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 (1)}{2530}} \leq \frac{519}{5.94} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 (1)}{2530}}$$

$$53 \leq 87 \leq 119.12$$

Entonces:

$$Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{519 \text{ cm}}{5.94 \text{ cm}} \right)^2}{1080 \times 10^5 (1)} \right] (2530)$$

$$Fb = 1238.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con el módulo de sección propuesto el esfuerzo actuante se obtiene de la siguiente manera:

$$fb = \frac{Mx}{Sx}$$

$$fb = \frac{45115 \text{ kg cm}}{71.0 \text{ cm}^3} = 635.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como $fb < Fb$ se concluye que el perfil seleccionado es adecuado.

Revisión del Perfil CE por Deflexión

$$D_{real} = \frac{0.01304 \cdot w \cdot l^3}{E \cdot I} \quad (2.28)$$

$$D_{perm} = \frac{l}{240} + 0.5$$

$$D_{real} = \frac{0.01304 \cdot 679.12 \text{ kg} \cdot 519^3}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 541.1 \text{ cm}^4} = 1.09 \text{ cm}$$

$$D_{perm} = \frac{519 \text{ cm}}{240} + 0.5 = 2.66 \text{ cm}$$

Donde:

$D_{real} =$	Deformación real		cm
$D_{perm} =$	Deformación permisible		cm
$E =$	Modulo de Elasticidad del Material	2.1×10^6	kg/cm^2
$I_{xx} =$	Momento de Inercia	541.1	cm^4

Como $D_{real} < D_{perm}$ el perfil es adecuado.

Ahora se comprueba si el larguero es adecuado teniendo en cuenta su peso (63.3 kg).

$$M = 0.128 \cdot w \cdot l$$

$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y}$$

$$fb = \frac{M}{S_x}$$

$$D_{real} = \frac{0.01304 \cdot w \cdot l^3}{E \cdot I}$$

$$M = 0.128 \cdot (679.12 \text{ kg} + 63.3 \text{ kg}) \cdot 5.19 \text{ m} = 493.3 \text{ kg m}$$

$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} = \frac{49320 \text{ kg cm}}{0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 32.49 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{49320 \text{ kg cm}}{71 \text{ cm}^3} = 694.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$D_{real} = \frac{0.01304 \cdot (679.12 \text{ kg} + 63.3 \text{ kg}) \cdot (519 \text{ m})^3}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 541.1 \text{ cm}^4} = 1.19 \text{ cm}$$

Como $f_b < F_b$, $D_{real} < D_{perm}$ se puede concluir que tanto el esfuerzo actuante como la deformación real se encuentran dentro de los valores permisibles por lo que se confirma que el larguero seleccionado es el adecuado.

Selección y Diseño de las Traveses T1

Para el diseño y selección de traveses T1, las cuales se consideran como vigas simplemente apoyadas. Todos los cálculos se hicieron de acuerdo al arreglo mostrado en la siguiente figura:

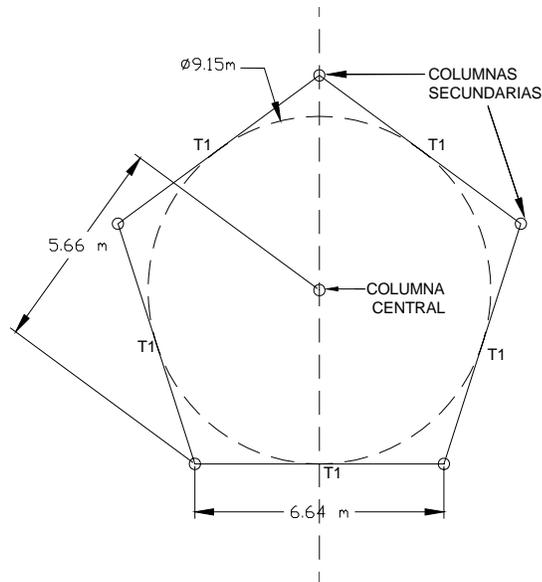
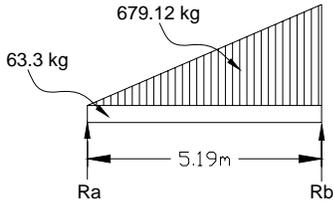
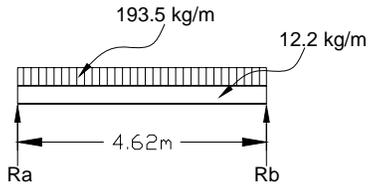


Figura 2.4 Arreglo de las Traveses T1 y de las Columnas

Para obtener las cargas a soportar de las traveses T1 primero se calcularon las fuerzas de reacción R_a y R_b de los largueros más largos L1-L2 así como de los largueros más largos L3-L6. La reacción sobre la trabe T1 se multiplicó por el número de largueros soportados por T1 ver tabla 2.9.

Tabla 2.9 Carga a Soportar por las Trabes T1.

<p style="text-align: center;">LARGUERO L1-L2</p> 	<p style="text-align: center;">LARGUERO L3-L6</p> 
$Ra = \frac{w}{3} \quad (2.29)$ $Rb = \frac{2w}{3} \quad (2.30)$	$Ra = Rb$ $Ra = \frac{1}{2} w \cdot l \quad (2.31)$
$Ra = \frac{742.42kg}{3} = 247.47kg$ $Rb = \frac{2 \cdot 742.42kg}{3} = 494.95kg$	$Ra = \frac{1}{2} 205.7 \frac{kg}{m} \cdot 4.62m = 475.17kg$
<p>Número de largueros = 4</p>	<p>Número de largueros = 7</p>
<p>Reacción a considerar = Rb</p>	<p>Reacción a considerar = Ra</p>
$Rb \cdot N_L =$ $494.95kg \cdot 4 = 1979.8kg \quad (2.32)$	$Ra \cdot N_L =$ $475.17kg \cdot 7 = 3326.17kg \quad (2.33)$
$Carga Distribuida = \frac{1979.8kg + 3326.17kg}{6.64m} = 799.09 \frac{kg}{m} \quad (2.34)$	

De la tabla anterior el diseño de las Trabes T1 se hizo teniendo en cuenta lo siguiente:

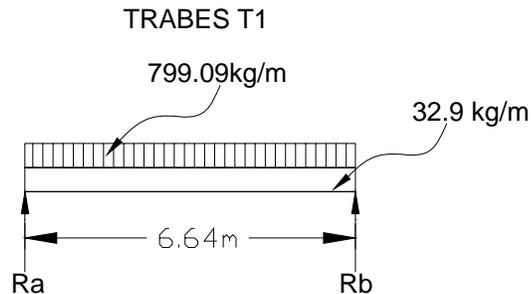


Figura 2.5 Trabes T1

Como en los procedimientos anteriores lo primero a obtener es el módulo de sección requerida.

$$M_x = \frac{799.09 \frac{kg}{m} \cdot (6.64m)^2}{8} = 4403.95 kg m$$

$$S_x = \frac{440395 kg cm}{0.6 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2}} = 290.12 cm^3$$

Con los resultados anteriores se seleccionó del Manual para la Construcción en Acero el perfil IR de 252mm x 32.9 kg/m (10 in x 22 lb/ft) con un módulo de sección S_x de $380 cm^3$ ver tabla 2.10.

Tabla 2.10 Dimensiones del Perfil IR.

Designación <i>d</i> x peso		Per.	Alma	Patín		Distancia			Gramil		Sujetadores					
		<i>d</i>	<i>t_w</i>	<i>b_f</i>	<i>t_f</i>	<i>T</i>	<i>k</i>	<i>k_l</i>	<i>g</i>	<i>g_l</i>	Diametro máximo en patín					
mm* x kg/m	in x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.				
254 x 32,9	10 x 22	258	6.1	146	9.1	220	19	13	90	65	19	0.75				
Peso	Area	Criterio de sección compacta				<i>r_T</i>	<i>d/A_f</i>	Eje X-X			Eje Y-Y			Módulo de sección plástico		
		<i>b_f/2t_f</i>	<i>F'_y</i>	<i>d/t_w</i>	<i>F_y'''</i>			<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z_x</i>	<i>Z_y</i>	
kg/m	cm ²					cm	cm ⁻¹	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ³
32.9	41.9	8	-	42.4	2583	3.8	1.93	4912	380	11	475	65	3.4	426	100	

Revisión a Flexión del Perfil IR

Con el módulo de sección elegida se calculó el esfuerzo permisible y el actuante así como la deflexión real. Para determinar el esfuerzo permisible se obtiene el valor de la relación longitud/radio de giro y se comprueba si está dentro del intervalo siguiente:

Como

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

Entonces:

$$Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy \left(\frac{l}{r} \right)^2}{1080 \times 10^5 Cb} \right] (2530)$$

Donde:

Fb = Esfuerzo Permisible kg/cm^2

Fy = Esfuerzo de Fluencia del Material 2530 kg/cm^2

Cb = Coeficiente de Flexión 1

l = Longitud del Larguero 664 cm

r = Radio de giro de la Trabe 10.8 cm

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 (1)}{2530}} \leq \frac{664}{10.8} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 (1)}{2530}}$$

$$53 \leq 61.48 \leq 119.12$$

Entonces:

$$Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{664 \text{ cm}}{10.8 \text{ cm}} \right)^2}{1080 \times 10^5 (1)} \right] (2530)$$

$$Fb = 1462 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por otra parte el esfuerzo actuante se calculó de la siguiente manera:

$$fb = \frac{Mx}{Sx}$$

$$fb = \frac{440395 \text{ kg cm}}{380 \text{ cm}^3} = 1159 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como $fb < Fb$ se concluye que el perfil seleccionado es adecuado.

Revisión del Perfil IR por Deflexión

$$D_{perm} = \frac{l}{240} + 0.5$$

$$D_{real} = \frac{5 \cdot w l \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$D_{perm} = \frac{664 \text{ cm}}{240} + 0.5 = 3.3 \text{ cm}$$

$$D_{real} = \frac{5 \cdot 7.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot (664 \text{ cm})^4}{384 \cdot 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4912 \text{ cm}^4} = 1.96 \text{ cm}$$

Donde:

D_{real} = Deformación real cm

D_{perm} = Deformación permisible cm

E = Modulo de Elasticidad del Material 2.1×10^6 kg/cm²

I_{xx} = Momento de Inercia 4912 cm⁴

Como $D_{real} < D_{perm}$ el perfil es adecuado.

Se comprobó si el larguero era adecuado teniendo en cuenta su peso (32.9 kg/m), es decir, se calculó el módulo de sección requerido, el esfuerzo actuante y la deflexión real.

$$M = \frac{\left(799.09 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 32.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (6.64 \text{ m})^2}{8} = 4581.41 \text{ kg m}$$

$$S_x = \frac{M}{0.6 \cdot F_y} = \frac{458141 \text{ kg cm}}{0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 301.81 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{458141 \text{ kg cm}}{380 \text{ cm}^3} = 1205.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$D_{real} = \frac{5 \cdot \left(7.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} + 0.322 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right) \cdot (664 \text{ cm})^4}{384 \cdot 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4912 \text{ cm}^4} = 2.04 \text{ cm}$$

Tanto el módulo de sección elegido, como el esfuerzo actuante y la deformación real se encuentran dentro de los valores permisibles por lo que se confirma que el perfil IR seleccionado es el adecuado.

Diseño y Selección de la Columna Central y las Columnas Secundarias

Para el diseño de la columna central se tomó la fuerza de reacción R_a de los largueros L1-L2 de la tabla 2.9. y se multiplicó por el número de largueros L1-L2 para así obtener la carga axial en la columna central como se muestra a continuación:

$$C_a = (N_{L1-L2}) \cdot (R_a) \quad (2.35)$$

$$C_a = 20 \cdot 247.47 \text{ kg} = 4949.4 \text{ kg}$$

Donde:

$C_a =$	Carga axial	kg
$N_{L1-L2} =$	Número de largueros L1-L2	20
$R_a =$	Fuerza de reacción	247.47 Kg

En este caso se a propuesto una columna tubular oc de 324 mm x 10.31 mm (12.75 in x 0.406 in) (ver tabla 2.12.) de la cual se va a calcular la relación de esbeltez, el esfuerzo permisible y el actuante, para determinar si es adecuada o no.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (2.36)$$

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad (2.37)$$

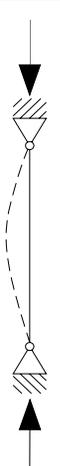
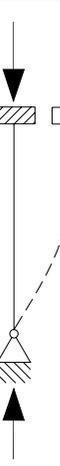
Donde:

$C_c =$	Carga Crítica de esbeltez	
$d =$	Diámetro de la columna propuesta	32.4 cm
$E =$	Módulo de elasticidad del material	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$F_y =$	Esfuerzo de Fluencia del material	2530 kg/cm^2
$K =$	Factor de longitud efectiva (ver tabla 2.11.)	1
$L =$	Altura de la columna central	1348 cm
$r =$	Radio de giro	11.1 cm

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 128$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 1348 \text{ cm}}{11.1 \text{ cm}} = 121.44$$

Tabla 2.11. Factores de Longitud Efectiva para Columnas con Carga Axial.

<p>La línea punteada muestra el perfil pandeado de la columna</p>						
<p>Valor teórico de K</p>	<p>0.5</p>	<p>0.7</p>	<p>1.0</p>	<p>1.0</p>	<p>2.0</p>	<p>2.0</p>
<p>Valores recomendados de K cuando se aproxima a las condiciones ideales</p>	<p>0.65</p>	<p>0.80</p>	<p>1.2</p>	<p>1</p>	<p>2.10</p>	<p>2.0</p>
<p>Simbología de la condición de los extremos</p>		<p>Rotación impedida</p>		<p>Traslación impedida</p>		
		<p>Rotación libre</p>		<p>Traslación impedida</p>		
		<p>Rotación impedida</p>		<p>Traslación libre</p>		
		<p>Rotación libre</p>		<p>Traslación libre</p>		

Como $\frac{KL}{r} < Cc$ se aplica la siguiente ecuación para obtener el esfuerzo permisible en compresión:

$$Fa = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(Cc)^2}\right] Fy}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8(Cc)} - \frac{(KL/r)^3}{8(Cc)^3}} \quad (2.38)$$

$$Fa = \frac{\left[1 - \frac{(121.44)^2}{2(128)^2}\right] \left(2530 \frac{kg}{cm^2}\right)}{\frac{5}{3} + \frac{3(121.44)}{8(128)} - \frac{(121.44)^3}{8(128)^3}} = 726.28 \frac{kg}{cm^2}$$

Por otra parte el esfuerzo actuante se determinó de la siguiente manera:

$$fa = \frac{C_a}{A} \quad (2.39)$$

$$fa = \frac{4949.4 kg}{101.57 cm^2} = 48.73 \frac{kg}{cm^2}$$

Como $fa < Fa$ la columna es adecuada

Para las columnas secundarias se hicieron los mismos cálculos que para la columna central, pero se tomó la fuerza de reacción R_a de las traveses T1 y se multiplicó por dos ya que las columnas secundarias soportan dos traveses T1 a la vez.

$$Ra = Rb$$

$$Ra = \frac{1}{2} w \cdot l$$

$$Ra = \frac{1}{2} 831.99 \frac{kg}{m} \cdot 6.64 m = 2762.2 kg$$

$$C_a = (2) \cdot (Ra) \quad (2.40)$$

$$C_a = 2 \cdot 2762.2 kg = 5524.41 kg$$

Donde:

$R_a, R_b =$	Fuerzas de reacción de las traveses T1	kg
$C_a =$	Carga axial	kg
$w =$	Carga soportada por la trabe T1 más su propio peso	831.99 kg/m
$l =$	Longitud de la trabe T1	6.64 m

En este caso se a propuesto una columna tubular oc de 324 mm x 6.35 mm (12.75 in x 0.250 in) (ver tabla 2.12.) de la cual se va a calcular el radio de giro, la relación de esbeltez, el esfuerzo permisible y el actuante, para determinar si es adecuada o no.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$\frac{KL}{r} < 200$$

Donde:

C _c =	Carga crítica de esbeltez		
d =	Diámetro de la columna propuesta	32.4	cm
E =	Módulo de elasticidad del material	2.1x 10 ⁶	kg/cm ²
F _y =	Esfuerzo de Fluencia del material	2530	kg/cm ²
K =	Factor de longitud efectiva	1	
L =	Altura de las columnas secundarias	1269.12	cm
r =	Radio de giro	11.23	cm

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 128$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 1269.12 \text{ cm}}{11.23 \text{ cm}} = 113$$

Como $\frac{KL}{r} < C_c$ se aplica la siguiente ecuación para obtener el esfuerzo permisible en compresión:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(C_c)^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8(C_c)} - \frac{(KL/r)^3}{8(C_c)^3}}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(113)^2}{2(128)^2}\right] \left(2530 \frac{kg}{cm^2}\right)}{\frac{5}{3} + \frac{3(113)}{8(128)} - \frac{(113)^3}{8(128)^3}} = 807.7 \frac{kg}{cm^2}$$

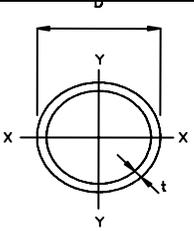
Por otra parte el esfuerzo actuante se determinó de la siguiente manera:

$$fa = \frac{C_a}{A}$$

$$fa = \frac{5524.41 \text{ kg}}{63.35 \text{ cm}^2} = 87.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como $fa < Fa$ las columnas secundarias son adecuadas.

Tabla 2.12. Dimensiones del Tubo Circular OC

			OC TUBO CIRCULAR DIMENSIONES Y PROPIEDADES						
			Designacion <i>D x t</i>	Diam. nom.	Diam. int.r	Peso	Area	Ejes X-X y Y-Y	
	mm x mm	in. x in.						in.	mm
Columnas Secundarias	324 x 6.35	12.75 x 0.250	12	311.2	49.73	63.35	7989.09	493.24	11.23
Columna Central	x 10.31	x 0.406		303.28	79.73	101.57	12498.8	771.8	11.1

2.8 CÁLCULO DE PESOS

Peso de la Envolvente Incluyendo el Ángulo de Coronamiento

Para obtener el peso de la envolvente y del ángulo de coronamiento se utilizaron los siguientes datos:

Dimensiones del ángulo de coronamiento	(0.076 x 0.076 x 0.006)	m
Peso por unidad de longitud	7.29	kg/m
Diámetro del tanque	18.3	m
Ancho de placas	2.438	m
Perímetro	57.49	m
Densidad del material	7850	kg/m ³

Tabla 2.13. Peso de los Anillos

Anillo	Espesor (m)		Área (m ²)	Volumen (m ³)		Peso (kg)	
	Sin factor de corrosión	Con factor de corrosión		Sin factor de corrosión	Con factor de corrosión	Sin factor de corrosión	Con factor de corrosión
Primer	0.00683	0.010	140.16	0.9573	1.4016	7514.75	11002.56
Segundo	0.00683	0.010		0.9573	1.4016	7514.75	11002.56
Tercer	0.00483	0.008		0.6769	1.1213	5314.24	8802.21
Cuarto	0.00283	0.006		0.3967	0.8410	3113.72	6601.85
Quinto	0.00283	0.006		0.3967	0.8410	3113.72	6601.85
Σ				26571.18	44011.03		

En cuanto al ángulo de coronamiento se tomó su peso por unidad de longitud y se multiplicó por el perímetro del tanque como se muestra a continuación:

$$P_{ac} = p_L \cdot per_t \quad (2.41)$$

$$P_{ac} = 7.29 \frac{kg}{m} \cdot 57.49m = 419.1021kg$$

Donde:

P_{ac} = peso del ángulo de coronamiento

p_L = peso por unidad de longitud

per_t = perímetro del tanque

Por lo tanto el peso de la envolvente junto con el del ángulo de coronamiento se puede observar en la tabla 2.14:

Tabla 2.14 Peso de la Envolvente y del Angulo de Coronamiento

Componente	Peso Kg	
	Sin factor de corrosión	Con factor de corrosión
Envolvente	26571.18	44011.03
Ángulo de coronamiento	419.10	419.10
Total	26990.2	44430.13

Peso del Techo

Los datos para el cálculo del peso del techo se obtuvieron de la siguiente figura:

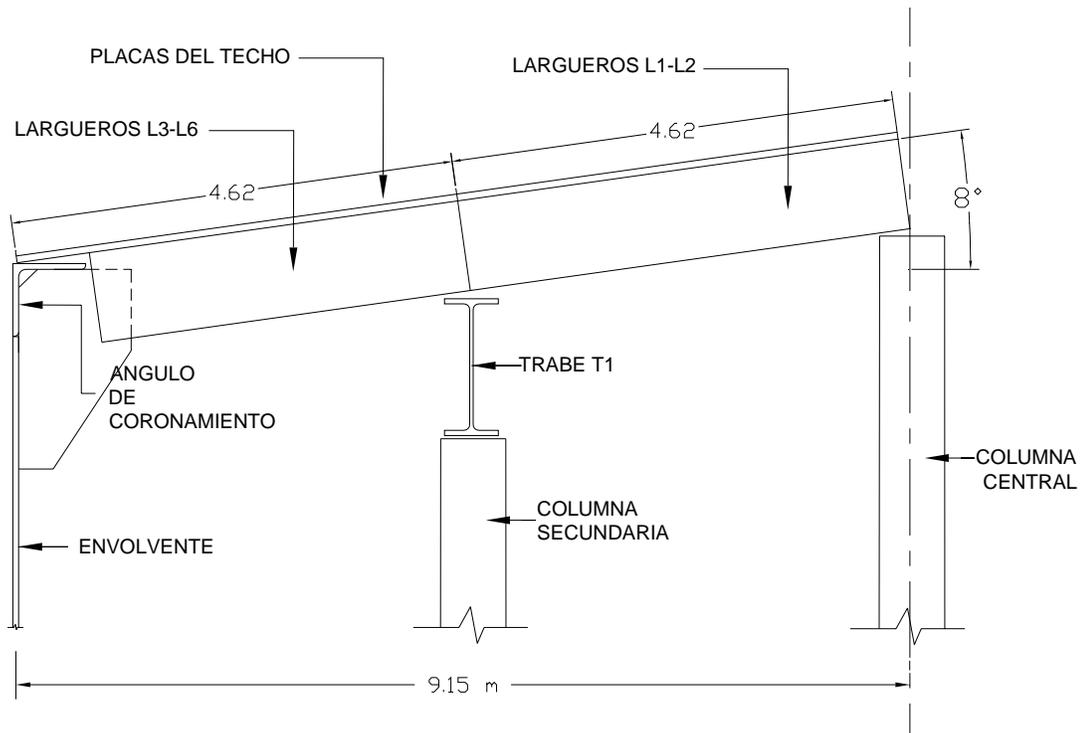


Figura 2.6 Arreglo del Techo

Fórmulas utilizadas para la obtención del peso del techo:

$$A = \frac{1}{2} per_t \cdot r \quad (2.42)$$

$$V = A \cdot t \quad (2.43)$$

$$Pt = V \cdot \rho \quad (2.44)$$

$$A = \frac{1}{2} 57.49 m \cdot 9.24 m = 265.60 m^2$$

$$V = 265.60 m^2 \cdot 0.005 m = 1.33 m^3$$

$$Pt = 1.33 m^3 \cdot 7850 \frac{kg}{m^3} = 10440.5 kg$$

Donde:

A=	Área	m ²
V=	Volumen	m ³
Pt=	Peso del techo	Kg
per _t =	Perímetro del tanque	57.49 m
t=	Espesor de placas	0.005 m
r=	Radio a considerar	9.24 m
p=	Densidad del material	7850 Kg/m ³

Peso del Fondo

Para el cálculo del peso del fondo se utilizaron las dimensiones de la figura 2.7

Con base al inciso 5.4.4 del A.P.I. 650 la pendiente mínima del fondo debe ser de 2.54 cm en 304.8 cm (1 in en 120 in) es decir un ángulo mínimo de 0.47°.

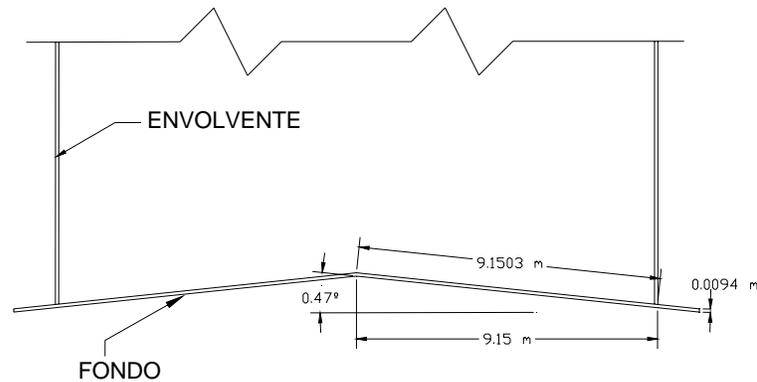


Figura 2.7 Arreglo del Fondo

Fórmulas utilizadas para la obtención del peso del fondo:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (2.45)$$

$$V = A \cdot t_f \quad (2.46)$$

$$Pf = V \cdot \rho \quad (2.47)$$

$$A = \frac{\pi \cdot (18.3m)^2}{4} = 263.02m^2$$

$$V = 263.02m^2 \cdot 0.01m = 2.63m^3$$

$$Pf = 2.63m^3 \cdot 7850 \frac{kg}{m^3} = 20645.5kg$$

Donde:

A =	Área del fondo	m ²
V =	Volumen del fondo	m ³
Pf =	Peso del fondo	kg
d =	diámetro del tanque	18.3 m
t _f =	Espesor de placas	0.01 m
ρ =	Densidad del material	7850 kg/m ³

Peso del Líquido

Para el cálculo del peso del líquido se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot h \quad (2.48)$$

$$Pl = V \cdot \rho_{H_2O} \quad (2.49)$$

$$V = \frac{\pi \cdot (18.3m)^2}{4} \cdot 12.2m = 3208.868m^3$$

$$W_{agua} = 3208.87m^3 \cdot 980 \frac{kg}{m^3} = 3144692.6kg$$

Donde:

V =	Volumen o capacidad del tanque	m ³
W _{agua} =	Peso del líquido	kg
d =	diámetro del tanque	18.3 m
h =	Altura de diseño del tanque	12.2 m
ρ =	Densidad del agua	980 kg/m ³

Peso de Perfiles Estructurales

El peso de los perfiles utilizados se resume en la siguiente tabla:

Tabla 2.15 Resumen de Pesos de Perfiles Estructurales

Perfil Tipo	Uso	Cantidad	Longitud (m)	Peso por Unidad de Longitud (kg/m)	Peso Total (kg)
Canal CE	Largueros L1-L2	20	5.19	12.2	1266.36
Canal CE	Largueros L3-L6	35	4.62	12.2	1972.74
Viga I	Trabes T1	5	6.64	32.9	1092.28
Tubo Circular OC	Columna Central	1	13.48	79.73	1074.76
Tubo Circular OC	Columna Secundaria	5	12.69	49.73	3155.37
Σ					8561.51

Peso del Tanque Vacío y lleno de Agua

Los valores del tanque vacío y lleno de agua se obtienen mediante la siguiente suma:

$$W_{vacio} = Pt + Pe + Pf + Pp \quad (2.50)$$

$$W_{lleno} = W_{vacio} + W_{agua} \quad (2.51)$$

$$W_{vacio} = 10440.5 \text{ kg} + 44430.13 \text{ kg} + 20645.5 \text{ kg} + 8561.51 = 84077.64 \text{ kg}$$

$$W_{lleno} = 84077.64 \text{ kg} + 3144692.6 \text{ kg} = 3228770.24 \text{ kg}$$

Donde:

W_{vacio}	=	Peso del tanque vacío	kg
W_{lleno}	=	Peso del tanque lleno de agua	kg
Pt	=	Peso del techo	10440.5 kg
Pe	=	Peso de la envolvente con el ángulo de coronamiento	44430.13 kg
Pf	=	Peso del fondo	20645.5 kg
Pp	=	Peso de perfiles estructurales	8561.51 kg
W_{agua}	=	Peso del líquido	3144692.6 kg

2.9 DISEÑO POR VIENTO

Para la obtención de los momentos que influyen en la estabilidad de tanques de almacenamiento atmosféricos se utiliza el procedimiento indicado en inciso 5.11.1 del API 650.

Para ello es necesario contar con las velocidades de viento, las cuales se determinan con la metodología establecida en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Es importante señalar que el análisis a aplicar es para revisar la seguridad de la estructura del tanque ante el efecto de las fuerzas que generan presiones producidas por el viento sobre superficies expuestas.

Del Manual de la Comisión Federal de Electricidad se tomó el diagrama de flujo que se presenta en la figura 2.8. Del diagrama de flujo sólo se llega al cálculo de la velocidad de diseño V_D que es necesaria para obtener las presiones vertical y horizontal de viento según el inciso 5.11 del A.P.I. 650.

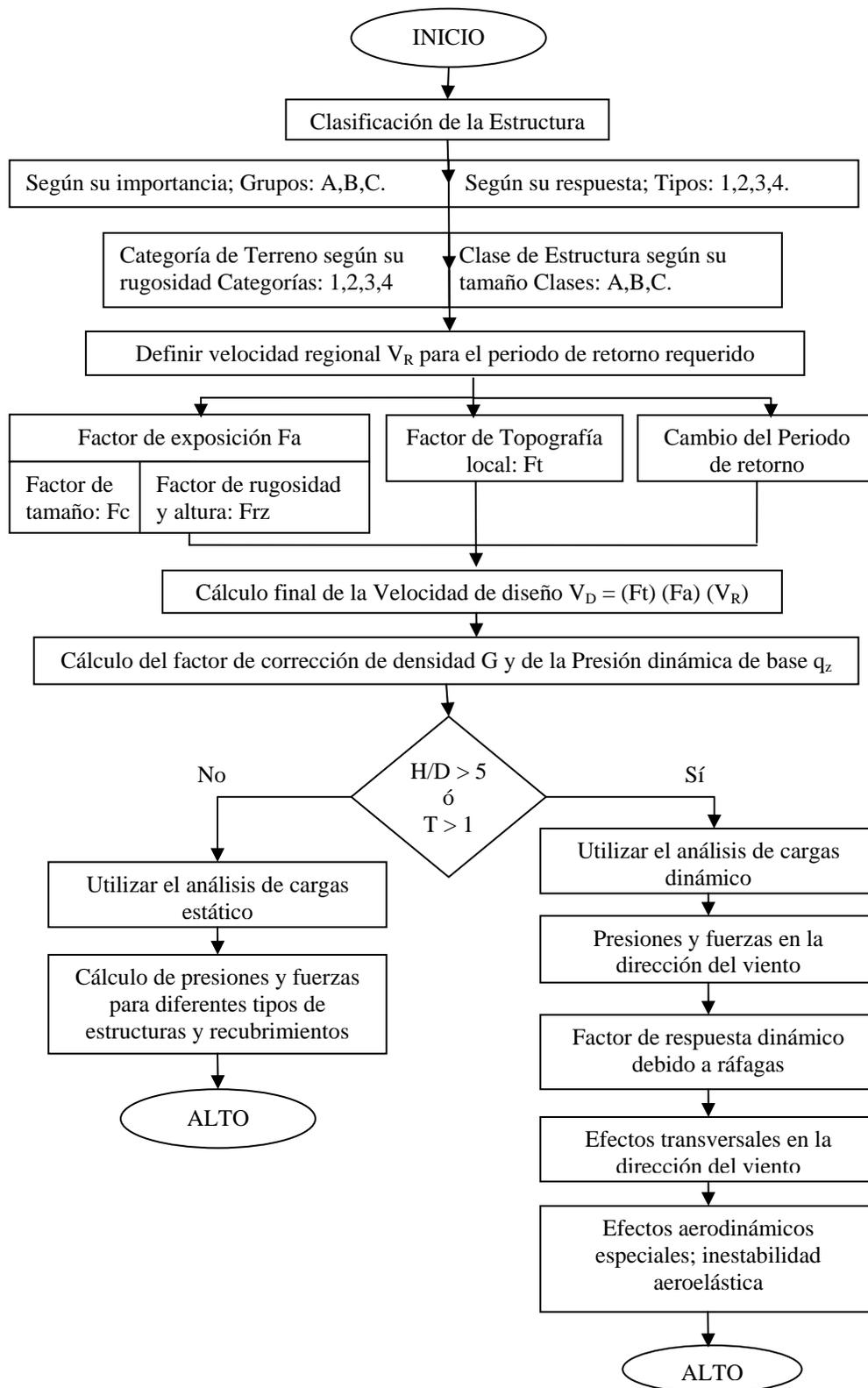


Figura 2.8 Procedimiento del Análisis de Viento

Clasificación de las Estructuras según su Importancia

Atendiendo al grado de seguridad aconsejable para una estructura, las construcciones se clasifican según los grupos que se indican a continuación:

- Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado. Pertenecen a este grupo aquellas que en caso de fallar causarían la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; asimismo, las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables.
- Grupo A
- Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se encuentran dentro de este grupo aquellas que en caso de fallar, representan un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y que ocasionarían daños materiales de magnitud intermedia. Este es el caso de plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, etc.
- Grupo B
- Estructuras para las que se recomienda un bajo grado de seguridad. Son aquellas cuya falla no implica graves consecuencias, ni puede causar daños a construcciones de los grupos A y B. Este es caso de bodegas provisionales, cimbras, carteles, así como sus recubrimientos tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas de las construcciones.
- Grupo C

Como el producto a almacenar (crudo) es inflamable se ha determinado que el tanque atmosférico pertenece al grupo A de la clasificación de las estructuras según su importancia.

Clasificación de las Estructuras según su Respuesta ante la Acción del Viento

Las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Con base en esta clasificación podrá seleccionarse el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de efectos dinámicos suplementarios si es el caso.

- Tipo 1 Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquellas en las que la relación de aspecto $H/D \leq 5$. Pertenecen a este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos.
- Tipo 2 Dentro de este tipo se cuentan los edificios con relación de aspecto $H/D > 5$. Pertenecen a este tipo tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y en general, las construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.
- Tipo 3 En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas.
- Tipo 4 En este tipo se hallan las formas aerodinámicamente inestables como son los cables de las líneas de transmisión, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

En el caso del tanque atmosférico la relación de aspecto; altura sobre diámetro interior es igual a:

$$\frac{H}{D} = \frac{12.2m}{18.3m} = 0.67 \quad (2.52)$$

Por lo tanto cumple con lo establecido por el tipo 1 de la clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.

Categorías de Terrenos y Clases de Estructuras

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales del sitio en donde se instalará la construcción, así como del tamaño de ésta, a fin de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la tabla 2.16. se consignan cuatro categorías de terreno atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de instalación. La tabla 2.17. divide a las estructuras y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases de acuerdo con su tamaño.

Tabla 2.16. Categoría del Terreno Según su Rugosidad

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones.	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas	La longitud mínima de este terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o diez veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 m a 10 m en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. la longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o diez veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tienen una altura mayor que 20 m. las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura, la longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y diez veces la altura de la construcción.

Tabla 2.17. Clase de Estructura Según su Tamaño

Clase	Descripción
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, no sea mayor que 20 m.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 m.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 m.

De las tablas anteriores se ha determinado que la categoría del terreno según su rugosidad, y la clase de estructura a considerar son “1”, “A” respectivamente.

Velocidad Regional V_R

La velocidad regional del viento V_R es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país. En este caso se tomó la velocidad regional de 140 km/h para un período de recurrencia de 50 años (ver figura 2.9.).

Factor de Exposición F_a

El coeficiente F_a refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura H . Asimismo, considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición. El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_a = F_c \cdot F_{rz} \quad (2.53)$$

Donde:

F_a = Factor de exposición

F_c = Factor de tamaño

F_{rz} = Factor de rugosidad y altura

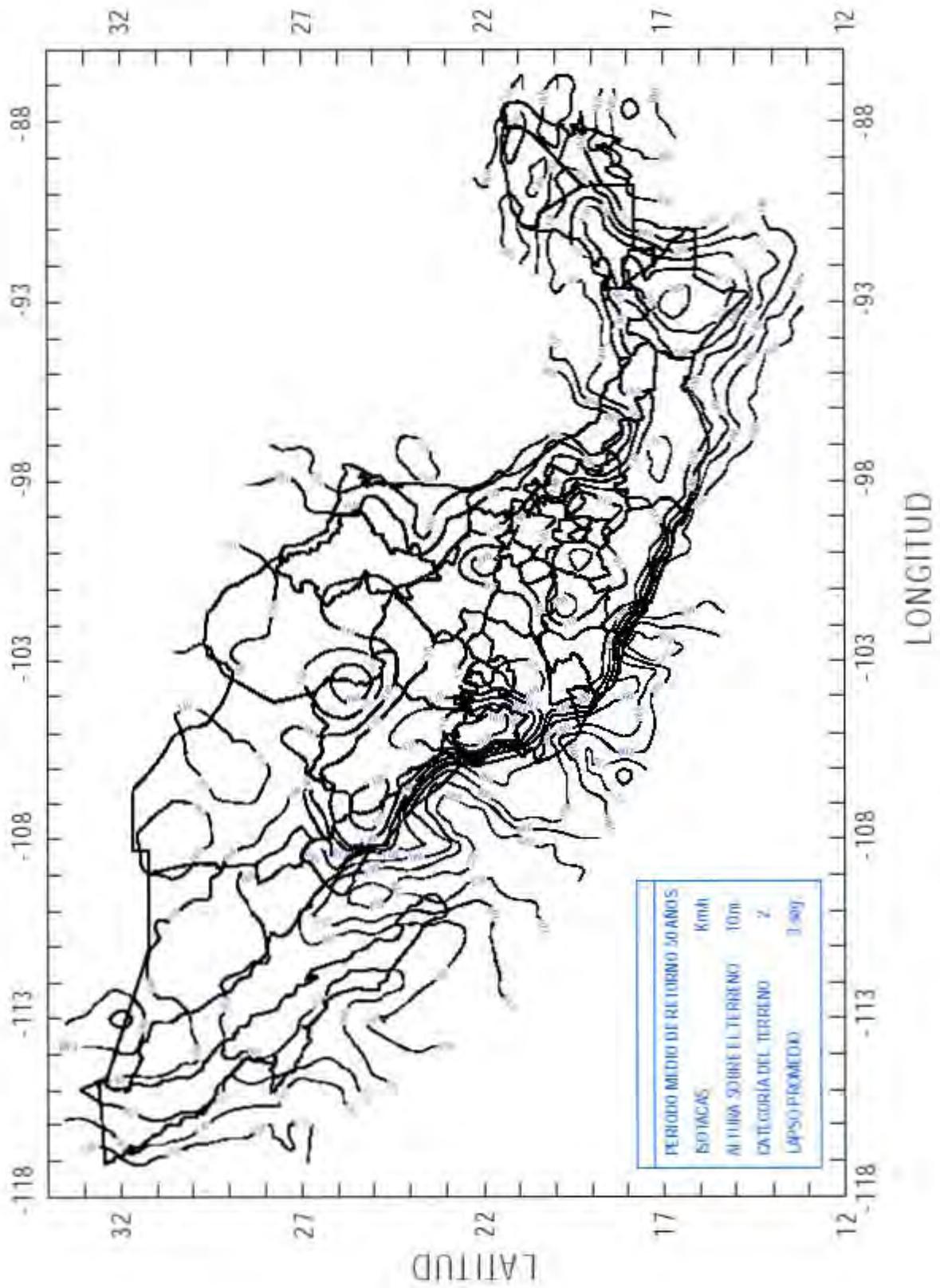


Figura 2.9. Velocidades Regionales para un Periodo de Retorno de 50 años

Factor de Tamaño Fc

Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción y puede determinarse de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.18 Factor de Tamaño Fc

Clase de la Estructura	Fc
A	1.0
B	0.95
C	0.90

Como la clase de la estructura según su tamaño es A se ha determinado que $F_c = 1$

Factor de Rugosidad y Altura Frz

Factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura H. Dicha variación está en función de la rugosidad del terreno y del tamaño de la construcción. Se obtiene de acuerdo a las expresiones siguientes:

$$Fr_z = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } H \leq 10 \quad (2.54)$$

$$Fr_z = 1.56 \left[\frac{H}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < H < \delta \quad (2.55)$$

$$Fr_z = 1.56 \quad \text{si } H \geq \delta \quad (2.56)$$

Donde:

$\delta =$ Altura gradiente m

$\alpha =$ Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura

Ambos coeficientes se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 2.19 Valores de α y δ

Categoría del Terreno	α			δ (m)
	Clase de Estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

Como la categoría del terreno es 1, y la clase de la estructura es A se puede establecer que los valores para α y δ son 0.099 y 245 respectivamente. Por lo tanto como:

$$10 < H < \delta$$

$$10 < 12.2 < 245$$

Entonces se utiliza la ec.2.54:

$$Frz = 1.56 \left[\frac{H}{\delta} \right]^\alpha$$

$$Frz = 1.56 \left[\frac{12.2m}{245m} \right]^{0.099}$$

$$Frz = 1.159$$

Ya con los dos factores se procede a calcular el factor de exposición F_a :

$$F_a = F_c \cdot Frz$$

$$F_a = 1.0 \cdot 1.159 = 1.159$$

Factor de Topografía Local F_t

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio donde se instala la estructura. Se obtiene de la tabla 2.20.

Tabla 2.20 Factor de Topografía Local F_t

Sitios	Topografía	F_t
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %, valles abiertos y litorales planos	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que forman un embudo o cañón, islas.	1.2

Con base en la tabla 2.20 se ha determinado un factor de topografía $F_t = 1.0$

Velocidad de Diseño

Con los datos anteriores se procede a calcular la velocidad de diseño V_D . La velocidad de diseño es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. Ésta se obtiene de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_D = Ft \cdot Fa \cdot V_R \quad (2.57)$$

$$V_D = 1 \cdot 1.159 \cdot 140 \frac{km}{h}$$

$$V_D = 162.26 \frac{km}{h}$$

Una vez obtenida la velocidad de diseño, se utiliza en las ecuaciones 2.66 y 2.67 para determinar la presión vertical y horizontal de viento y con éstas evaluar las dos condiciones para que el tanque no sea anclado (inciso 5.11.1 del API 650). Dichas condiciones a cumplir se presentan a continuación:

$$1. \quad 0.6 M_W + M_P < M_{DL} / 1.5 \quad (2.58)$$

$$2. \quad M_W + 0.4 M_P < (M_{DL} + M_F) / 2 \quad (2.59)$$

Donde:

M_W = Momento en la unión envolvente-fondo que involucra el momento por presión horizontal y el momento por presión vertical del viento.

M_P = Momento en la unión envolvente-fondo que involucra la presión interna.

M_{DL} = Momento en la unión envolvente-fondo que involucra el peso de la envolvente, soportes y placas del techo.

M_F = Momento en la unión envolvente-fondo que involucra el peso del líquido a la mitad de la altura del tanque.

Los momentos anteriores se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_W = M_h + M_v \quad (2.60)$$

$$M_{DL} = (P_t + P_e + P_s) \cdot r \quad (2.61)$$

$$M_F = \frac{W_{lleno}}{2} \cdot r \quad (2.62)$$

$$M_P = P_{max} \cdot A_o \cdot r \quad (2.63)$$

$$Mh = P_h \cdot A_{\Pi} \cdot \frac{h}{2} \quad (2.64)$$

$$Mv = P_v \cdot A_o \cdot r \quad (2.65)$$

$$P_v = 0.86 kPa \left(\frac{V_D}{190} \right)^2 \quad (2.66)$$

$$P_h = 1.44 kPa \left(\frac{V_D}{190} \right)^2 \quad (2.67)$$

$$A_{\square} = h \cdot D \quad (2.68)$$

$$P_{\max} = \frac{1.1 \cdot A \cdot \tan \theta}{D^2} + 0.08(t) \quad (2.69)$$

$$A = (wc + wh + 76) \cdot t \quad (2.70)$$

$$wc = 0.6(r \cdot t)^{0.5} \quad (2.71)$$

$$wh = 0.3(R_2 \cdot t)^{0.5} \quad (2.72)$$

$$R_2 = \frac{r}{\text{sen} \theta} \quad (2.73)$$

Donde:

Mh =	Momento que involucra la presión horizontal		
Mv =	Momento que involucra la presión vertical		
Pt =	Peso del techo	10440.5	kg
Pe =	Peso de la envolvente	44430.13	kg
Ps =	Peso de largueros, trabes y columnas	8561.51	kg
r =	Radio interno de la envolvente	9150	mm
W _{lleno} =	Peso del tanque lleno	3228754.9	kg
P _{max} =	Presión máxima de diseño		MPa
A _o =	Área del techo	263021990.94	mm ²
A _□ =	Área frontal del tanque		mm ²
P _h =	Presión de viento horizontal		MPa
P _v =	Presión de viento vertical		MPa
V _D =	Velocidad de diseño del viento	162.26	km / h
A =	Área a compresión en la unión techo-envolvente		mm ²
wc =	Longitud del ángulo de coronamiento a compresión		mm

wh =	Longitud del techo a compresión		mm
$\theta =$	Ángulo entre la horizontal y el techo	8	°
D =	Diámetro del tanque	18300	mm
h =	Altura del tanque	12192	mm
t =	Espesor del techo	5	mm

Aplicando los valores a las ecuaciones anteriores tenemos que:

$$P_v = 0.86 \text{ kPa} \left(\frac{126.26}{190} \right)^2 = 0.62721 \text{ kPa}$$

$$P_v = 0.000627212 \text{ MPa}$$

$$P_h = 1.44 \text{ kPa} \left(\frac{126.26}{190} \right)^2 = 1.05022 \text{ kPa}$$

$$P_h = 0.001050215 \text{ MPa}$$

$$A_{\square} = 12192 \text{ mm} \cdot 18300 \text{ mm} = 223113600 \text{ mm}^2$$

$$M_h = 0.00105022 \text{ MPa} \cdot 223113600 \text{ mm}^2 \cdot \frac{12192 \text{ mm}}{2} = 1428398006.89 \text{ Nmm}$$

$$M_v = 0.000627212 \text{ MPa} \cdot 263021990.94 \text{ mm}^2 \cdot 9150 \text{ mm} = 1509479945.58 \text{ Nmm}$$

$$M_w = 1428398006.89 \text{ Nmm} + 1509479945.58 \text{ Nmm} = \underline{2937877952.48 \text{ Nmm}}$$

$$M_{DL} = (10440.5 \text{ kg} + 44430.42 \text{ kg} + 8561.51 \text{ kg}) \cdot 9.15 \text{ m} = 580406.73 \text{ kgm}$$

$$\underline{M_{DL} = 5692413090 \text{ Nmm}}$$

$$M_F = \frac{3228754 \cdot 9 \text{ kg}}{2} \cdot 9.15 \text{ m} = 14771553 \cdot 67 \text{ kgm}$$

$$\underline{M_F = 1.4486 \times 10^{11} \text{ Nmm}}$$

$$R_2 = \frac{9150 \text{ mm}}{\text{sen } 8^\circ} = 65745.5 \text{ mm}$$

$$wc = 0.6(9150 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm})^{0.5} = 128 \text{ mm}$$

$$wh = 0.3(65745.5 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm})^{0.5} = 172 \text{ mm}$$

$$A = (128 \text{ mm} + 172 \text{ mm} + 76 \text{ mm}) \cdot 5 \text{ mm} = 1880 \text{ mm}^2$$

$$P_{\max} = \frac{1.1 \cdot 1880 \text{ mm}^2 \cdot \tan 8}{(18.3 \text{ m})^2} + 0.08(5 \text{ mm}) = 1.269 \text{ kPa}$$

$$P_{\max} = 0.001269 \text{ MPa}$$

$$M_p = 0.001269 \text{ MPa} \cdot 263021990.94 \text{ mm}^2 \cdot 9150 \text{ mm} = \underline{3054040394.50 \text{ Nmm}}$$

Una vez obtenidos todos los valores se procede a evaluar las dos condiciones:

$$0.6(2937877952.48 \text{ Nmm}) + 3054040394.50 \text{ Nmm} < \frac{5692413090 \text{ Nmm}}{1.5}$$

$$4816767165 \text{ Nmm} < 3794942060 \text{ Nmm} \Rightarrow \text{No se cumple}$$

$$2937877952.48 \text{ Nmm} + 0.4(3054040394.50 \text{ Nmm}) < \frac{(5692413090 \text{ Nmm} + 1.4486 \times 10^{11} \text{ Nmm})}{2}$$

$$4159494110 \text{ Nmm} < 75276206550 \text{ Nmm} \Rightarrow \text{Si se cumple}$$

Como la primer condición no se cumple es necesario anclar el tanque. El anclaje será calculado posteriormente a la evaluación por sismo.

2.10 DISEÑO POR SISMO

Las recomendaciones que se estipulan en el presente inciso tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que obran sobre tanques sometidos a temblores. Tales fuerzas son función de la masa del recipiente, las masas impulsivas y convectivas 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 ubica la estructura.

Para el diseño sísmico de tanques de almacenamiento 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, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

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 de cuerpo rígido del recipiente; y una masa convectiva, ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido.

El procedimiento para esta evaluación se tomó del apéndice E del API 650 y con ayuda del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad se obtuvo el coeficiente de la zona sísmica.

Momento de Volteo por Sismo

El momento de volteo por sismo se puede determinar mediante la siguiente expresión (apéndice E del API 650):

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_rH_t + C_1W_1X_1 + C_2W_2X_2) \quad (2.74)$$

Donde:

M =	Momento de volteo por sismo		Kgm
Z =	Coeficiente sísmico de la zona.		
C1 , C2 =	Coeficiente de fuerza lateral		
I =	Factor de rigidez	1	
W ₁ =	Peso de la masa efectiva del líquido que se adhiere a las paredes del tanque (convectiva).		Kg
W ₂ =	Peso de la masa efectiva del líquido que se mueve en el primer modo de Sloshing (chapoteo).		Kg
W _r =	Peso del techo	10440.5	kg
W _s =	Peso total de la envolvente	44430.13	kg
X ₁ =	Altura medida de la parte inferior del tanque hasta el centroide de la fuerza sísmica lateral generada por W1.		m
X ₂ =	Altura medida de la parte inferior del tanque hasta el centroide de la fuerza sísmica lateral generada por W2.		m
X _s =	Altura de la base del tanque al centro de gravedad de la envolvente	6.1	m
H _t =	Altura total del tanque.	12.2	m

Para obtener los valores de los espectros sísmicos, primero se tiene que localizar la zona sísmica en la cual se propone instalar el tanque (Dos Bocas, Tabasco) mediante el siguiente mapa que se tomó del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad:



Figura 2.10. Regionalización Sísmica de la República Mexicana

Clasificación de los terrenos de acuerdo a su rigidez:

- I Terrenos firmes como: Tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta o suelo con características similares.
- II Suelo de baja rigidez como: Arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares.
- III Arcillas blandas muy compresibles.

Con base en la región sísmica “B”, y al tipo de suelo “II” podemos determinar el coeficiente sísmico Z, el cual es 0.30 ver tabla 2.21.

Tabla 2.21 Coeficiente Sísmico

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	Coeficiente Sísmico
B	I	0.14
	II	0.30
	III	0.36

Masa Efectiva Contenida en el Tanque

Las masas efectivas W_1 y W_2 se determinarán multiplicando el peso total del fluido del tanque WT por las relaciones W_1/WT y W_2/WT respectivamente obtenidas de la figura 2.11. y de la relación Diámetro /Altura H .

Las alturas desde el fondo del tanque a los centroides de las fuerzas sísmicas laterales, aplicadas a W_1 y W_2 , (X_1 y X_2), se determinan multiplicando H por las relaciones X_1/H y X_2/H respectivamente obtenidas de la Figura 2.12 y de la relación D/H .

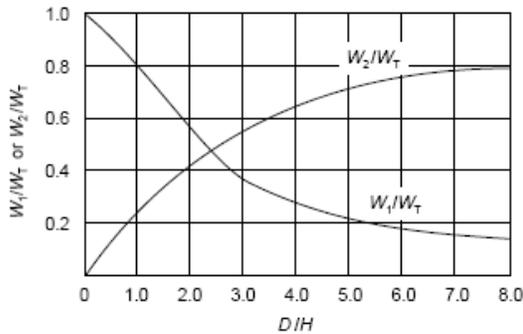


Figura 2.11. Masas Efectivas

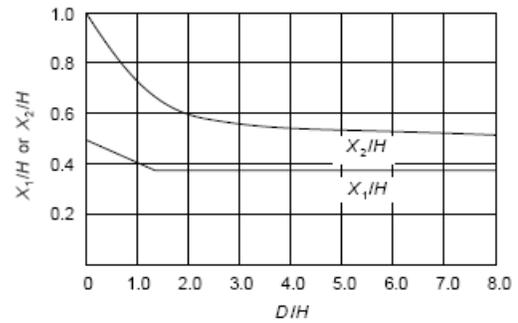


Figura 2.12. Centroide de la Fuerza Sísmica

Siendo:

$$\frac{D}{H} = \frac{18.3}{12.2} = 1.5 \quad (2.75)$$

$$WT = 3144692.6 \text{ kg} \quad (\text{ver inciso 2.8 calculo de pesos})$$

De las gráficas tenemos que:

$$\frac{W_1}{WT} = 0.7 \quad \text{y} \quad \frac{W_2}{WT} = 0.3$$

$$X_1/H = 0.41 \quad \text{y} \quad X_2/H = 0.7$$

Despejando las variables:

$$W_1 = 0.7 \cdot 3144692.6 \text{ kg} = 2201284.82 \text{ kg}$$

$$W_2 = 0.3 \cdot 3144692.6 \text{ kg} = 943407.78 \text{ kg}$$

$$X_1 = 0.41 \cdot 12.2 \text{ m} = 5.002 \text{ m}$$

$$X_2 = 0.7 \cdot 12.2 \text{ m} = 8.54 \text{ m}$$

Periodo Fundamental del Efecto de Sloshing T

$$T = 1.81 \cdot (K)(D)^{0.5} \quad (2.76)$$

Donde:

- T = Periodo fundamental del efecto de sloshing a calcular
 K = Coeficiente obtenido de la figura 2.13 0.58
 D = Diámetro del tanque 18.3 m

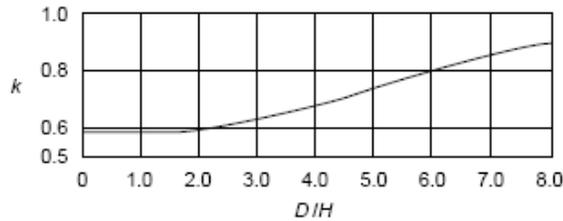


Figura. 2.13. Grafica de Relación D/H en K

Sustituyendo el valor de K en la fórmula 2.76 del periodo fundamental de sloshing, tenemos que:

$$T = (1.81)(0.58)(18.3m)^{0.5} = 4.49 s$$

Coeficientes de Fuerzas Laterales

El coeficiente sísmico de fuerza lateral C1 será de 0.60, siendo este un valor estándar. C2 estará en función del período fundamental del efecto sloshing T.

Cuando: $T < 0.45$ $C2 = \frac{0.75}{T} S$ (2.77)

$T > 0.45$ $C2 = \frac{3.375}{T^2} S$ (2.78)

Donde:

- C1 , C2 Coeficientes de fuerzas laterales a calcular
 S = Factor de amplificación de sitio para el tipo de suelo 2 (ver tabla 2.22) 1.0
 T = Periodo fundamental del efecto de sloshing 4.49

Tabla 2.22 Factor de Amplificación del Sitio

Tipo de suelo	Factor de amplificación
I	1.0
II	1.0
III	1.5

Como $T > 0.45$ se aplica la ecuación $C_2 = \frac{3.375}{T^2} S$

$$C_2 = \frac{3.375}{4.49^2} 1$$

$$C_2 = 0.1674$$

Una vez obtenido todos estos valores se sustituyen en la fórmula del momento de volteo M.

$$M = 0.3 \cdot I \left(\begin{array}{l} 0.6 \cdot 44430.13 \text{kg} \cdot 6.1 \text{m} + 0.6 \cdot 10440.5 \text{kg} \cdot 12.2 \text{m} \\ + 0.6 \cdot 2201284.82 \text{kg} \cdot 5.002 \text{m} + 0.1674 \cdot 943407.78 \text{kg} \cdot 8.54 \text{m} \end{array} \right)$$

$$M = 2465400 \text{kgm}$$

Resistencia al volteo, WL

La resistencia al momento de volteo respecto del fondo del tanque podrá ser prevenida por el peso del cuerpo del tanque y mediante anclaje. Para tanques sin anclaje, el peso de la porción del líquido contenido puede ser usado para resistir el volteo.

$$WL = 99(tb)\sqrt{F_yHG} \quad (2.79)$$

WL no debe ser mayor que 196 HDG.

Donde:

WL =	Resistencia al volteo a calcular	N/m
tb =	Espesor del primer anillo menos factor de corrosión	6.4 mm
Fy =	Esfuerzo mínimo de fluencia del material del fondo	250 MPa
G =	Densidad relativa del crudo.	0.98

$$WL = 99(6.4 \text{mm})\sqrt{250 \text{MPa}(12.2 \text{m})(0.98)} = 34640 \frac{N}{m}$$

$$196 \text{HDG} = 196(12.2 \text{m})(18.3 \text{m})(0.98) = 42883.78 \quad (2.80)$$

$$WL < 196 \text{HDG} \quad \text{no es necesario anclar el tanque}$$

Compresión del Cuerpo

Para tanques sin anclaje la fuerza máxima de compresión en el fondo del cuerpo, puede determinarse mediante lo siguiente:

Caso:

$$1 \quad \frac{M}{D^2(W_t + WL)} \leq 0.785 \quad \rightarrow \quad b = (W_t) + \frac{1.273M}{D^2} \quad (2.81)$$

$$2 \quad 0.785 \leq \frac{M}{D^2(W_t + WL)} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad b \text{ se calcula a partir de la figura 2.15.}$$

$$3 \quad 1.5 \leq \frac{M}{D^2(W_t + WL)} \leq 1.57 \quad \rightarrow \quad \frac{b + W_L}{W_t + W_L} = \frac{1.49}{1 - \frac{0.637M}{D^2(W_t + W_L)}} \quad (2.82)$$

$$4 \quad \frac{M}{D^2(W_t + WL)} > 1.57 \quad \rightarrow \quad \text{El tanque es estructuralmente inestable. La fuerza máxima de compresión longitudinal en el fondo del cuerpo, será determinada por:}$$

$$b = (W_t) + \frac{1.273M}{D^2} \quad (2.83)$$

Donde:

$$W_t = \frac{W_r + W_n}{\pi \cdot D} \quad (2.84)$$

$$W_t = \frac{44430.13 \text{ kg} + 13679.6}{\pi \cdot 18.3 \text{ m}}$$

$$W_t = 1010.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Siendo:

b =	Fuerza máxima de compresión en el fondo del cuerpo sobre el perímetro		kg /m
W _t =	Peso del tanque actuando en el perímetro de la base		kg/m
M =	Momento de volteo de sismo	2458234.33	kg m
WL =	Resistencia al volteo	34640	N/m
		(3532.21)	(kg/m)
W _n =	Peso del techo y largueros	13679.6	kg
W _s =	Peso de la envolvente	44430.13	kg
D =	Diámetro del tanque	18.3	m

Por lo tanto:

$$\frac{M}{D^2(Wt + WL)} = \frac{2465400 \text{ kg m}}{(18.3 \text{ m})^2 \cdot \left(1010.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 3532.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)} \quad (2.85)$$

$$\frac{M}{D^2(Wt + WL)} = 1.62$$

Como el valor de la relación $\frac{M}{D^2(Wt + WL)}$ es igual a 1.62 se procede a determinar b según el caso 4.

$$b = \left(1010.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + \frac{1.273 \cdot 2465400 \text{ kgm}}{(18.3 \text{ m})^2}$$

$$b = 10382.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

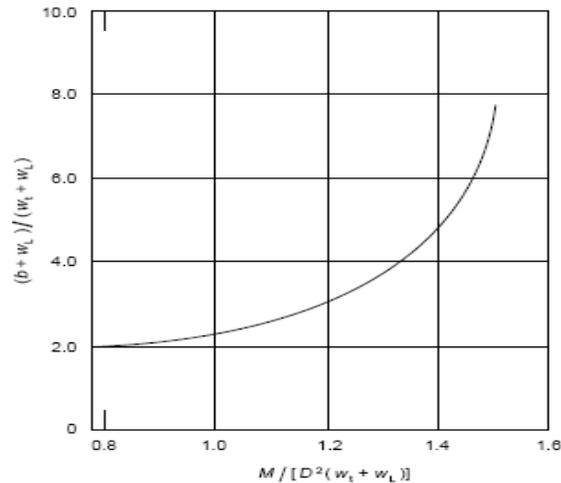


Figura 2.14 Fuerza de Compresión

Compresión Máxima Permissible del Cuerpo

El esfuerzo máximo de compresión longitudinal en la envolvente será determinado de acuerdo a los siguientes casos:

Caso:

$$1 \quad \frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} \geq 44 \quad \rightarrow \quad Fa = \frac{83 \cdot t}{D} \quad (2.86)$$

$$2 \quad \frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} < 44 \quad \rightarrow \quad Fa = \frac{8 \cdot t}{2.5 \cdot D} + 7.5 \sqrt{(G \cdot H)}$$

Fa, no será mayor de 0.5 Fty

Donde:

Fa =	Esfuerzo máximo de compresión permisible a calcular	MPa
t =	Espesor del anillo inferior sin corrosión permisible	6.4 mm
G =	Densidad relativa del crudo.	0.98
H =	Altura del tanque	12.2 m
D =	Diámetro del tanque	18.3 m

$$\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = \quad (2.87)$$

$$\frac{0.98 \cdot 12.2 \cdot (18.3)^2}{(6.4)^2} = 97.75$$

Como $97.75 > 44$ se utiliza:

$$Fa = \frac{83 \cdot t}{D}$$

$$Fa = \frac{83 \cdot 6.4}{18.3} = 29 \text{ MPa}$$

La condición a cumplir para que el tanque no sea anclado es:

$$\frac{b}{t} < Fa$$

$$\frac{103.8235 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{0.64 \text{ cm}} = 162.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 15.91 \text{ MPa}$$

$$15.91 \text{ MPa} < 29 \text{ MPa}$$

\therefore No es necesario anclar el Tanque

2.11 ANCLAJE

Una de las condiciones ($0.6 M_W + M_P < M_{DL} / 1.5$) para no anclar el tanque en la evaluación por viento bajo la condición de tanque vacío con presión interna junto con las presiones externas vertical y horizontal no se cumplió, es por ello que a continuación se presenta el cálculo de las anclas.

Para este caso se proponen 8 anclas con un diámetro de 2.54 cm (1 pulg) cada una. Donde la fuerza actuante de cada ancla se puede calcular con la siguiente expresión (párrafo 5.11.3 del API 650):

$$tb = \left(\frac{4 \cdot M}{d \cdot N} \right) - \left(\frac{W}{N} \right) \quad (2.88)$$

$$W = Pt + Pe - 0.4[(P - 0.08 \cdot t) \cdot D^2 \cdot 0.785] - W1 \quad (2.89)$$

Donde:

tb =	Fuerza de tensión en un ancla a calcular	N
W =	Peso del techo más el peso de la envolvente menos 0.4 veces la presión de levantamiento	N
W1 =	Peso de la envolvente más la carga muerta que actúe sobre el perímetro (fuerzas de reacción) menos el factor de corrosión	N
P =	Presión máxima de diseño	1.269 kPa
D =	Diámetro del tanque	18.3 m
t =	espesor del techo	5 mm
pe =	Peso de la envolvente sin factor de corrosión	264685 N
Pe =	Peso de la envolvente con factor de corrosión	435713 N
Mw =	Momento de volteo por viento	2937877.95 N m
d =	Diámetro al centro del ancla	18.44 m
N =	Número de anclas	8

Para determinar la carga muerta que se sumará al peso de la envolvente y así obtener W1 se toman los datos del inciso 2.8 del presente capítulo. La carga muerta de las placas del techo es igual a 39.31 kg/m², el área tributaria de 5.542 m² y la longitud de los largueros L3 es de 4.62 m. Con estos datos se obtiene la carga muerta en el área tributaria, el peso por unidad de longitud y finalmente se determinan las fuerzas de reacción en los largueros mencionados teniendo en cuenta su propio peso:

$$Pat = cm \cdot At$$

$$w = \frac{Pat}{l}$$

$$Pat = 39.31 \frac{kg}{m^2} \cdot 5.542 m^2 = 217.86 kg$$

$$w = \frac{217.86 kg}{4.62 m} = 47.16 \frac{kg}{m}$$

Donde:

Pat =	Peso del área tributaria	
w =	Peso por unidad de longitud del larguero L3	
cm =	Carga muerta de las placas del techo	39.31 kg/m ²
At =	Área tributaria	5.542 m ²

Con ayuda de la siguiente figura se determinaron las fuerzas de reacción Ra.

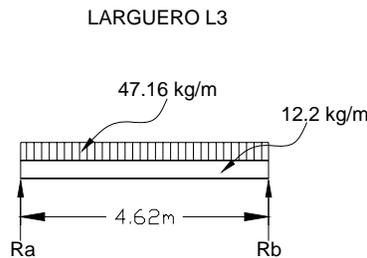


Figura 2.15 Larguero L3

$$Ra = Rb$$

$$Ra = \frac{1}{2} w \cdot l$$

$$Ra = \frac{1}{2} 59.16 \frac{kg}{m} \cdot 4.62m = 137.12 kg$$

Número de largueros = 35

Reacción a considerar = Ra

$$Ra \cdot N_L = 137.12 kg \cdot 35 = 4799.2 kg = 47080 N$$

$$W1 = 264685 N + 47080 N = 311765 N$$

$$W = 102421.3 N + 435713 N - 0.4 \left[\left((1.269 kPa - 0.08 \cdot 5 mm) \cdot (18.3 m)^2 \cdot 0.785 \right) - 311765 N \right]$$

$$W = 662748.9$$

$$\Rightarrow tb = \left(\frac{4 \cdot 2937877.95 N m}{18.44 m \cdot 8} \right) - \left(\frac{662748.9 N}{8} \right) = -3183.15 N$$

Estudiando los factores que involucran la fórmula anterior se comprende que es una fuerza a compresión, es decir el mismo peso de la estructura mantiene al tanque estable. Las anclas sufren cierta tensión al evitar el levantamiento del tanque, es por eso que sólo trabajan a tensión, por lo tanto en este caso no es necesario anclarlo.

CAPÍTULO 3

MODOS DE FALLA Y DESCRIPCIÓN DEL MODELO

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discutirá acerca de la sobre presurización en un tanque de almacenamiento atmosférico, por lo que es importante mencionar los modos de falla posibles, tal es el caso de las fracturas en las uniones techo-envolvente, envolvente-fondo, placa del fondo, accesorios, así como deformaciones fuera de la norma.

Se continuará con la descripción del modelo numérico a utilizar en los análisis, características de los elementos finitos y del procedimiento del análisis.

3.2 MODOS DE FALLA

Para presentar fallas de componentes estructurales, los ingenieros han investigado las causas que llevan al inicio de éstas y como minimizar el crecimiento de las mismas. Se han desarrollado varios estudios representando modelos con cargas e imperfecciones, y se ha demostrado que las fallas dependen tanto de las cargas como de la geometría de un componente.

A pesar de cuidadosas inspecciones de los materiales se omiten defectos que a la larga producen falla. Ya sea por una incorrecta fabricación o pésimo procedimiento de instalación, el material presenta ciertos defectos que a la larga causan falla.

Los modos de falla potenciales y apropiados para el caso en donde el levantamiento del tanque puede ocurrir como parte de la presurización del mismo, crean la necesidad de examinar los esfuerzos involucrados en las uniones anteriormente mencionadas con más detalle.

En los modos de falla en discusión, es importante reconocer que la deformación no necesariamente es una condición de falla, sino que depende del tipo de deformación que esté ocurriendo. Un ejemplo de esto se nota en las pequeñas deformaciones que presentan las placas de la envolvente causadas por el calor ejercido de la soldadura, a lo que se le conoce como pandeo.

3.2.1 FALLA EN LA UNIÓN TECHO-ENVOLVENTE

Una falla en la unión techo-envolvente asegura la integridad de la envolvente y de la unión envolvente-fondo ante una sobre presurización inesperada.

Es debida a que el ángulo de coronamiento cede en compresión por pandeo local ante una presión interna, originando así una fractura en la soldadura entre el ángulo y las placas del techo.

El esfuerzo circunferencial a compresión que inicia la cedencia en el ángulo, es causado por la presión interna que empuja al techo comenzándolo a deformar y éste a la vez jala al ángulo de coronamiento hacia adentro (ver figura 3.1)



Fig. 3.1 Falla en la Unión Techo-Envolvente

Como el techo es prácticamente plano se pueden crear altos esfuerzos a compresión con presiones relativamente bajas.

La falla en la unión techo-envolvente es independiente del levantamiento del tanque. El criterio de diseño para inducir la falla en esta unión se basa en la presión necesaria para la cual la unión entre techo-envolvente cede. Los cálculos de la presión para inducir este tipo de falla se verán en el siguiente capítulo.

3.2.2 FALLA EN LA UNIÓN ENVOLVENTE-FONDO DEBIDO A LA CEDENCIA DE LA ENVOLVENTE

De forma similar a la falla en la unión techo-envolvente, este modo de falla es debida a los esfuerzos circunferenciales a compresión. Estos esfuerzos son el resultado del levantamiento del tanque. Si los esfuerzos en la envolvente exceden el límite de fluencia

habrá una deformación que aumentará el levantamiento y el pandeo local causando la falla en la unión mencionada.

El criterio de esta falla se basa en la cedencia de la envolvente como resultado de la presión interna, la cual causa levantamiento del tanque empujando así la parte baja de la envolvente hacia adentro generando esfuerzos circunferenciales en la unión envolvente-fondo.

La soldadura en la unión techo-envolvente es deliberadamente débil creando así la junta frágil, mientras que en la unión envolvente-fondo la soldadura es diseñada para ser resistente, por lo que el pandeo ocurrido en la unión techo-envolvente no sucederá tan fácilmente en la junta envolvente-fondo.

Es necesario aclarar que para esta condición la norma A.P.I. 650 no ha establecido lineamiento alguno a seguir en cuanto a cálculos se refiere. Por lo anterior se puede asumir que esta falla depende de la altura del producto en el tanque, la resistencia en la envolvente, la resistencia en el fondo, la resistencia en el techo así como en la unión techo-envolvente y el desplazamiento generado por el levantamiento del tanque.

3.2.3 FALLA EN LA SOLDADURA DE LA UNIÓN ENVOLVENTE-FONDO

La soldadura en la unión envolvente-fondo es formada por un filete continuo por cada lado de las placas de la envolvente. Para placas con un espesor nominal de 12.5 mm o menor, la norma A.P.I 650 (inciso 5.1.5.7), requiere que la soldadura a aplicar sea de no más de 12.5mm. y no menor al espesor de la placa más delgada de las dos a soldar, o no menor a los valores de la tabla 3.1

Tabla 3.1 Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete

Espesor Nominal de Placas		Tamaño de filete mínimo	
(mm)	(in)	(mm)	(in)
5	0.1875	5	3/16
>5 a 20	>0.1875 a 0.75	6	1/4
>20 a 32	>0.75 a 1.25	8	5/16
>32 a 45	>1.25 a 1.75	10	3/8

Bajo estas especificaciones la soldadura en la unión mencionada no fallará.

3.2.4 FALLA EN LA SOLDADURA DE LAS PLACAS DEL FONDO

Las placas del fondo son soldadas por la parte superior con filete continuo. Durante el levantamiento algunas placas se separan de la cimentación por lo que la soldadura puede estar expuesta a esfuerzos por flexión.

3.2.5 FALLA EN LOS ACCESORIOS DEBIDO AL LEVANTAMIENTO

Cuando surge un levantamiento del tanque los accesorios y la envolvente están expuestos al incremento de cargas lo que conlleva a concentraciones de esfuerzos en los accesorios o en la envolvente de ahí que ocurra alguna fractura entre los accesorios y la envolvente.

Se puede asumir que los materiales especificados por la norma A.P.I. 650 y elegidos para la estructura y demás partes del tanque proveen la suficiente resistencia para evitar la iniciación y propagación de fracturas. Debe notarse que existen diferentes consecuencias en cuanto a fallas debido a fracturas; una fractura inducida en la unión techo-envolvente tiene el efecto de liberar la presión interna, mientras que una fractura en la unión envolvente-fondo podría resultar en una falla en el fondo que desencadenaría una catástrofe.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

A continuación se muestra el procedimiento de modelación de un tanque de almacenamiento con capacidad nominal de veinte mil barriles por el modelado matemático de análisis estructural denominado Método del Elemento Finito, utilizando para ello el programa ANSYS versión 10.

Consideraciones

Antes de generar el modelo y de efectuar cualquier tipo de análisis se consideró lo siguiente:

- Las dimensiones se obtuvieron del capítulo 2.
- Las unidades a manejar serán las del sistema internacional.
- Se utilizarán elementos axisimétricos por lo que el modelo sólo presentará una sección del tanque.

- La gravedad específica del producto a emplear será 1.
- Siendo el material del tanque acero A-36 se aplicará un módulo de elasticidad de $205946 \frac{N}{mm^2}$, un coeficiente de poisson de 0.3, y una densidad de $0.00007697 \frac{N}{mm^3}$.
- Al comprender un modelo axisimétrico los largueros no serán contemplados por lo que se restringen ciertas zonas en las placas del techo para simular en parte sus efectos en el tanque.
- Se simulará el tanque con y sin anclaje. (ver figuras 3.13-3.14)
- Boquillas, entradas hombre, escaleras no fueron contemplados.

3.3.1 ESTRUCTURA

Una revisión precisa de la estructura involucra la realización de la geometría con ayuda del programa Autocad para tomar coordenadas, datos de diseño, y finalmente generar la geometría del modelo en Ansys (ver figuras 3.2-3.7).

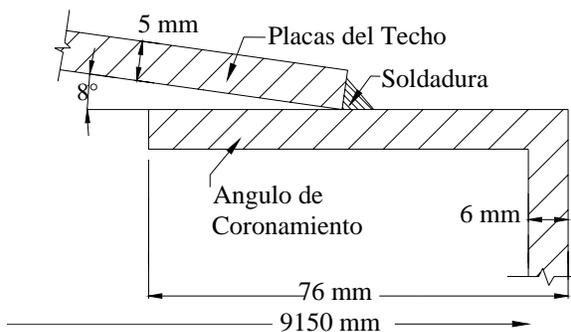


Fig. 3.2 Detalle Autocad Unión Techo Envolverte

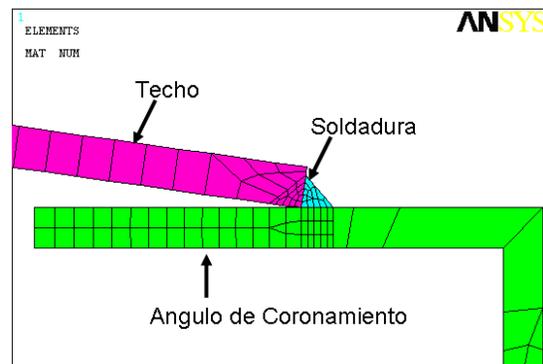


Fig. 3.3 Detalle Elementos Finitos Unión Techo Envolverte

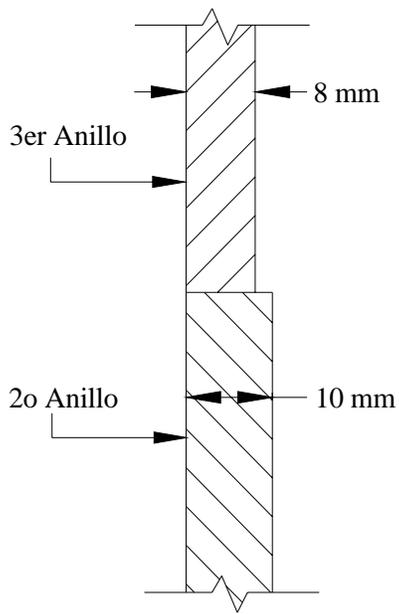


Fig. 3.4 Detalle Unión 2o y 3er. Anillo

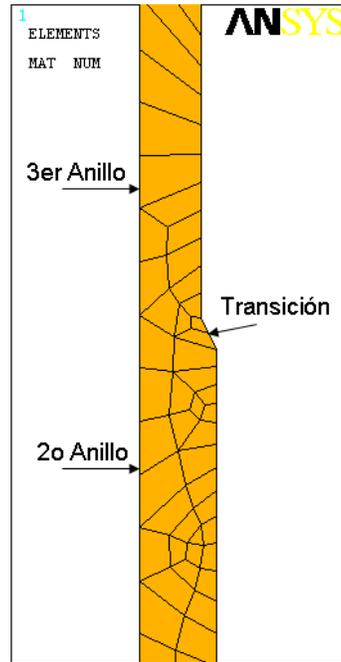


Fig. 3.5 Detalle Elementos Finitos Unión 2o y 3er. Anillo

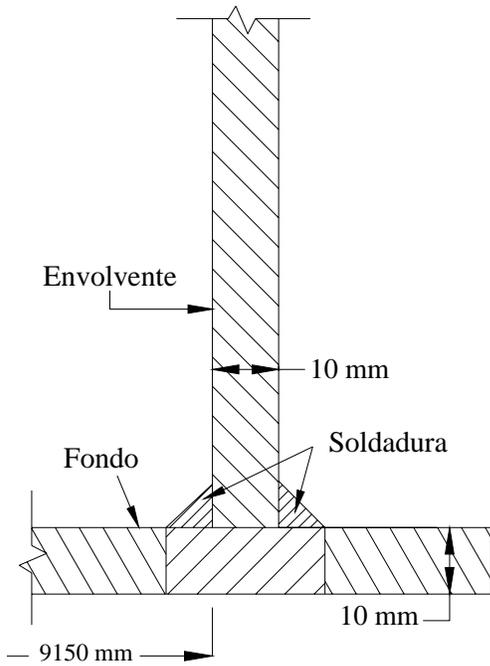


Fig. 3.6 Detalle Autocad Unión Envolvente Fondo

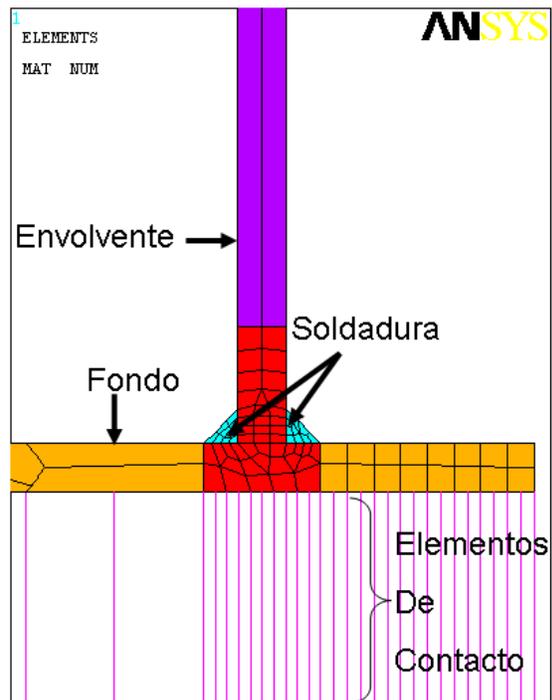


Fig. 3.7 Detalle Elementos Finitos Unión Envolvente Fondo

3.3.3 ELECCIÓN DE ELEMENTOS

El modelado de los anillos de la envolvente, las placas del fondo y del techo, así como la columna central, se realizan utilizando elementos axisimétricos.

Cuando los objetos comprenden cierto tipo de simetría, la cual puede ser de carácter repetitivo, con respecto a un plano o con respecto a un eje central (ver fig. 3.8), hay la posibilidad de sacar ventaja, ejemplo de esto es:

La reducción del número de elementos a utilizar, del tiempo de solución y del procedimiento en general. En algunos casos lleva a mejores resultados en comparación con un modelo equivalente realizado en tres dimensiones.

Existen varios elementos en Ansys capaces de modelar problemas axisimétricos, es decir, problemas que posean simetría respecto a un eje central.

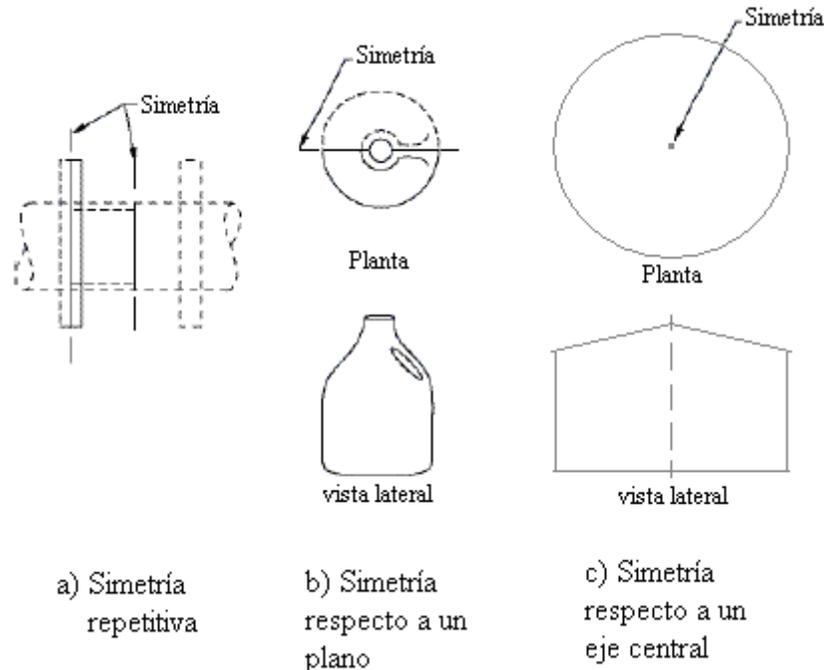


Fig. 3.8 Tipos de Simetría

Una estructura axisimétrica puede ser representada en el plano X-Y únicamente. El eje Y es considerado como el eje axial, es en éste donde se aplica la fuerza de gravedad y la simetría, mientras el eje X es el eje radial.

Todos los elementos axisimétricos son modelados en una base de 360 grados, de ahí que cualquier flujo de calor, fuerza, presión, momento, flujo de fluido, carga eléctrica, flujo magnético etc. deba introducirse como se haría en un modelo de tres dimensiones.

Se desarrolla el modelo solamente en el cuadrante positivo de X, ya que los elementos axisimétricos no permiten el uso del cuadrante negativo. Para nuestro caso se recurre al elemento axisimétrico PLANE 82.

El elemento PLANE 82 provee resultados más eficientes para un mallado automático mixto (cuadriláteros-triángulos) y toleran formas irregulares sin gran pérdida de exactitud. El elemento está definido por 8 nodos teniendo 2 grados de libertad nodal: traslación en las direcciones “x”, “y” (ver figura 3.9).

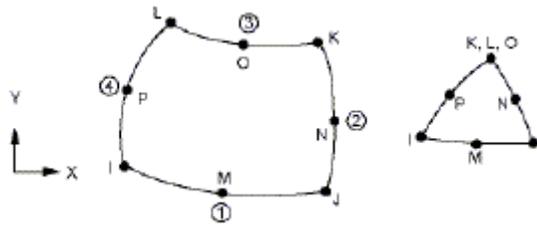


Fig. 3.9 Estructura del Elemento Plane 82

Puede utilizarse como un elemento plano o como un elemento axisimétrico, pero siempre debe emplearse en el plano X-Y como lo muestra la figura 3.9. El elemento tiene la capacidad de presentar grandes deformaciones.

Por otro lado debajo de las placas del fondo se emplean elementos tipo de contacto con la finalidad de simular el contacto entre el tanque y la cimentación, y así observar zonas que pudieran deformarse libremente, por ejemplo; un levantamiento.

Para este caso se recurre al elemento tipo de contacto llamado CONTAC12, el cual representa dos superficies en 2D, que mantienen o rompen el contacto físico y o pueden deslizarse relativamente. Este elemento tiene la capacidad de soportar compresión en dirección normal a la superficie y cizallamiento en la dirección tangencial. El elemento comprende dos nodos y dos grados de libertad en cada uno: traslación en las direcciones “x” “y” (ver figura 3.10). Sólo opera en análisis estáticos o en análisis dinámicos transitorios.

Los nodos I y J deben coincidir con la orientación que se indica en la figura 3.10.

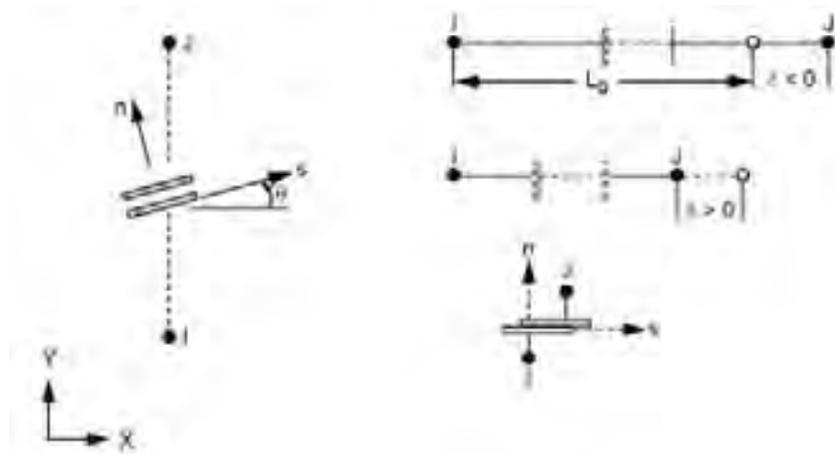


Fig. 3.10 Estructura del Elemento Contac12

3.3.4 RESTRICCIONES

El apoyo del tanque se simula restringiendo el desplazamiento en todas direcciones en todos los nodos inferiores de los elementos de contacto, de esta manera se permitirán las deformaciones en las placas. Se aplica una restricción de tipo axisimétrica en los extremos del techo y del fondo para que se considere la sección en una base de 360° (ver figuras 3.11-3.12).

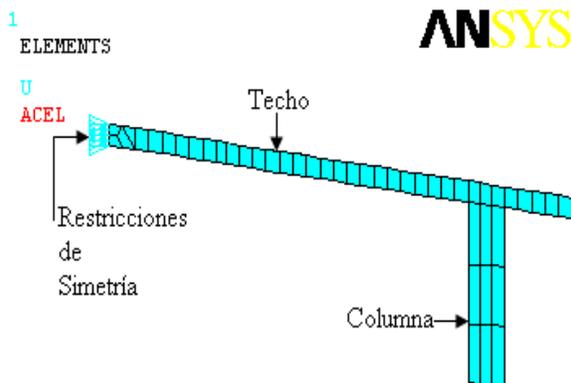


Fig. 3.11 Restricciones en Techo

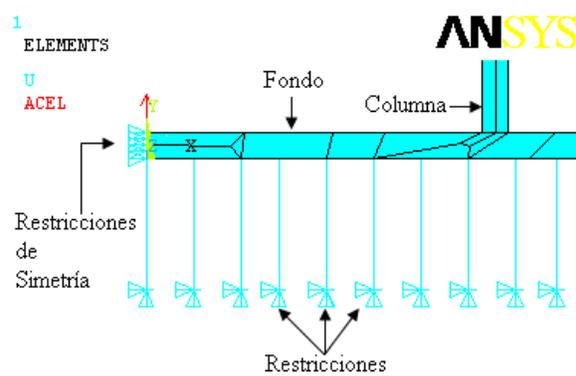


Fig. 3.12 Restricciones en Fondo

Con la finalidad de obtener el correcto comportamiento del tanque los análisis se consideran con/sin anclaje por lo que para simular esta condición se restringen los nodos del centro de la pestaña de las placas del fondo esto (ver figuras 3.13 y 3.14).

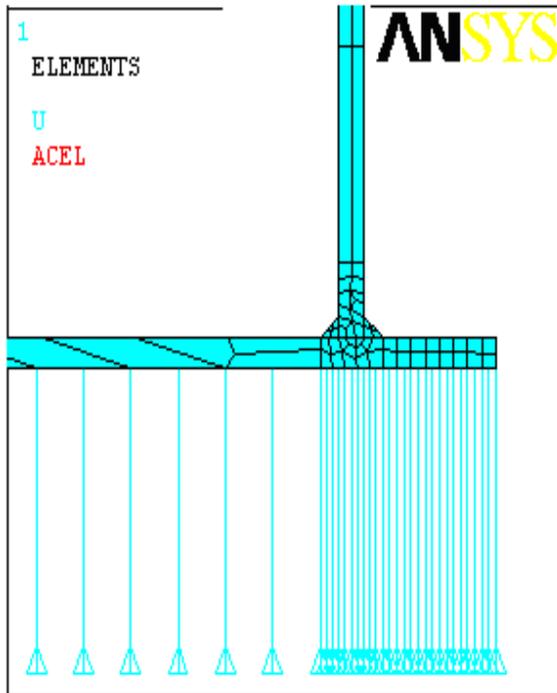


Fig. 3.13 Restricción Sin Anclaje

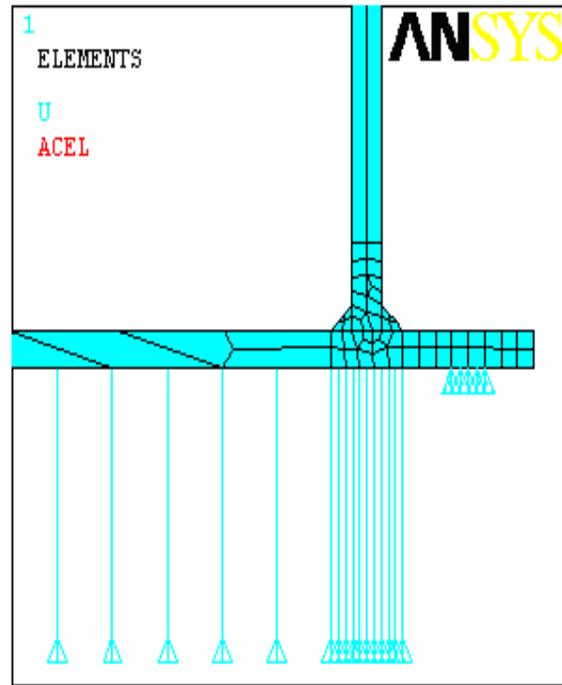


Fig. 3.14 Restricción Simulando Anclaje

En las figuras 3.15 y 3.16 se pueden apreciar los modelos generados tanto en Autocad como en Ansys respectivamente.

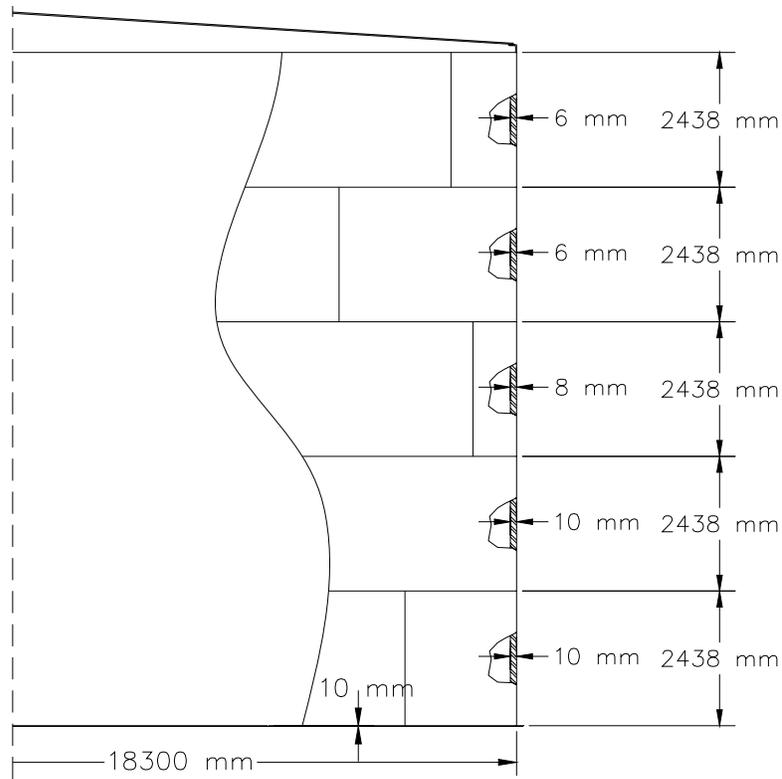


Fig. 3.15 Vista General del Dibujo en Autocad

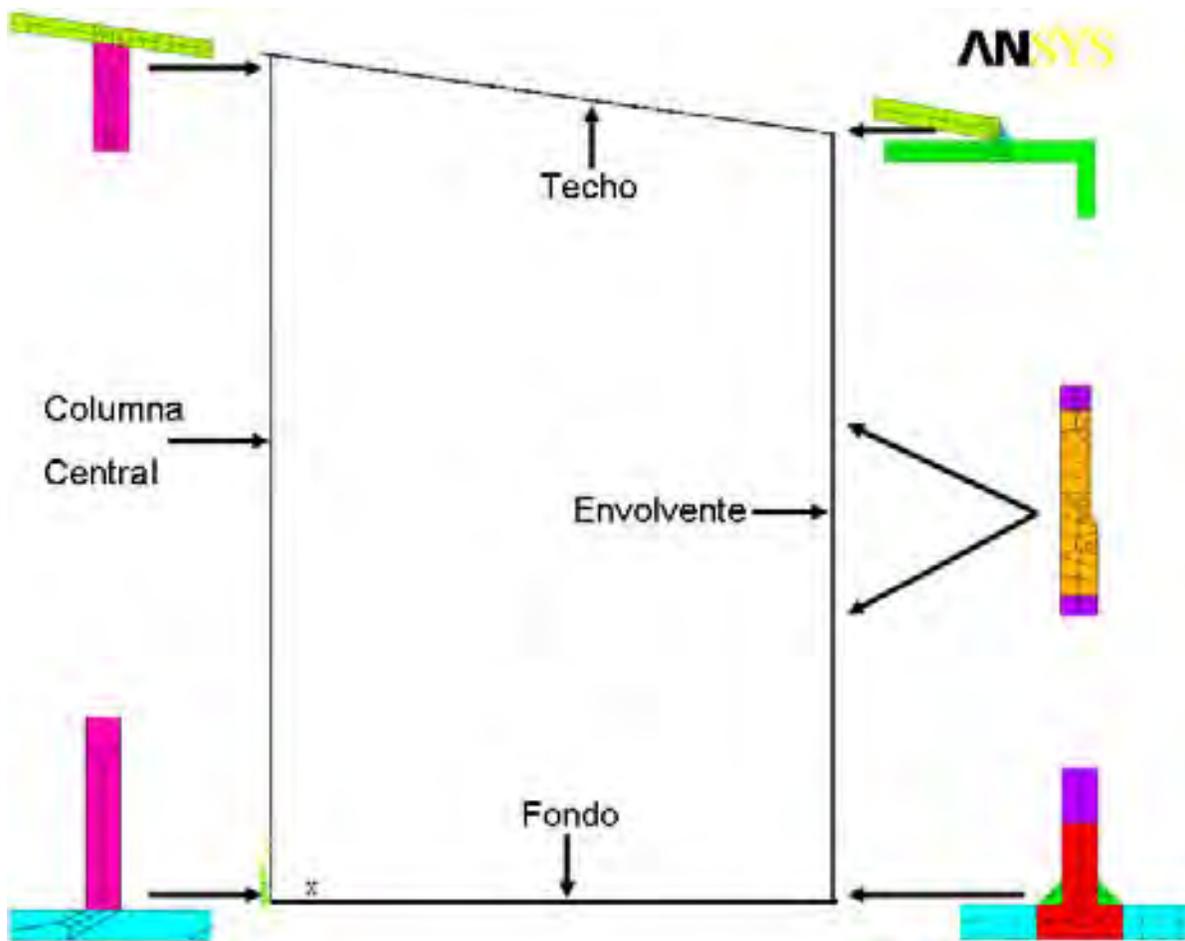


Fig. 3.16 Vista General del Modelo de Elementos Finitos

Las cargas se presentan en el capítulo siguiente, debido a los diferentes casos a analizar.

CAPITULO 4

ANALISIS EN DIFERENTES CONDICIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo pretende mostrar el comportamiento de un tanque de almacenamiento debido a la sobre presurización en diferentes condiciones como: tanque vacío, mitad lleno y lleno. Las condiciones anteriores se analizan variando la presión interna. Es importante aclarar que las presiones aplicadas son calculadas bajo el apéndice F del A.P.I. 650.

4.2 OBJETIVO

Determinar el estado de esfuerzos así como estudiar y verificar el comportamiento mecánico en las uniones techo-envolvente y envolvente-fondo. Comparar los resultados contra la norma A.P.I. 650 y prevenir fallas no deseadas.

4.3 CARGAS

Antes de efectuar algún análisis se calculan las cargas a aplicar. Estas son determinadas como presiones sobre los elementos:

Presión sobre el Techo

En vista de que los largueros, las traveses y las columnas secundarias no se modelan se contempla una presión uniforme sobre el techo. Esta presión es la división de la suma del peso total de los largueros, las traveses y las columnas secundarias entre el área que forman las placas del techo. La presión se aplicará a todos los modelos para simular el jalón que ejerce esta estructura a las placas. Con la siguiente ecuación se determina dicha presión:

$$P_T = \left(\frac{(P_{1-2} + P_{3-6} + P_{T1} + P_{C_{sec}})}{A_T} \right) = \left(\frac{73300.8 \text{ N}}{2.63 \times 10^8 \text{ mm}^2} \right) = 0.00027871 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.1)$$

Donde:

		Peso N (Kg)
$P_{1-2} =$	Largueros L1-L2	12299.2 (1254.16)
$P_{3-6} =$	Largueros L3-L6	19346.1 (1972.74)
$P_{T1} =$	Traveses T1	10711.7 (1092.28)
$P_{C_{sec}} =$	Columnas secundarias	30943.8 (3155.37)
	Σ	73300.8 (7473.5)
$A_T =$	Área del techo mm^2 (m^2)	2.63×10^8 (263)

Presión Hidrostática

Para determinar la presión hidrostática en el fondo y en la envolvente se recurre a la siguiente ecuación:

$$P_h = h \cdot g \cdot \rho \quad (4.2)$$

$$P_h = 12.164 \text{ m} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 119328.84 \text{ Pa} = 0.11933 \text{ MPa}$$

Donde:

P_h =	Presión hidrostática		Pa
h =	Nivel del líquido	12.164	m
g =	Fuerza de gravedad	9.81	m/s^2
ρ =	Densidad del líquido	1000	kg/m^3

Con el valor de la presión hidrostática se procede a obtener el gradiente de presiones a utilizar en la envolvente. Para este gradiente se calcula la variación de presión por cada mm (ver figura 4.1). La variación utilizada se deduce de la división de la presión hidrostática entre la altura del líquido:

$$\text{Variación} = \frac{P_h}{h} = \frac{0.11933 \text{ MPa}}{12164 \text{ mm}} = 0.00000981 \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} \quad (4.3)$$

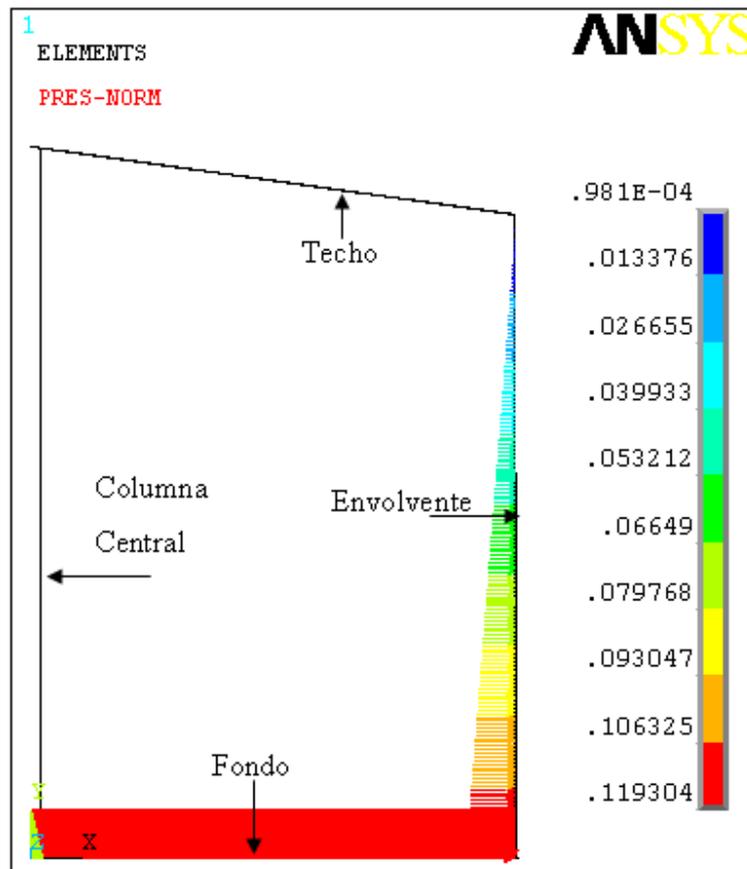


Fig. 4.1 Presión Hidrostática en Fondo y Envolvente

Presión máxima de diseño

Para obtener la presión máxima de diseño se utiliza la siguiente fórmula obtenida del inciso 4.1 del apéndice F del A.P.I. 650.

$$P_{\max} = \frac{1.1 \cdot A \cdot \tan \theta}{D^2} + 0.08(t) \quad (4.4)$$

Dicha presión fue utilizada en la revisión por viento en el capítulo 2 inciso 2.9 siendo ésta de:

$$P_{\max} = 1.268 \text{ kPa}$$
$$P_{\max} = 0.001268 \text{ MPa}$$

Presión de falla en la unión Techo-Envolvente

Para tanques de junta frágil, la falla puede esperarse cuando el esfuerzo en el área a compresión alcance el límite de fluencia. Con base en lo anterior se ha desarrollado una ecuación aproximada para obtener la presión a la cual la falla en la unión anteriormente mencionada deba ocurrir (inciso 6 del apéndice F del A.P.I. 650).

$$P_f = 1.6P_i + 0.047(t) \quad (4.9)$$

Donde:

P_f	=	Presión de falla		MPa
P_i	=	Presión interna de diseño	1.268	kPa
t	=	espesor del techo	5	mm

$$P_f = 1.6(1.268 \text{ kPa}) + 0.047(5 \text{ mm})$$

$$P_f = 1.7948 \text{ kPa}$$

$$P_f = 0.0017948 \text{ MPa}$$

0.8 de la Presión de falla

Para proveer un margen de seguridad entre la presión máxima de diseño y la presión de falla calculada, se sugiere una presión de operación máxima para tanques de junta frágil según el inciso 4.3 del apéndice F del A.P.I. 650:

$$P_{op.\max} \leq 0.8 \cdot P_f \quad (4.10)$$

Donde:

$P_{op.\max}$	=	Presión de operación máxima		MPa
P_f	=	Presión de falla	0.0017938	MPa

$$P_{op.\max} \leq 0.8 \cdot 0.0017948 \text{ MPa}$$

$$P_{op.\max} \leq 0.001436 \text{ MPa}$$

4.4 ANÁLISIS

Caso I Tanque Vacío

Se analiza la respuesta de un tanque vacío con columna central con/sin anclaje a diferentes presiones:

- **Peso Propio;** Para este caso no hay presión alguna a considerar, la única carga del tanque es su peso propio.
- **Con presión máxima de diseño;** Cargas a considerar son el peso propio más la presión interna en todas las superficies.
- **Con 0.8 de la presión de falla;** Se considera el peso propio más 0.8 de la presión falla en todas las superficies.
- **Con la presión de falla;** Se aplica la presión de falla en todas las superficies y se considera el peso propio.

Resultados Caso I

Peso Propio

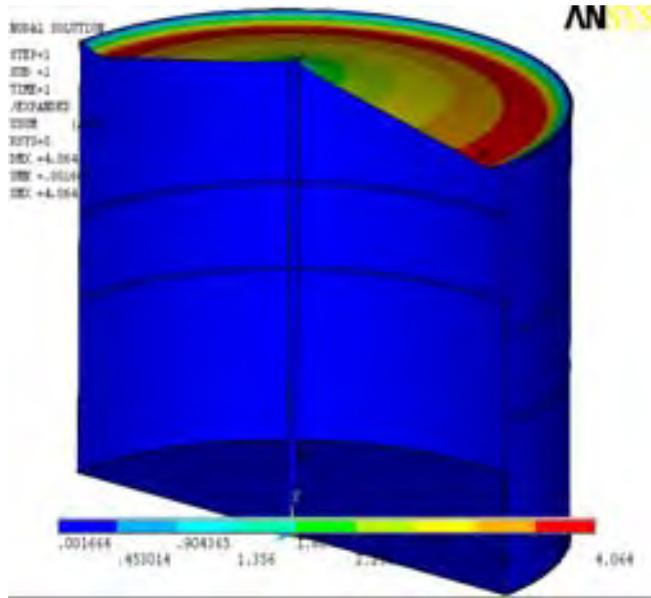
Los siguientes resultados se obtuvieron del modelo donde el tanque cuenta con columna pero no está anclado.

Al no contar con largueros como soporte se crea una deflexión máxima de 4 mm en las placas del techo ver figura 4.2-a. Las deformaciones en las uniones techo-envolvente y envolvente fondo son prácticamente nulas. Los detalles de ambas uniones se pueden apreciar en las figuras 4.2-b y 4.2-c.

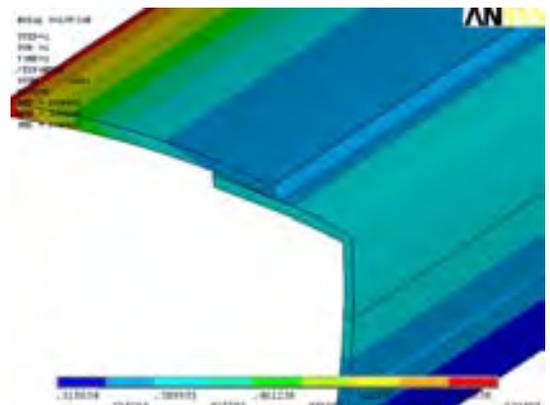
Los esfuerzos equivalentes se aprecian en la figura 4.3, donde el esfuerzo máximo se concentra en la unión entre la columna y el techo con un valor de 201.646 MPa. Es importante precisar que sobre la columna se apoya el capitel y sobre éste las placas guía donde se aseguran los largueros y encima las placas del techo, por lo que esa concentración de esfuerzos se puede descartar, se modeló de esta manera sólo para simplificar y simular cierto soporte a las placas del techo.

El valor del esfuerzo en la junta techo-envolvente es de 34.44 MPa. En cuanto a la junta envolvente-fondo se tiene una concentración de esfuerzos de 7.069 MPa (ver figs 4.3-b,4.3-c).

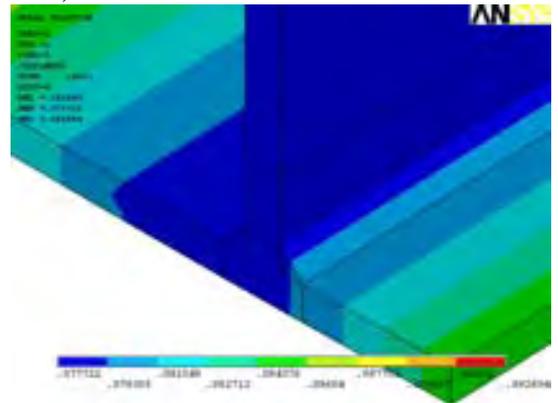
Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 100 veces.



a) Deformación Máx. de 4.064 mm.

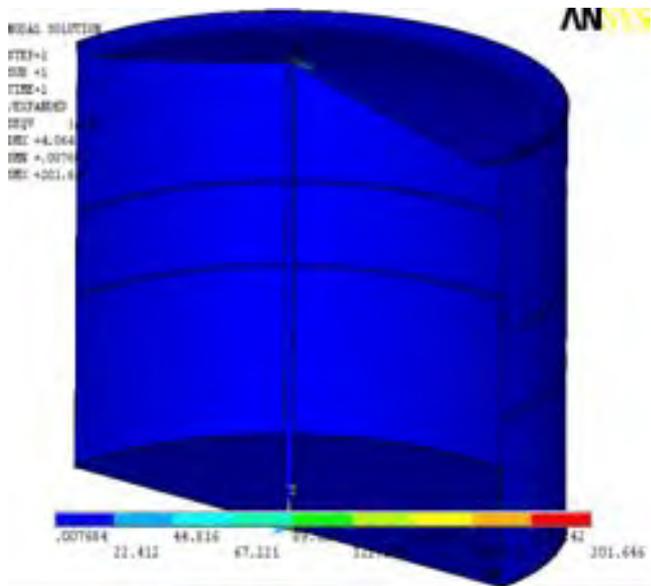


b) Deformación Máx. de 0.639 mm

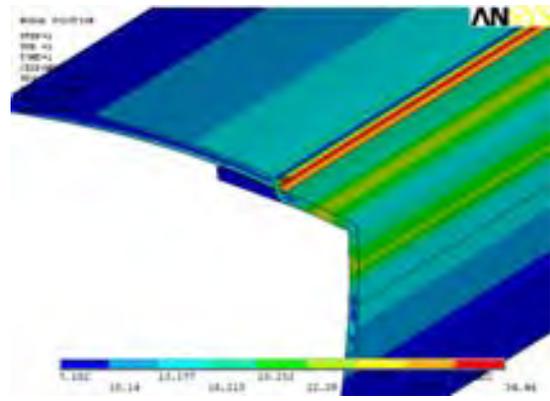


c) Deformación Máx. de 0.092 mm

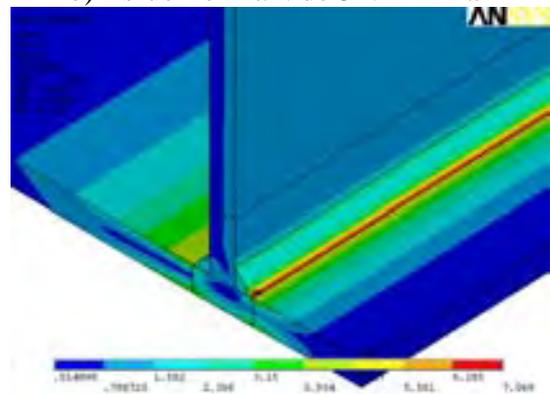
Fig. 4.2 Deformaciones Resultantes bajo Peso Propio



a) Esfuerzo Máx. de 201.646 MPa.



b) Esfuerzo Máx. de 34.44 MPa



c) Esfuerzo Máx. de 7.069 MPa

Figura 4.3 Esfuerzos Resultantes bajo Peso Propio

Con Presión Máxima de Diseño

A continuación se presentan los esfuerzos y deformaciones obtenidos del tanque con columna y sin anclar bajo presión máxima de diseño.

El efecto de la presión aplicada es evidente en las placas del techo, es ahí donde la deformación alcanza 15 mm. En la unión techo-envolvente la deformación es de 2.47 mm, mientras en la unión envolvente-fondo es prácticamente nula. Las deformaciones resultantes así como sus detalles se pueden observar en la figura 4.4.

Para esta condición el esfuerzo máximo se presenta en la unión techo-envolvente siendo éste de 140.8 MPa. En la zona envolvente-fondo el esfuerzo es de sólo 4.6 MPa. Ambos esfuerzos no representan ningún riesgo a la integridad del tanque. Los esfuerzos resultantes así como sus detalles se pueden observar en la figura 4.5.

Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 30 veces.

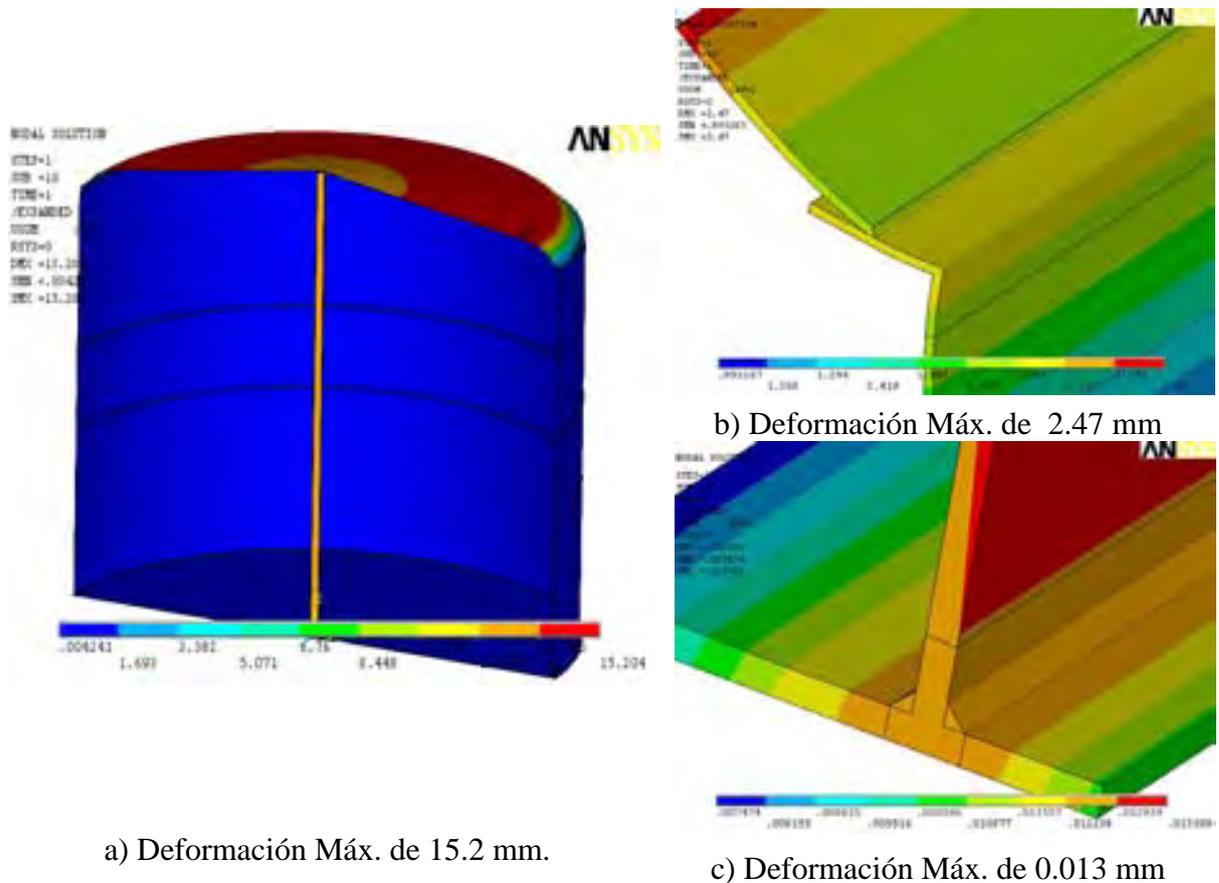


Fig. 4.4 Deformaciones Resultantes bajo Presión Máxima de Diseño

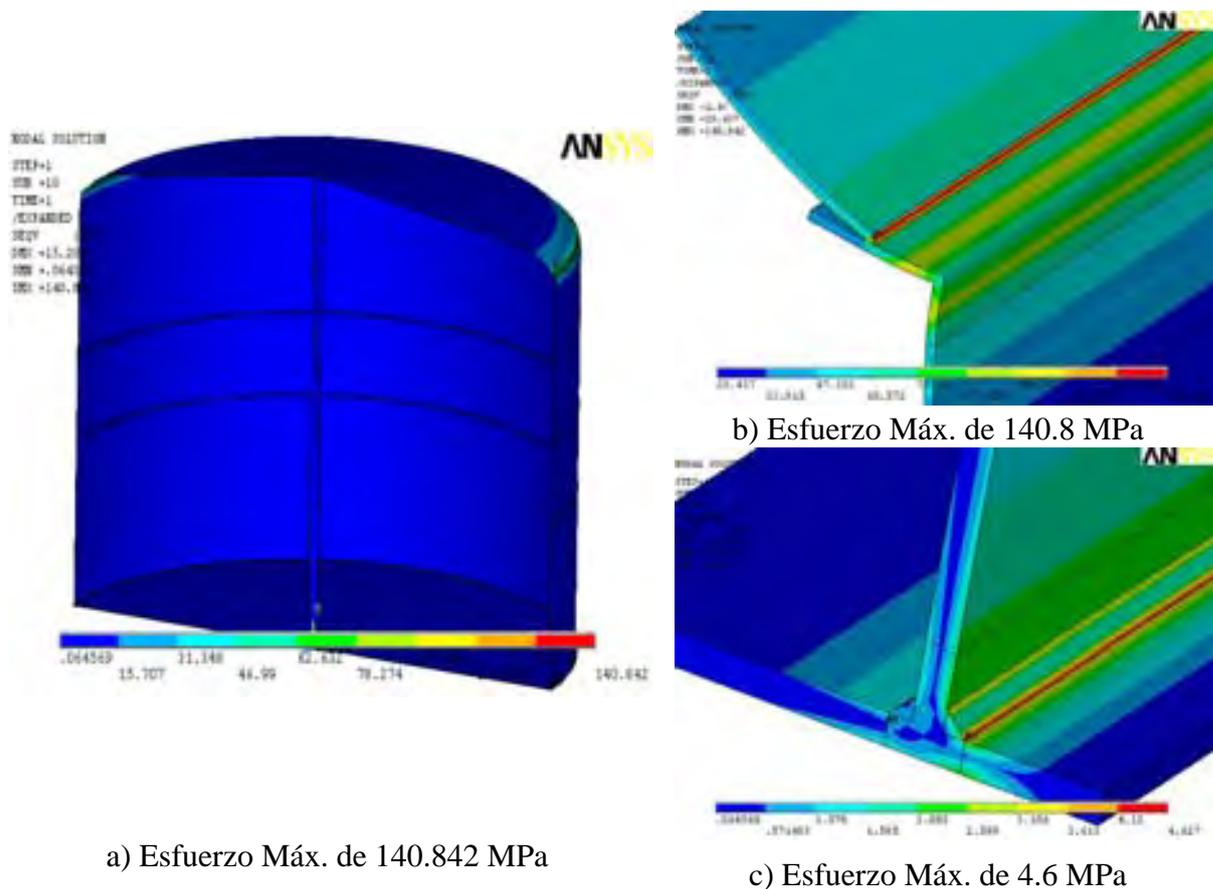


Figura 4.5 Esfuerzos Resultantes bajo Presión Máxima de Diseño

Con 0.8 de la Presión de falla

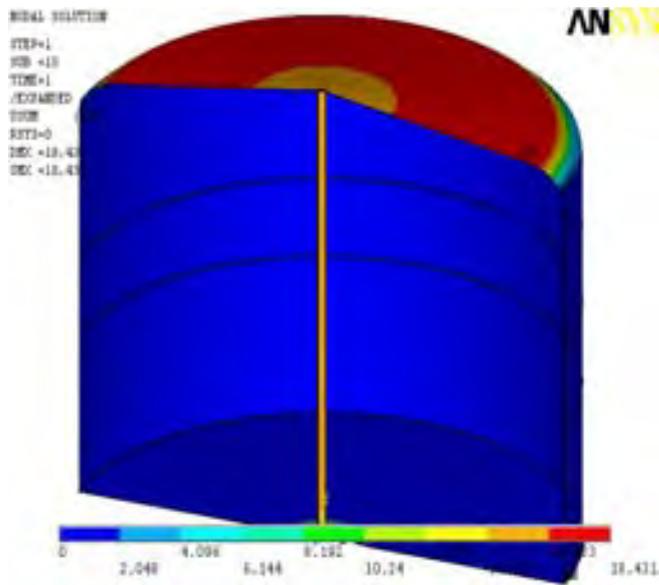
Para esta condición se presentan los esfuerzos y deformaciones del tanque anclado con columna bajo 0.8 de la presión de falla.

Bajo esta presión la deformación tanto en las placas del techo como en las uniones techo-envolvente y envolvente-fondo aumentan.

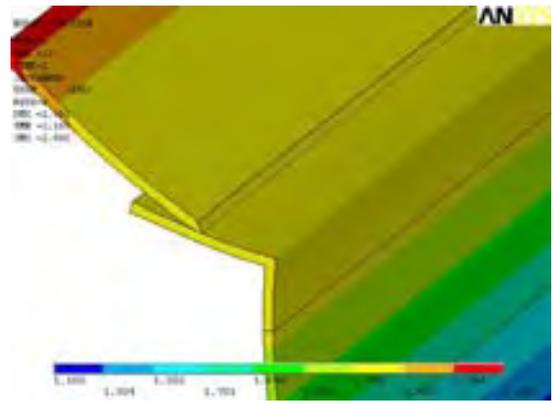
En la unión techo-envolvente la deformación máxima es de sólo 2.8 mm. Por otro lado en la unión envolvente-fondo es prácticamente nula. Las deformaciones resultantes así como sus detalles se presentan en la figura 4.6

El esfuerzo máximo se concentra en la unión techo-envolvente siendo éste de 172 MPa. Cerca de la unión envolvente-fondo el esfuerzo es de tan sólo 3.7 MPa. Los esfuerzos resultantes así como sus detalles se presentan en la figura 4.7

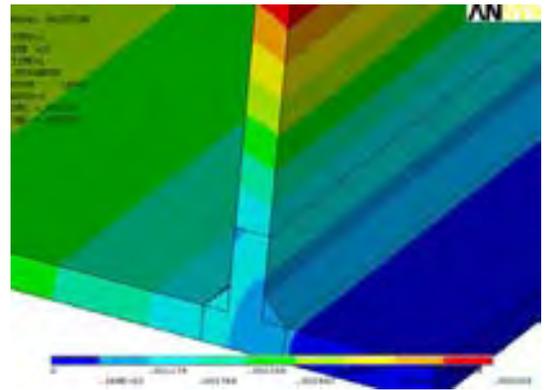
Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 30 veces.



a) Deformación Máx. de 18.431 mm.

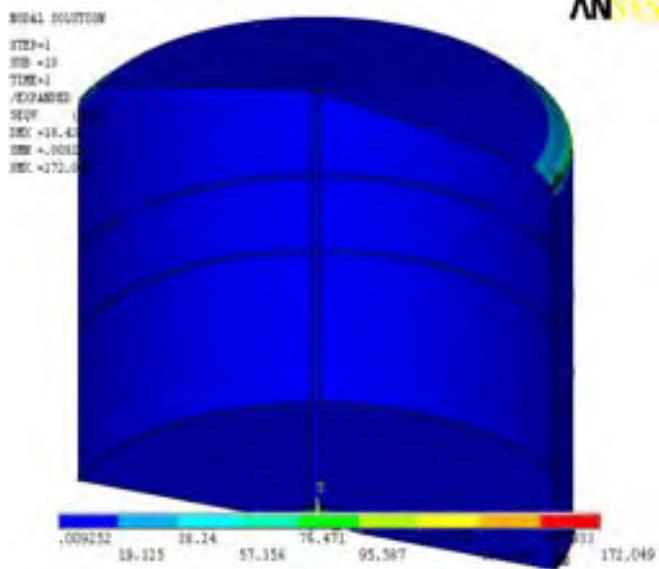


b) Deformación Máx. de 2.892 mm

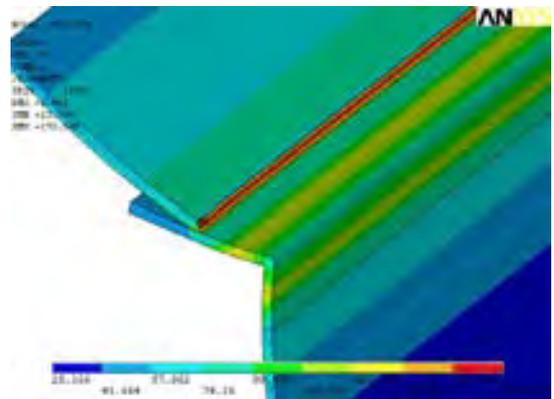


c) Deformación Máx. de 0.005 mm

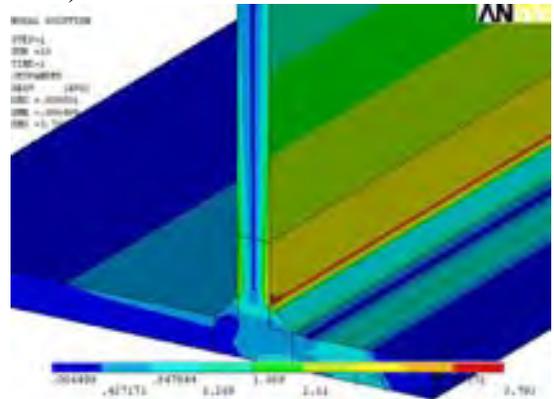
Fig. 4.6 Deformaciones Resultantes bajo 0.8 de la Presión falla



a) Esfuerzo Máx. de 172.049 MPa



b) Esfuerzo Máx. de 172.049 MPa



c) Esfuerzo Máx. de 3.793 MPa

Figura 4.7 Esfuerzos Resultantes bajo 0.8 de la Presión falla

Con Presión de Falla

Para esta condición se muestran los resultados tanto de esfuerzos como deformaciones del tanque anclado y con columna.

Con esta presión, la máxima deformación en las placas del techo alcanza 24.8 mm, mientras en la unión techo-envolvente es de 4.2 mm. En la unión envolvente-fondo el anclaje evita deformación alguna. Las deformaciones resultantes así como sus detalles se observan en la figura 4.8.

Se aprecia un aumento de los esfuerzos en la unión techo-envolvente a 235.2 MPa, el cual queda aún por debajo del esfuerzo de fluencia del material (250 MPa). Bajo esta condición se esperaba que el esfuerzo en dicha unión sobrepasaría los 250 MPa, por lo que lo establecido en el apéndice F del API 650 no se cumple. Los esfuerzos en la unión envolvente-fondo se mantienen en 3.7 MPa.

Las deformaciones de las figuras mencionadas están aumentadas 30 veces.

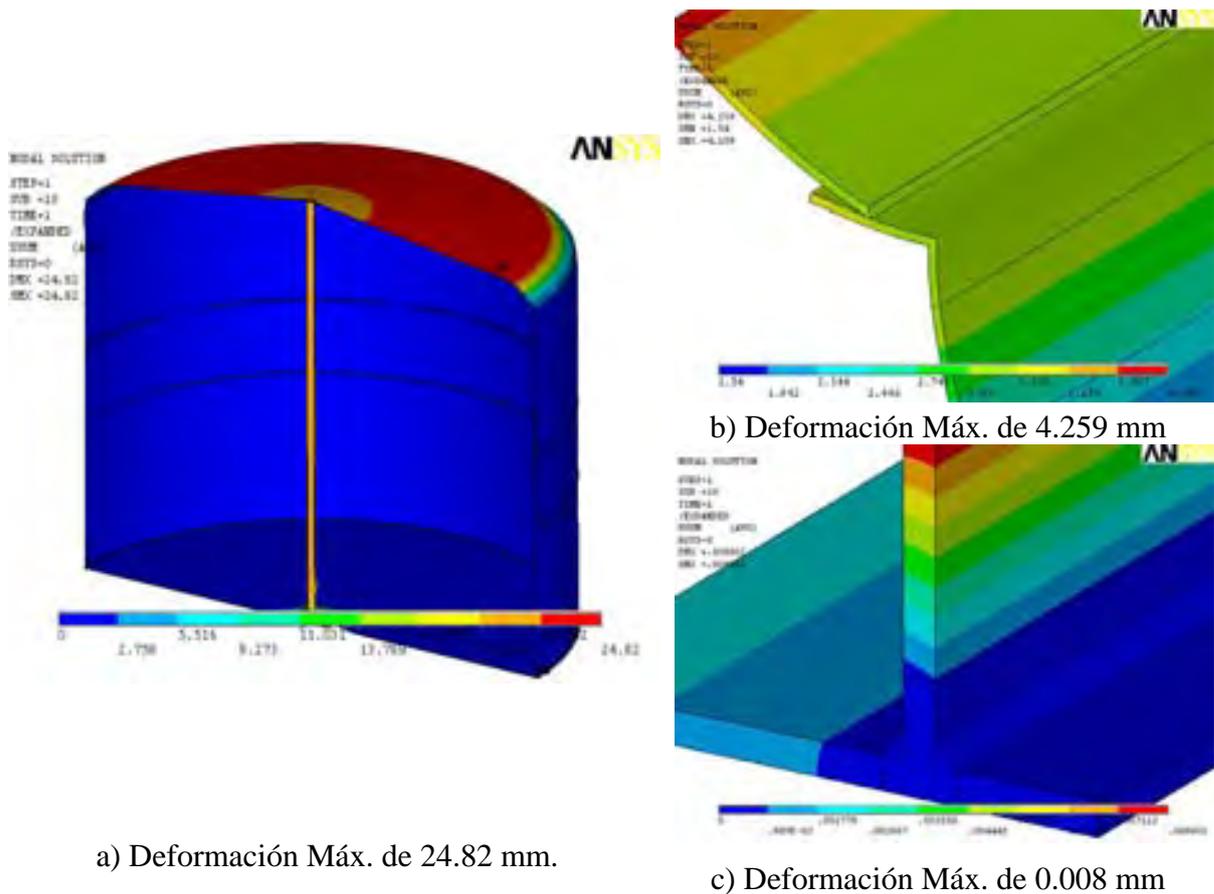


Fig. 4.8 Deformaciones Resultantes bajo Presión de Falla

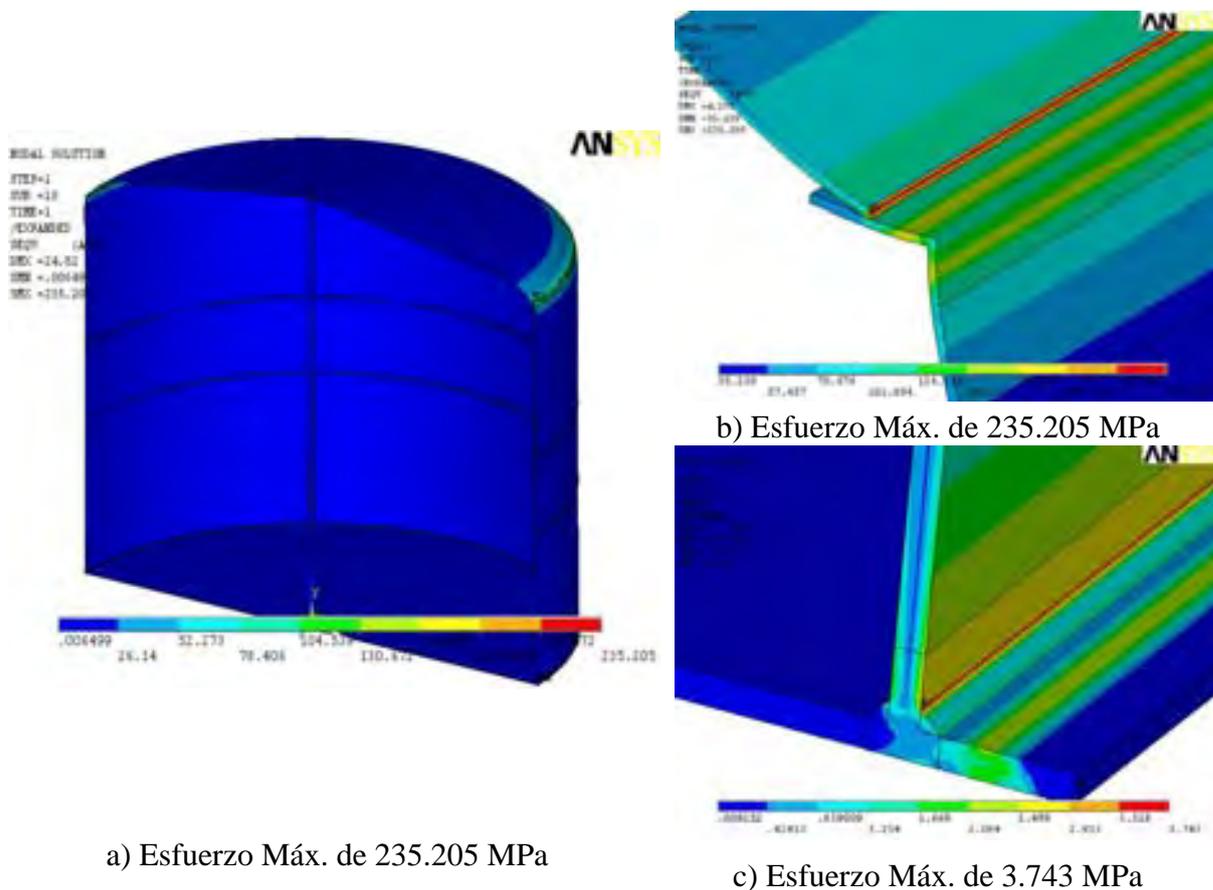


Figura 4.9 Esfuerzos Resultantes bajo Presión de Falla

Tabla 4.1 Resumen de Resultados del Tanque Vacío

Condición	Unión	Tanque Anclado		Tanque Sin Anclar		ESF. Permissible (Mpa)
		ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	
Peso Propio	T-E	34.57	0.66	34.44	0.639	250
	E-F	6.88	0.002	7.07	0.092	
Pr. Máx. Diseño	T-E	135.77	1.86	140.84	2.47	
	E-F	5.99	0.005	4.63	0.013	
Pr. 0.8 de Falla	T-E	172.05	2.89	172.11	2.82	
	E-F	3.79	0.005	4.10	0.0115	
Pr. de Falla	T-E	235.21	4.26	235.34	3.33	
	E-F	3.74	0.008	3.71	0.0116	

T-E = Techo - Envolverte
E-F = Envolverte - Fondo

Caso II

Tanque Mitad Lleno

Se analiza la respuesta de un tanque mitad lleno con columna con/sin anclaje para cuatro situaciones:

Las condiciones y el resumen de resultados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Resultados del Tanque Mitad Lleno

Condición	Unión	Tanque Anclado		Tanque Sin Anclar		ESF. Permissible (Mpa)	
		ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	ESF. (Mpa)	DEF. (mm)		
Peso Propio	T-E	46.616	0.600	32.976	0.428	250	
	E-F	86.899	0.049	76.116	0.096		
Pr. Máx. Diseño	T-E	66.219	0.741	110.808	1.408		
	E-F	88.922	0.050	77.776	0.105		
Pr. 0.8 de Falla	T-E	143.041	1.842	144.396	1.853		
	E-F	89.579	0.055	77.996	0.106		
Pr. de Falla	T-E	217.307	2.903	219.223	2.882		
	E-F	90.417	0.059	78.439	0.110		
T-E = Techo - Envolverte E-F = Envolverte – Fondo							

Hay que aclarar que el apéndice F del API 650 no especifica el nivel del producto a considerar en cuanto a la aplicación de presiones, es por esta razón que se realizó este caso.

La deformación máxima obtenida bajo la condición de la presión de falla no representa algún riesgo a la integridad del tanque pues es de tan sólo 2.9 mm. Los esfuerzos resultantes a una presión de falla son a penas de 217.3 MPa, cuando deberían de alcanzar o sobrepasar los 250 MPa, por lo tanto, lo establecido en dicho apéndice no se cumple.

Caso III Tanque Lleno

Se analiza la respuesta de un tanque lleno con/sin anclaje y con/sin restricciones en las placas del techo para cuatro situaciones:

- **Peso Propio:** Se aplica la presión hidrostática al fondo del tanque y la variación de presión a las placas de la envolverte.
- **Con Presión Máxima de Diseño:** Se suma la presión hidrostática más la presión máxima de diseño y se aplican al fondo del tanque y a la envolverte con una nueva variación de presión. Se aplica la presión máxima de diseño en las superficies donde no hay líquido.
- **Con 0.8 de la Presión de falla:** Se suma la presión hidrostática más 0.8 de la presión de falla y se aplican al fondo del tanque y a la envolverte con una nueva variación de presión. Se aplica 0.8 de la presión de de falla en las superficies donde no hay líquido.
- **Con la presión para causar falla en la unión Techo-Envolverte:** Se suma la presión hidrostática más la presión para causar falla, se aplican al fondo del tanque y a la envolverte con una nueva variación de presión. Se aplica la presión de falla en las superficies donde no hay líquido.

Resultados Caso III

Peso Propio

Para este caso se presentan las imágenes y resultados del análisis del tanque sin columna y sin anclar. Las deformaciones máximas se crean en las placas del techo siendo estas de 12.4 mm (ver figura 4.10-a). En los primeros anillos de la envolvente se distingue cierta deformación a causa de la presión que ejerce el líquido (ver detalle de la unión envolvente-fondo figura 4.10-c).

Al no contar con soporte alguno como columnas y largueros la unión techo-envolvente presenta una concentración de esfuerzos de 97.3 MPa (ver figura 4.11), siendo su deformación de 0.8 mm. El esfuerzo máximo se concentra en la unión envolvente-fondo con un valor de 155 MPa (ver la fig. 4.11-c).

Es importante aclarar que las deformaciones de las gráficas están magnificadas 50 veces.

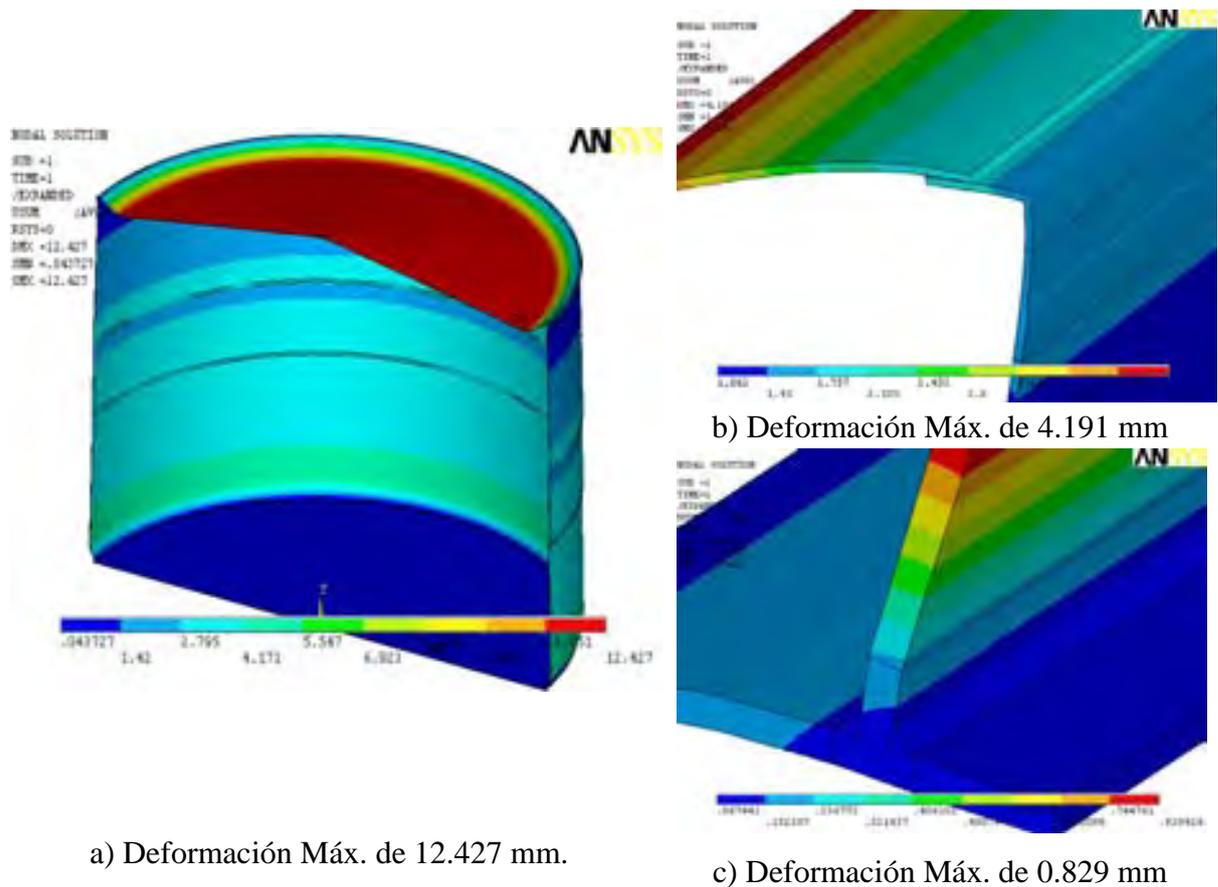
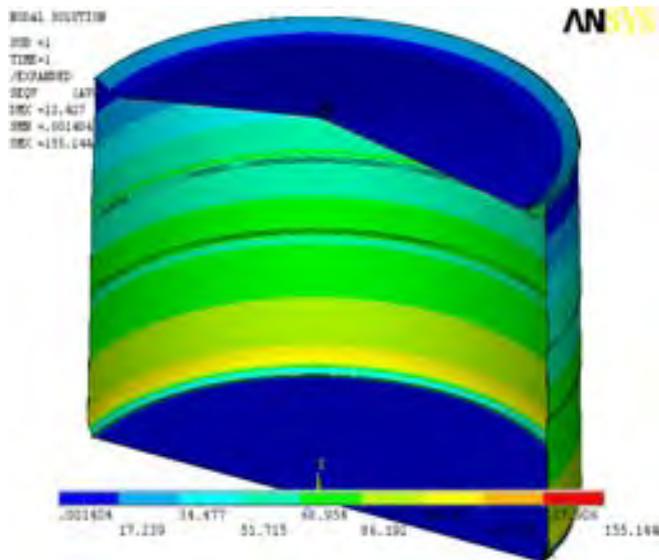
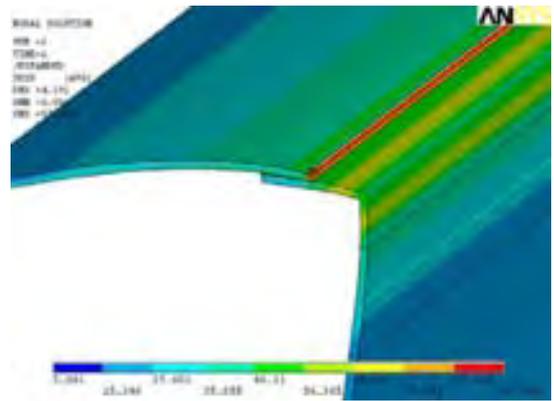


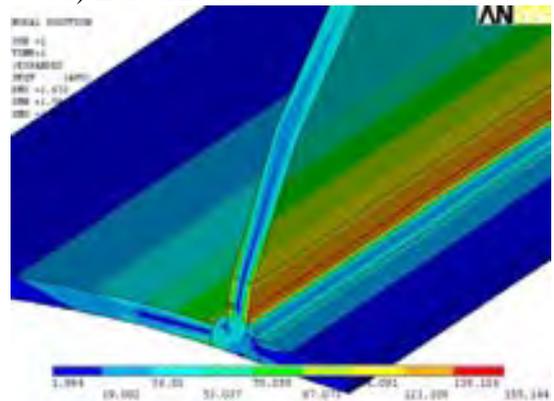
Fig. 4.10 Deformaciones Resultantes sin anclaje sin columna



a) Esfuerzo Máx. de 155.144 MPa



b) Esfuerzo Máx. de 97.384 MPa



c) Esfuerzo Máx. de 155.144 MPa

Fig. 4.11 Esfuerzos Resultantes sin anclaje sin columna

Con Presión Máxima de Diseño

Para este caso se presentan las imágenes y resultados del análisis del tanque anclado con columna.

El efecto de la presión en el techo es notable (ver fig. 4.12-a), tanto los esfuerzos como las deformaciones más críticas se presentan en las placas del techo. Se generan concentraciones de esfuerzos en la junta techo-columna muy elevados (ver fig. 4.13-a).

El esfuerzo en la unión techo-envolvente es de 127.5 Mpa. Cerca de esta zona se localiza la máxima deformación siendo de 3.145 mm (figs. 4.12-b y 4.13-b).

Se puede notar que el anclaje ayuda a disminuir la deformación en la unión envolvente-fondo siendo su deformación de sólo 0.76 mm (fig. 4.12-c), en cuanto al esfuerzo de esta zona éste alcanza los 163.6 Mpa (fig. 4.13-c).

Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 50 veces.

Con Presión de 0.8 de falla

Para este caso se presentan las imágenes y resultados del análisis del tanque anclado sin columna.

El anclaje mantiene el fondo en su sitio evitando grandes levantamientos de las placas (fig. 4.14-c). Los esfuerzos de esta zona no tienen un aumento considerable, aún así son un poco más altos que en el análisis por presión máxima de diseño (fig. 4.15-c).

La máxima deformación ocurre en las placas del techo siendo de 28.9 mm (fig. 4.14-a), mientras en la unión techo-envolvente aumenta de 3.14 mm a 4.72 mm (fig. 4.14-b).

Se han generado esfuerzos muy elevados en la unión techo-envolvente de hasta 260.7 MPa (fig. 4.15-b), éste esfuerzo sobrepasa el límite de fluencia del material el cual es de 250 MPa, por lo que se puede esperar una falla en dicha unión. Es importante mencionar que esta falla sucede antes que la falla en la envolvente-fondo, pero ocurriría tan sólo con 0.8 de la presión de falla por lo cual lo especificado en la norma A.P.I. 650 no se cumple.

Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 25 veces.

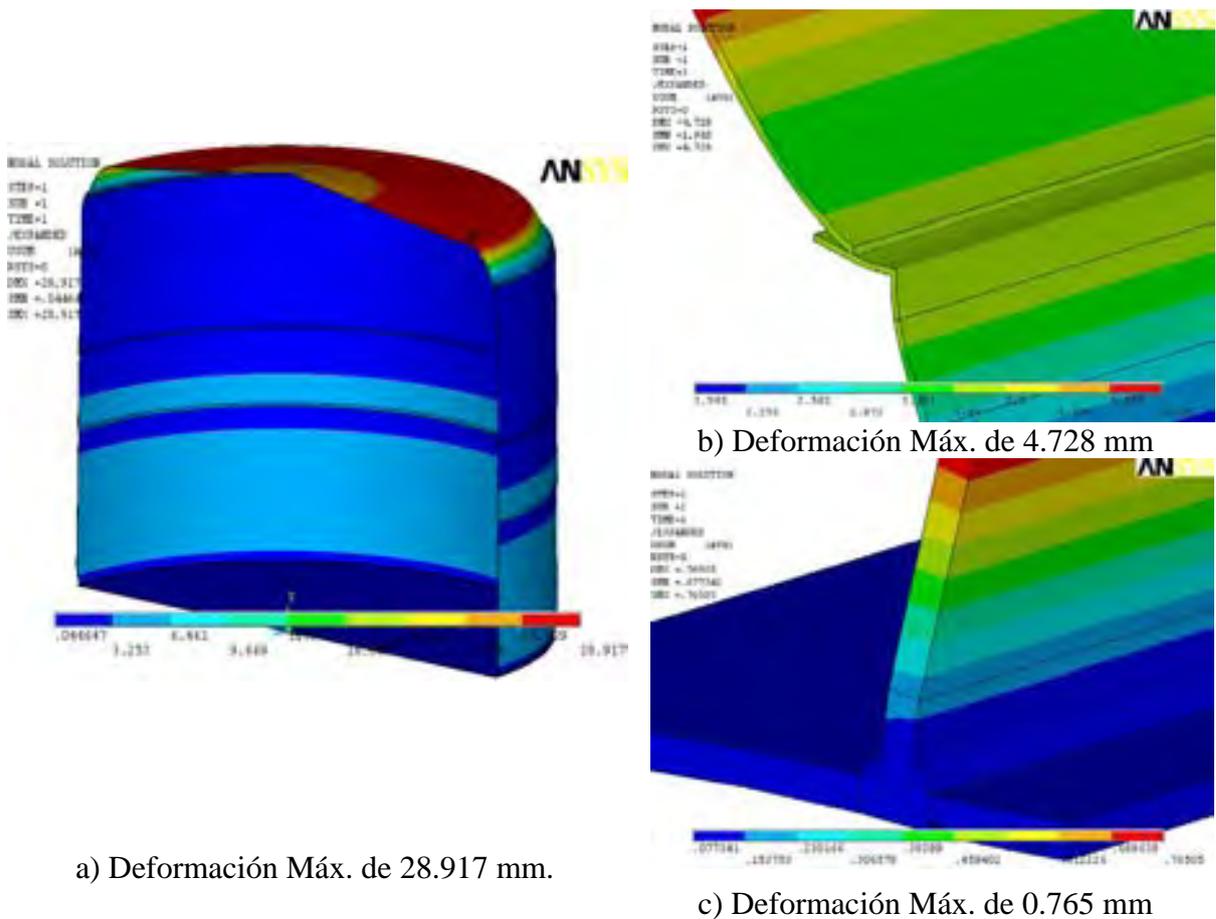


Fig. 4.14 Deformaciones Resultantes

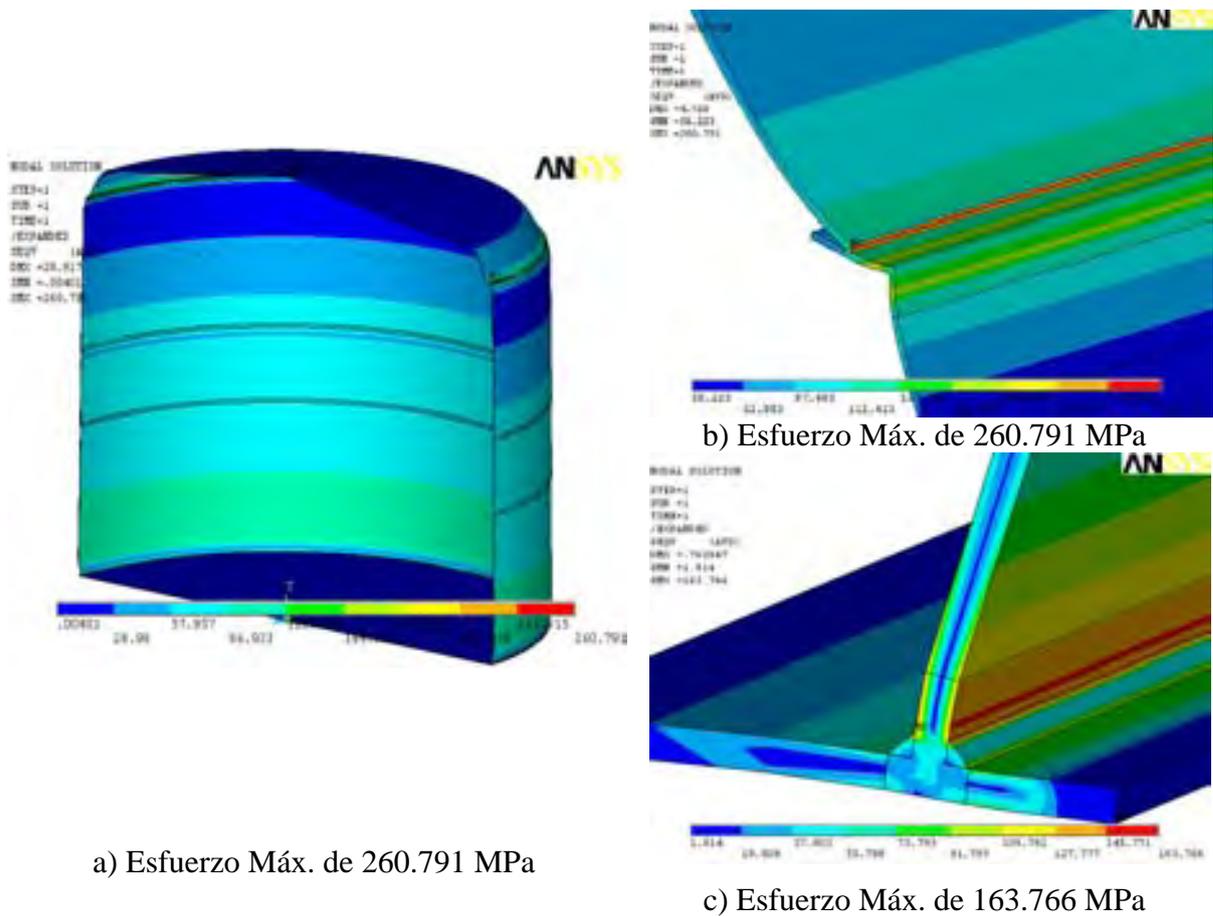


Fig. 4.15 Esfuerzos Resultantes

Con Presión de Falla

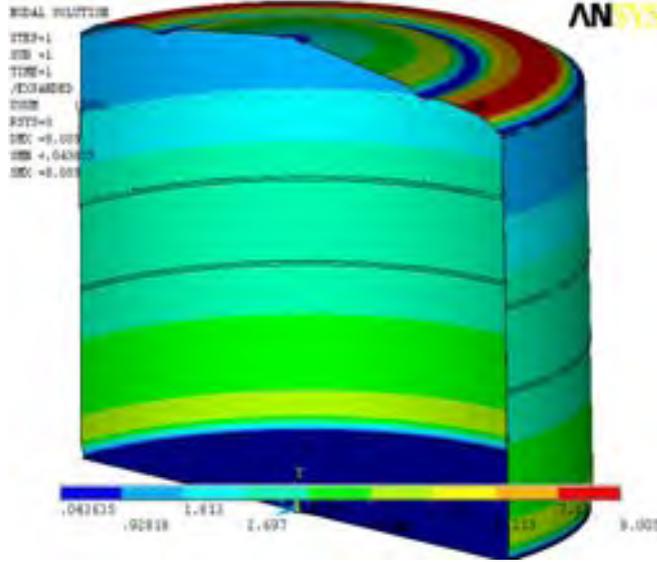
Para este caso se presentan las imágenes y resultados del análisis del tanque con restricciones en las placas del techo y sin anclar.

Se han puesto dos restricciones en el techo para simular que las placas del techo van soldadas de forma intermitente a los largueros, de esta manera se espera que los esfuerzos y deformaciones se distribuyan a lo largo de las placas del techo lo que resulta en un comportamiento más real.

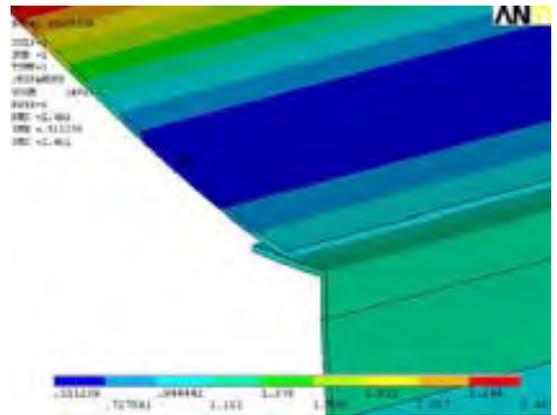
A pesar de utilizar la presión de falla la deformación máxima en las placas del techo disminuye a 8 mm (fig. 4.16-a), mientras la deformación en la unión techo-envolvente es de sólo 2.46 mm (fig. 4.16-b). Por otra parte en la unión de la envolvente-fondo se crea una deformación máxima de 0.84 mm (fig. 4.16-c).

Los esfuerzos en la unión techo-envolvente disminuyen a 75.78 MPa (fig. 4.17-b). El esfuerzo más crítico se concentra en una de las restricciones del techo siendo éste de 186 MPa (fig. 4.19).

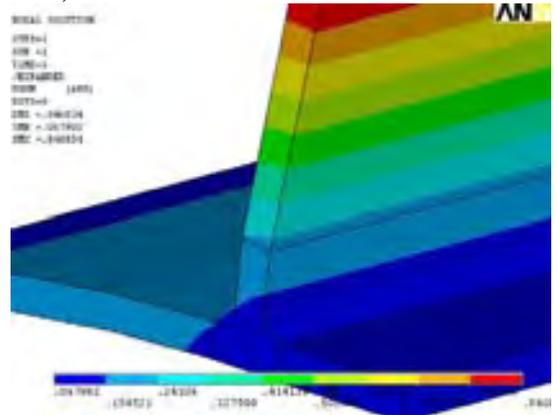
Las deformaciones de las gráficas están magnificadas 30 veces.



a) Deformación Máx. de 8 mm.

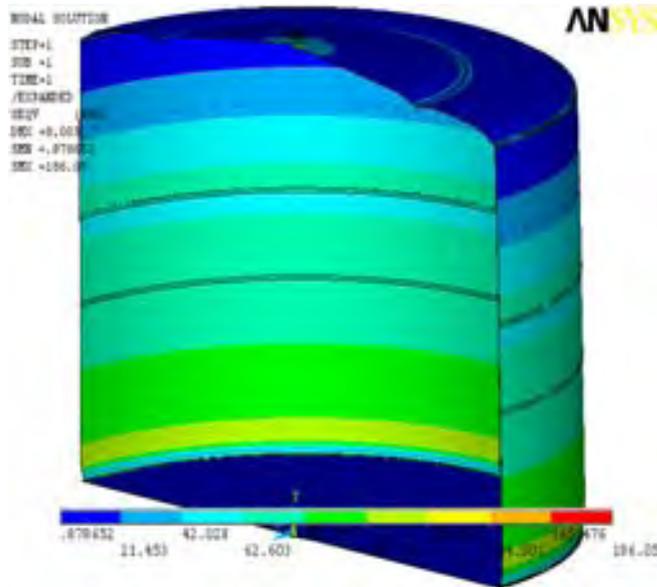


b) Deformación Máx. de 2.461 mm

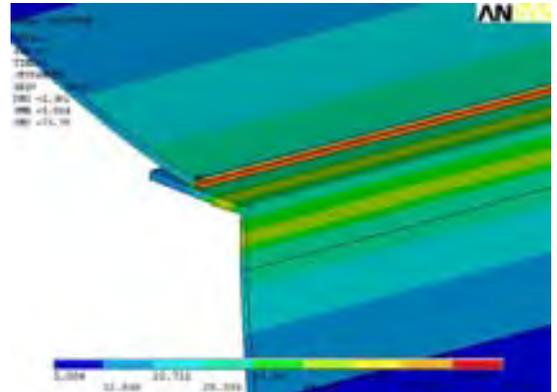


c) Deformación Máx. de 0.846 mm

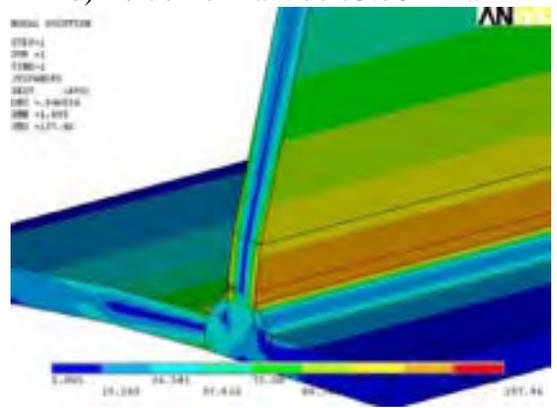
Fig. 4.16 Deformaciones Resultantes



a) Esfuerzo Máx. de 186.05 MPa



b) Esfuerzo Máx. de 75.78 MPa



c) Esfuerzo Máx. de 157.46 MPa

Fig. 4.17 Esfuerzos Resultantes

Los detalles de la restricción del techo se observan en las siguientes figuras.

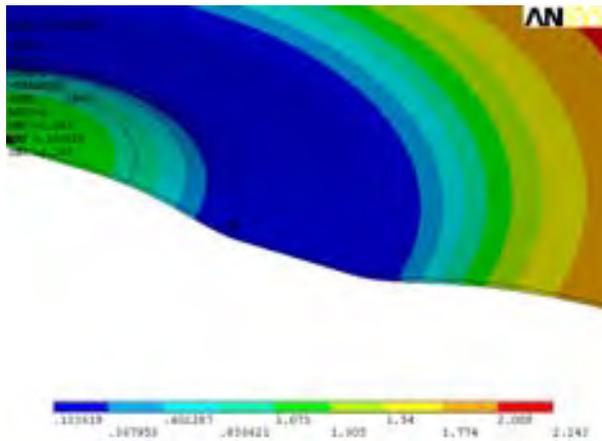


Fig. 4.18 Deformación Máx. de 2.243 mm en la Restricción del Techo

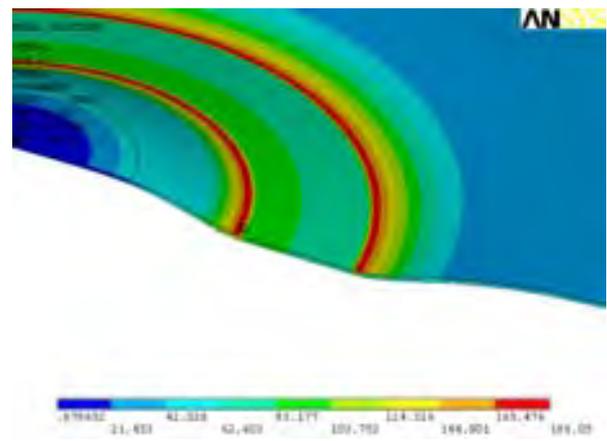


Fig. 4.19 Esfuerzo Máx. de 186 MPa en la Restricción del Techo

En las siguientes tablas se aprecia el resumen de todos los análisis hechos al tanque lleno.

Tabla 4.3 Resumen de Resultados del Tanque Lleno Sin Anclar

Condición	Unión	Tanque Sin Anclar						ESF. Permissible (Mpa)
		Con Columna		Sin Columna		Con Restr. en Techo		
		ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	
Peso Propio	T-E	26.56	1.31	97.38	4.19	20.76	1.39	250
	E-F	154.8	0.83	155.14	0.83	154.8	0.83	
Pr. Máx. Diseño	T-E	123.86	1.87	219.05	3.2	47.49	1.12	
	E-F	156.27	0.84	156.74	0.85	156.42	0.84	
Pr. 0.8 de Falla	T-E	154.79	2.23	260.79	3.76	56.47	1.16	
	E-F	156.47	0.85	156.59	0.85	156.63	0.84	
Pr. de Falla	T-E	224.12	3.1	350.34	4.98	75.78	2.46	
	E-F	156.87	0.85	156.74	0.86	157.46	0.85	

T-E = Techo – Envoltente
E-F = Envoltente – Fondo

Tabla 4.4 Resumen de Resultados del Tanque Lleno Anclado

Condición	Unión	Tanque Anclado				ESF. Permissible (Mpa)
		Con Columna		Sin Columna		
		ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	ESF. (Mpa)	DEF. (mm)	250
Peso Propio	T-E	26.18	1.45	97.38	2.2	
	E-F	161.95	0.72	161.94	0.75	
Pr. Máx. Diseño	T-E	127.57	1.94	219.05	3.22	
	E-F	163.63	0.76	163.76	0.76	
Pr. 0.8 de Falla	T-E	158.44	2.3	260.79	4.73	
	E-F	163.66	0.76	163.76	0.77	
Pr. de Falla	T-E	229.11	3.19	350.3	4.99	
	E-F	164.52	0.77	164.53	0.77	

T-E = Techo – Envolverte
E-F = Envolverte – Fondo

CONCLUSIONES

Del trabajo realizado se pueden mencionar las siguientes conclusiones:

1.- Las ecuaciones del apéndice F del API 650 para obtener las cargas a aplicar no contemplan el peso de la estructura (largueros, parte de las columnas secundarias, parte de la columna central, etc...) y solamente son ecuaciones aproximadas.

2.- El apéndice mencionado anteriormente no indica un nivel del producto en el tanque, es decir no señala si las cargas a aplicar deben evaluarse con el tanque vacío, a la mitad o lleno, es por ello que se propusieron revisar estos tres casos.

3.- Los esfuerzos localizados en la unión envolvente-fondo en el tanque vacío bajo peso propio son mayores que cuando se evalúa la misma condición con cierta presión interna. Se comprende que sin presión alguna todo el peso del tanque es soportado por la unión envolvente-fondo, de ahí que haya cierta concentración de esfuerzos en esa zona. La presión máxima de diseño contrarresta el efecto de la carga provocada por las placas del techo disminuyendo los esfuerzos en la unión antes mencionada.

4.- El modelo del tanque mitad lleno presenta esfuerzos más elevados en la unión envolvente-fondo en comparación con el modelo del tanque vacío, sin embargo en la unión techo-envolvente donde los esfuerzos y deformaciones se ven disminuidos.

5.- Los esfuerzos generados bajo cualquier presión establecida por el API 650 en los casos de tanque vacío y mitad lleno no alcanzan el esfuerzo de fluencia por ello no representan peligro alguno a la integridad del mismo.

6.- Como era de esperarse con el tanque lleno bajo y peso propio presenta cierta deformación del primer anillo debido a la presión ejercida por el producto. Tanto los esfuerzos presentados en la soldadura de la unión techo-envolvente como los de la unión

envolvente-fondo se encuentran dentro del esfuerzo permisible, ver esfuerzos actuantes en la envolvente para la prueba hidrostática (capítulo 2).

7.- Según el apéndice F con la presión de falla la unión techo envolvente debería de colapsar. Al tener los largueros como soportes del techo éstos están unidos a las placas mediante soldadura intermitente. Analizando este modelo con la presión de falla se crean concentraciones de esfuerzos de 186 Mpa en las partes restringidas de techo debido al modelado de la condición. En la unión del techo-envolvente el esfuerzo alcanza 75.7 Mpa por lo que se puede concluir que los esfuerzos se concentran en las restricciones, por tanto la unión no fallará. Los esfuerzos más altos en la unión envolvente-fondo son de 164 Mpa los cuales se encuentran muy por debajo del límite de fluencia (250 Mpa), denotando que esta unión no presentará falla.

8.- Es evidente que los modelos anclados presentan menores deformaciones en la zona de la unión envolvente-fondo, es decir mayor estabilidad en el tanque. Sin embargo como consecuencia del anclaje se obtiene un aumento en los esfuerzos en esa zona en comparación con el tanque sin anclar.

Es importante recalcar que el uso del método del elemento finito en este caso con ayuda del programa Ansys facilitaron la evaluación de la junta frágil del tanque de almacenamiento atmosférico, por ello la elaboración del presente trabajo puede servir como metodología a toda persona o industria que necesite calcular y evaluar dichas estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

1. - Design of Thin Cylindrical Tanks against Buckling

Zaya H. Malick B.

Exeter Collage. USA. 1974

2. - El Método de los Elementos Finitos

O.C. Zienkiewics.

Ed. Reverté, S.A. España. 1980

3. -Welded Steel Tanks for Oil Storage API Standard 650.

API (American Petroleum Institute).

Tenth Edition. USA. 1998 Addendum 2003

4. -Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction API Standard 653.

API (American Petroleum Institute).

Second Edition. USA. 1995

5. –Diseño Básico de Estructuras de Acero

Bruce G. Johnston, F.J. Lin, T.V. Galambos

Prentice Hall. México. 1986

6. –Aboveground Storage Tanks

Philip E. Myers

Mc Graw Hill. USA. 1997

7. -Especificaciones Generales de Construcción de Tanques Atmosféricos.

Petróleos Mexicanos.

Primera Edición. México

8. -Respuesta Sísmica de Tanques Cilíndricos de Almacenamiento de Gran Capacidad

Anclados.

Sánchez Sánchez Héctor A. y Cortés Salas Carlos.

SMIS. México. 2007

9. -Study to Establish Relations for the Relative Strength of API 650 Cone Roof-to-Shell and Shell to Bottom.

API (American Petroleum Institute).

API. USA. 2005

10. -Fundamentos del Método del Elemento Finito.

Ing. Carlos Cortés Salas.

IMP. México. 2007

11.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento y Sismo.

Comisión Federal de Electricidad.

México. 1993.

12. -Manual Ansys V 10.

Ansys Inc, USA.

13. -Manual de Construcción en Acero

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero. A.C.

Limusa. México. 1987