



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUE ATMOSFÉRICO
NORMA API 650”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ROBERTO GALINDO GALINDO

ASESOR:

ING. ARTURO MACIAS FERREIRA



FES Aragón

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, OCTUBRE 2011.



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, a Jesucristo, por tu infinita misericordia y tu grande amor que has extendido a mi vida, por tu sacrificio perfecto el cual me hizo hijo tuyo, por esforzarme todos los días de mi vida y sostenerme con la diestra de tu justicia, siendo mi refugio en los momentos de prueba, gracias por darle sentido a mi vida y permitirme culminar esta meta”.

A mi Madre, María Luisa Galindo, por darme la vida, por tu amor, comprensión, apoyo, esfuerzo y dedicación que me has brindado todos estos años, por todo esos sacrificios que has hecho y que siempre has estado a mi lado esforzándome constantemente, siendo ejemplo de perseverancia y dedicación. Gracias mama.

A mis hermanos Anayeli y Francisco, por su apoyo, que han sido motivo importante en mi vida para seguir a delante, esforzándome siempre para ser ejemplo y motivarlos a que sigan sus sueños.

A mis Abuelos, que nos brindaron ese apoyo incondicional, que fueron refugio en momentos difíciles, por sus consejos, por su amor. Los quiero mucho.

A la familia Jiménez Chávez, porque han sido un pilar importante en mi vida, ya que me brindaron su amistad y todo el apoyo incondicional que eh recibido de ustedes en las diferentes etapas de mi vida. Muchas gracias.

A Edith Martínez Ortiz, por tomar la decisión de ser mi ayuda idónea, y caminar juntos siempre, en esta tierra que Dios nos ha dado. Te amo

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Aragón, por haberme permitido cursar la carrera profesional y así completar mi formación académica dentro de sus aulas.

A mis profesores, que cada uno de ellos aportaron sus conocimientos y experiencia para lograr en mí una formación sólida y de excelencia.

Un especial agradecimiento al Ing. Arturo Macias Ferreira por todo el apoyo incondicional y el tiempo brindado para la culminación de este trabajo.

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO	2
ALCANCE	2
CAPITULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 DEFINICIÓN DE CONCEPTOS	3
1.2 TIPOS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO	5
1.3 NORMAS APLICABLES	6
1.3.1 NORMAS DEL INSTITUTO AMERICANO DEL PETRÓLEO (API)	6
1.3.2 NORMA A.S.T.M	7
1.3.3 NORMA A.S.M.E	7
1.3.4 REGLAMENTACIÓN N.F.P.A.....	7
1.3.5 STANDARD A.P.I. 650	8
1.4 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES ATMOSFÉRICOS.....	10
1.5 SOLDADURAS EN TANQUES DE ALMACENAMIENTO	13
1.5.1 JUNTAS VERTICALES DEL CUERPO	13
1.5.2 JUNTAS HORIZONTALES DEL CUERPO.....	15
1.5.3 SOLDADURA DEL FONDO.....	16
1.5.3.1 SOLDADURAS A TRASLAPE	16
1.5.3.2 SOLDADURAS A TOPE	16
1.5.4 JUNTAS DE LA PLACA ANULAR DEL FONDO	17
1.5.5 JUNTAS DE CUERPO- FONDO	17
1.5.6 JUNTAS PARA ANILLOS ANULARES.....	19
1.5.7 JUNTAS DEL TECHO Y PERFIL DEL CORONAMIENTO	19

1.5.8 RECONOCIMIENTOS PARA PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURAS	20
1.6 BOQUILLAS EN TANQUES DE ALMACENAMIENTO	21
1.6.1 BOQUILLAS EN LAS PAREDES DEL TANQUE	21
1.6.2 BOQUILLAS EN EL TECHO	28
1.7 ENTRADAS HOMBRE Y ACCESORIOS	30
1.7.1. ENTRADAS HOMBRE HORIZONTALES Y VERTICALES	30
1.7.2. VENTEOS.....	31
1.7.3. DRENES Y SUMIDEROS.....	31
1.8 ESCALERAS Y PLATAFORMAS	43
1.8.1. REQUERIMIENTOS PARA PLATAFORMAS Y PASILLOS (ESPECIFICADO POR A.P.I. 650)	44
1.8.2. REQUERIMIENTOS PARA ESCALERAS. (ESPECIFICADO POR A.P.I. 650).....	44
CAPITULO 2. DISEÑO DE CIMENTACIÓN ANULAR	45
2.1 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN	45
2.1.1 CARGAS	45
2.1.2 SUELO	45
2.1.2 TÉCNICA Y ECONOMÍA	45
2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES	46
2.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	46
2.2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS	47
2.3 CARGAS Y SOLICITACIONES.....	48
2.3.1 CARGAS ESTÁTICAS	48
2.3.2 CARGAS DINÁMICAS	49
2.3.3 ESFUERZOS EN EL SUELO BAJO LA CIMENTACIÓN	50

2.4 TIPOS DE CIMENTACIONES PARA TANQUES ATMOSFÉRICOS	50
2.4.1 CIMENTACIÓN CON MATERIAL GRANULAR COMPACTADO	50
2.4.1.1 REFUERZO LATERAL CON BERMA DE GRAVA	51
2.4.2 CIMENTACIÓN ANULAR DE CONCRETO ARMADO	52
2.4.3 CIMENTACIÓN CON LOSA DE CONCRETO ARMADO	54
2.4.4 CIMENTACIÓN RÍGIDA SOBRE PILOTES A LA PUNTA	54
2.4.5 CIMENTACIÓN FLEXIBLE SOBRE PILOTES A FRICCIÓN O MIXTOS	54
2.5 DATOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	56
2.6 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO	57
2.6.1 DATOS GEOTÉCNICOS	57
2.7 PARÁMETROS SÍSMICOS Y CARGAS SÍSMICAS	59
2.7.1 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO	60
2.7.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q	61
2.7.3 DISEÑO ÓPTIMO	61
2.7.3.1 FACTOR DE IMPORTANCIA ESTRUCTURAL Y ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	62
CAPITULO 3. DISEÑO Y CÁLCULO DE FONDO	63
CAPITULO 4. DISEÑO Y CÁLCULO DE CUERPO O CASCO	66
4.1 CÁLCULO DE ESPESORES DEL CUERPO POR EL MÉTODO DE UN PIE	66
4.2 CÁLCULO DEL ESPESOR DEL CUERPO POR EL MÉTODO DE PUNTO DE DISEÑO VARIABLE	68
CAPITULO 5. DISEÑO Y CÁLCULO DE TAPA O CUBIERTA	71
5.1 DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS CÓNICOS AUTOSOPORTADOS	71
5.2 DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS TIPO DOMO Y SOMBRILLA AUTOSOPORTADOS	73
5.3 DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS CÓNICOS SOPORTADOS	73
5.3.1 ESFUERZOS PERMISIBLES	74

5.3.2 CÁLCULO DE VIGAS CON CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDA	76
5.3.3 ESPACIO ENTRE LARGUEROS Y NUMEROS DE LARGUEROS	77
5.3.4 CÁLCULO DE VIGAS ARTICULADAS CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA	79
5.3.5 SELECCIÓN DE TRABES Y LARGUEROS	80
5.3.6 CÁLCULO DE COLUMNA CON CARGA AXIAL	81
5.3.7 SELECCIÓN DE LAS COLUMNAS	82
5.4 DISEÑO Y CÁLCULO DEL PERFIL DE CORONAMIENTO	83
5.4.1 CÁLCULO DEL PERFIL DE CORONAMIENTO PARA TECHOS CÓNICOS AUTOSOPORTADOS	83
5.4.2 CÁLCULO DE PERFIL DE CORONAMIENTO PARA TECHOS SOPORTADOS	84
5.5 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES.....	84
5.5.1 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES CUBIERTOS	84
5.5.1.1 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	87
5.5.1.2 DISEÑO DE JUNTAS	87
5.5.1.3 DISEÑO PARA TIPOS DE TECHOS ESPECÍFICOS	88
5.5.1.4 ABERTURAS Y ACCESORIOS.....	89
5.5.2 TECHOS FLOTANTES EXTERNOS	89
5.5.2.1 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	89
5.5.2.2 DISEÑO PARA CUBIERTAS ESPECÍFICAS	90
5.5.2.3 DISEÑO DEL PORTÓN	90
5.5.2.4 COLUMNAS Y SOPORTE	90
5.5.2.5 PRUEBAS	91
CAPITULO 6. REVISIÓN CON SOFTWARE SAP2000V14 DE TAPA Y CASCO	92

6.1	SAP2000v14	92
6.1.1	MÉTODO DE ANÁLISIS	92
6.1.2	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	92
6.2	ESTRUCTURA A ANALIZAR	92
6.3	MODELAJE DE TAPA O TECHO DEL TANQUE.....	93
6.4	REVISIÓN DEL TECHO.....	97
6.5	MODELAJE DEL CASCO O CUERPO DEL TANQUE.....	98
6.6	REVISIÓN DEL CASCO O CUERPO DEL TANQUE	102
6.6.1	PERFIL DE ESFUERZOS EN LA PARED DEL TANQUE	103
6.6.2	COMPARACIÓN DE VALORES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DEL TANQUE	105
CAPITULO 7. REVISIÓN SÍSMICA		106
7.1	ANTECEDENTES	106
7.2	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO	108
7.3	MOMENTO DE VOLTEO	110
7.4	MASA EFECTIVA CONTENIDA EN EL TANQUE	110
7.5	COEFICIENTES DE FUERZAS LATERALES.....	112
7.6	RESISTENCIA A LA VOLCADURA	113
7.7	COMPRESIÓN DEL CUERPO	114
7.7.1	TANQUES NO ANCLADOS	114
7.7.2	COMPRESIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL CUERPO	115
7.7.3	TANQUES ANCLADOS	116
7.8	EJEMPLO ILUSTRATIVO DEL CÁLCULO DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO	117
7.8.1	PLANTEAMIENTO	117
7.8.2	DATOS GENERALES PARA EL CÁLCULO DEL TANQUE ATMOSFERICO.....	117

7.8.3 CALCULO DEL ESPESOR DE LAS PLACAS DEL CUERPO DEL TANQUE	118
7.8.4 CÁLCULO Y SELECCIÓN DEL ESPESOR DEL FONDO.....	120
7.8.5 CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA	120
7.8.6 CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LOS LARGUEROS	121
7.8.7 CÁLCULO DE PESOS Y ALTURAS EFECTIVAS DEL TANQUE	128
7.8.8 CÁLCULO DE FUERZAS SISMICAS	129
7.8.9 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL TANQUE	133
7.8.10 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN ANULAR	133
CONCLUSIONES	139
BIBLIOGRAFÍA	140
ANEXOS	142

INTRODUCCIÓN

En la gran actividad industrial y de suministros de servicios básicos, de materias primas o procesadas como son hidrocarburos refinados, petroquímicos, petróleo crudo, así como otros productos líquidos y sólidos. El almacenamiento se lleva a cabo mediante el empleo de diferentes tipos de recipientes siendo de los más utilizados los tanques atmosféricos cilíndricos verticales de acero, requiriendo de una avanzada tecnología que permita garantizar una operación confiable, eficiente y segura durante el tiempo de servicio para el cual se ha diseñado el tanque.

Actualmente en México no se cuenta con una norma para el diseño de tanques atmosféricos, por lo que el presente trabajo está basado principalmente en la norma del Instituto Americano del Petróleo, API 650 que establece los estándares para el diseño, construcción e inspección de tanques de almacenamiento.

En el capítulo 1 Antecedentes, se presenta de forma general definiciones de conceptos, tipos de tanques de almacenamiento, las normas aplicables para el análisis, diseño, construcción, montaje y operación, así como las instalaciones indispensables que debe de los tanques atmosféricos.

En el capítulo 2 Diseño de Cimentación Anular, se definen los factores que determinan una cimentación, clasificación de las cimentaciones, definición de las cargas y sollicitaciones en un tanque de almacenamiento, tipos de cimentaciones para tanques atmosféricos, las normas aplicables para la cimentación, cargas y parámetros sísmicos.

En el capítulo 3 Diseño y Cálculo de Fondo, contiene las especificaciones y requerimientos técnicos para el diseño y selección de materiales para el fondo del tanque de almacenamiento

En el capítulo 4 Diseño y Cálculo de Cuerpo o Casco, establece los estándares para el análisis y diseño del cuerpo de tanques de almacenamiento. API 650 incluye dos métodos: el cálculo de espesores del cuerpo por el método de un pie y por el método de punto de diseño variable.

En el capítulo 5 Diseño y Cálculo de Tapa o Cubierta, en este capítulo describe los tipos de cubiertas que existen para los tanques de almacenamiento, así como los requerimientos de diseño necesarios para cada uno de ellos.

En el capítulo 6 Revisión con Software SAP2000v14 de Tapa y Casco, se presenta el análisis de esfuerzos de la presión hidrostática aplicado a la envolvente del tanque de almacenamiento, se analizara la geometría que conforma el techo autosoportado, afectado por las cargas correspondientes de reglamento.

En el capítulo 7 Revisión Sísmica, el modelo mecánico y comportamiento sísmico del tanque de almacenamiento se disponen en este capítulo, también los valores correspondientes a la regionalización y fuerzas sísmicas para el análisis.

Conclusiones, basados en el capítulo 6 y 7 apartado 7.8 de este trabajo, se procede a realizar un análisis de los datos obtenidos y dar recomendaciones para el Análisis y Diseño de Tanque Atmosférico norma API 650.

OBJETIVO

El objetivo general del trabajo de tesis es poder crear una fuente de referencia que permita enriquecer el conocimiento referente al Análisis y Diseño de un Tanque Atmosférico conforme a la Norma del Instituto Americano del Petróleo “API 650”, y hacer una comparación analítica de las normas de diseño actuales y la utilización del software Sap2000v14.

ALCANCE

Tanques atmosféricos de acero, de fondo plano, cuerpo cilíndrico, con techo tipo cónico, con las presiones de diseño permitidas por la Norma “API 650”, que estén apoyados uniformemente sobre una cimentación tipo anular.

Aplica a los tanques atmosféricos, destinados al almacenamiento de fluidos en estado líquido y sólido, que son utilizados preferentemente en procesos industriales, sin distinción del tipo de acero a utilizar.

CAPITULO 1. ANTECEDENTES.

1.1 DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

Anclaje:

Son elementos de acero al carbono, con rosca en el extremo libre ahogados en el concreto en la cimentación, con el objeto de evitar desplazamientos del tanque en cualquier dirección, y bajo ciertas condiciones contrarrestar el efecto de volteo por sismo y el arrastre o volteo por viento.

Angulo de coronamiento:

Perfil estructural soldado en la parte superior del último anillo de los tanques para proporcionarle mayor rigidez a la envolvente.

Anillos atiesadores:

Perfiles estructurales soldados a la envolvente que evitan deformaciones en las placas de los anillos del tanque originadas por la carga de viento.

Boquillas:

Conexiones instaladas en la envolvente, fondo o techo del tanque; las cuales deben estar en su conexión al tanque soldadas y en su otro extremo bridada o roscado.

Brida: Accesorio para acoplamiento de tuberías, que facilita el armado y desarmado de las mismas.

Carga Hidrostática:

La presión ejercida por un líquido en reposo.

Carga Muerta:

La fuerza debida al peso propio de los elementos a considerar.

Carga Viva:

La fuerza ejercida por cuerpos externos, tales como: nieve, lluvia, viento, personas y/o objetos en tránsito, etc.

Eficiencia de juntas soldadas: Valor numérico dado por el código o estándar correspondiente (grado de confiabilidad).

Espesores de diseño:

Se refiere al valor obtenido mediante cálculos tomando en consideración las condiciones de servicio del tanque atmosférico, incluyendo la tolerancia por corrosión.

Espesor mínimo:

Se refiere al requerido para las placas del tanque atmosférico o cualquiera de sus partes, antes de agregar el espesor por corrosión.

Estándar:

Sugerencias para la fabricación y diseño, originadas por la experiencia.

Norma:

Conjunto de reglas para el dimensionamiento y cálculo de accesorios.

Placa anular del fondo:

Son las placas de la periferia del fondo sobre las que se suelta el anillo inferior del tanque en todo su perímetro.

Presión atmosférica:

Es la producida por el peso del aire y su valor depende de la altura del sitio indicado sobre el nivel del mar.

Presión de diseño:

Es la presión manométrica considerada para efectuar los cálculos.

Presión de operación:

Presión manométrica a la cual estará sometido el tanque en condiciones normales de trabajo.

Presión de prueba:

Valor de la presión manométrica que sirva para realizar la prueba hidrostática o neumática.

Recipiente:

Deposito cerrado que aloja un fluido a una presión manométrica diferente a la atmosférica, ya, sea positiva o negativa.

Solera:

Material producto del proceso de laminación del acero, de perfil rectangular cuyo ancho máximo es de 152mm (6pulg.)

Tanque:

Deposito diseñado para almacenar o procesar fluidos, generalmente a presión atmosférica o presión internas relativamente bajas.

1.2 TIPOS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

Por definición de National Fire Protection Association (NFPA), un tanque de almacenamiento es “cualquier recipiente que tiene una capacidad de líquido que excede los 60 gal., aplicado a instalaciones fijas, y que no son usados para procesos”

Los tanques de almacenamiento atmosférico se usan como depósitos para contener una reserva suficiente de algún producto para su uso posterior o comercialización.

Los tanques de almacenamiento se clasifican en:

- Cilíndricos Horizontales.
- Cilíndricos Verticales de Fondo Plano

Los Tanques Cilíndricos Horizontales, generalmente son de volúmenes relativamente bajos, debido a que presentan problemas por fallas de corte y flexión. Por lo general, se usan para almacenar volúmenes pequeños.

Los Tanques Cilíndricos Verticales de Fondo Plano permiten almacenar grandes cantidades volumétricas con un costo bajo. Con la limitante que solo pueden ser usados a una presión atmosférica o presiones internas relativamente pequeñas. Estos tipos de tanques, de acuerdo al Estándar API 650; se clasifican según el tipo de techo:

- Techo fijo
- Techo flotante
- Los tanques sin techo

Techo Fijo: Se emplean para contener productos no volátiles o de bajo contenido de ligeros (no inflamables) 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. Los techos fijos se clasifican en:

- Techos auto soportados
- Techos soportados

Techo Flotante: Se emplea para almacenar productos con alto contenido de volátiles como son: alcohol, gasolinas y combustibles en general. Este tipo de techo fue desarrollado para reducir o anular la cámara de aire, o espacio libre entre el espejo del líquido y el techo, además de proporcionar un medio aislante para la superficie del líquido, reducir la velocidad de transferencia de calor al producto almacenado durante los periodos en que la temperatura ambiental es alta, evitando así la formación de gases, y consecuentemente, la contaminación del ambiente y, al mismo tiempo se reducen los riesgos al almacenar productos inflamables. En la actualidad los sistemas de flotación de los techos flotantes están patentados y solamente los titulares de esas patentes pueden divulgar información al respecto.

1.3 NORMAS APLICABLES

En los Estados Unidos de Norteamérica y en muchos otros países del mundo, incluyendo el nuestro, el diseño y cálculo de tanques de almacenamiento, se basa en la publicación que realiza el "American Petroleum Institute (API)", al que esta institución designa como "STANDAR A.P.I. 650" para tanques de almacenamiento a presión atmosférica y "STANDAR A.P.I. 620", para tanques de almacenamiento sometido a presiones internas cercanas a 1 kg/cm^2 (14 lb/pulg^2).

Sin embargo, en nuestro país comúnmente estos tanques de almacenamiento se diseñan según las normas API que hacen referencia a los materiales fijados por las normas ASTM (American Society for Testing Materials), se siguen las normas de seguridad dadas por NFPA (National Fire Protection Association), y también se toman en cuenta las reglamentaciones de la ASME (American Society of Mechanical Engineers).

Estos estándares cubren el diseño, fabricación, inspección, montaje, ensayos y mantenimiento de los mismos y fueron desarrollados para el almacenaje de productos de la industria petrolera y petroquímica, pero su aceptación ha sido aplicada al almacenaje de numerosos productos en otras industrias. Si bien estas normas cubren muchos aspectos, no todos están contemplados, razón por la que existen otras normas complementarias a las mismas.

1.3.1 NORMAS DEL INSTITUTO AMERICANO DEL PETROLEO (API)

Para el cálculo, diseño y construcción de tanques de almacenamiento existen varias Normas y Códigos que regulan y establecen los parámetros que se deben seguir para que dichos equipos cumplan con las especificaciones establecidas, pero las más difundidas y empleadas en las industrias de procesos son las del American Petroleum Institute (API).

- API Standard 620: Es aplicable a grandes tanques horizontales o verticales soldados en el campo, aéreos que operan a presiones en el espacio vapor menores a 2.5 psi y a temperatura no superiores a 93°C .
- API Standard 650: Es aplicable a grandes tanques horizontales o verticales soldados en el campo, aéreos que operan a presiones en el espacio vapor menores a 1.5 psi y a temperaturas no superiores a 121°C .
- API Specification 5L: Es aplicable para el uso adecuado de las tuberías de gas, agua y petróleo tanto en la industria del petróleo como en la de gas natural. Cubre especificaciones sobre tuberías de acero soldado y sin costura, incluyendo las de peso normal, regular y especial y las tuberías de línea roscadas extra resistentes y sin rosca, a igual que las de línea de enchufe y esponja.
- API Specification 12D: Es aplicable a tanques horizontales o verticales soldados en el campo para almacenaje de líquidos de producción y con capacidades estandarizadas entre 75 y 1500 m^3 .

- API Specification 12F: Es aplicable a tanques horizontales o verticales soldados en taller para almacenaje de líquidos de producción y con capacidades estandarizadas entre 13.5 y 75 m³
- API Standard 653: Es aplicable a la inspección, reparación, alteración desmontaje y reconstrucción de tanques horizontales o verticales, basándose en las recomendaciones del Standard API 650. Recomienda también la aplicación de las técnicas de ensayos no destructivos aplicables.

1.3.2 NORMA A.S.T.M

La A.S.T.M. (American Society for Testing and Materials) se encarga de desarrollar los estándares de las características y eficiencia de los materiales, productos, suministros de servicios y métodos de prueba en casi todas las industrias.

La norma A.P.I. 650 se basa en estos estándares para especificar todo lo relacionado con las materias que se venen de utilizar como son: tipo de material, espesores mínimos, condiciones de rolado, temperatura de trabajo, esfuerzos permisibles, etc.

1.3.3 NORMA A.S.M.E

La norma A.P.I. 650 se auxilia de la norma A.S.M.E. (American Society of Mechanical Engineers) sección IX para dar los lineamientos que han de seguirse en la unión y/o soldado de materiales.

El código A.S.M.E sección IX, establece que toda junta saldada deberá realizarse mediante un procedimiento de soldadura de acuerdo a la clasificación de la junta y que, además, el operador deberá contar con un certificado que lo acredite como soldador calificado, el cual le permite realizar cierto tipo de soldaduras de acuerdo con la clasificación de ésta. Una vez realizada la soldadura o soldaduras, estas se someterán a pruebas y ensayos como: ultrasonido, radiografiado, líquidos penetrantes, dureza, etc., donde la calidad de la soldadura es responsabilidad del fabricante.

Los procedimientos de soldadura a emplear deberán seguir los lineamientos de las planillas WPS o WPQ de la Norma ASME sección IX, al igual que los soldadores deberán estar calificados para los procedimientos de soldadura que se emplearán.

1.3.4 REGLAMENTACIÓN N.F.P.A

Debido a la naturaleza de los productos que se pueden almacenar en los tanques, es necesario contar con procesos y sistemas de seguridad para evitar posibles incendios o explosiones. Dichos procesos y sistemas de seguridad están dados por la N.F.P.A. (National Fire Protection Association) la cual es la fuente principal mundial para el desarrollo y diseminación de conocimiento sobre seguridad contra incendios y de vida.

El sistema de desarrollo de los códigos y normas de la NFPA es un proceso abierto basado en el consenso que ha producido algunos de los más referenciados materiales en la industria de la protección contra incendios, incluyendo el Código Eléctrico Nacional, el Código de Seguridad Humana, el Código de Prevención de Fuego y el Código Nacional de Alarmas de Incendios.

La N.F.P.A desarrolla, publica y difunde más de 300 códigos y normas consensuadas con la intención de minimizar la posibilidad y consecuencias de incendios y otros tipos de riesgos.

1.3.5 STANDARD A.P.I. 650

El presente trabajo estará basado principalmente en el estándar A.P.I. 650, el cual, solo cubre aquellos tanques en los cuales se almacenan fluidos líquidos y 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 a 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), y que no se usen para servicios de refrigeración. El estándar cubre el diseño y cálculo de los elementos constitutivos del tanque. En lista de los materiales de fabricación, se sugieren secuencias en la erección del tanque, recomendación de procedimientos de soldaduras, pruebas e inspecciones, así como lineamientos para su operación.

A continuación, se muestra la tabla 1.1 con los diferentes requerimientos de diversos estándares para la fabricación de tanques de almacenamiento.

Tabla 1.1 Requerimientos de Diversos Estándares para Tanques de Fondo Plano.

Tabla 1.1	A.P.I. 650			A.P.I. 620			A.N.S.I.	AWWA
	Básico	Apéndice A	Apéndice F	Básico	Apéndice A	Apéndice F	B96.1	
Presión Interna Máxima	Atm.	Atm.	0.17 kg/cm ²	1 kg/cm ²	1 kg/cm ²	1 kg/cm ²	Atm.	Atm.
Temperatura Mínima	NS	(-)28.8°C	NS	(-)45.5°C	(-)54.4°C	(-)167°C	(-)28.8°C	(-)48.3°C
Temperatura Máxima	93.3°C	93.3°C	93.3°C	93.3°C	(-)40°C	93.3°C	204°C	RT
Espesor Máximo del Cuerpo	44.4 cm.	12.7 cm.	44.4 mm.	NS	NS	NS	NS	50.8 mm.
Espesor Mínimo del Cuerpo								
D < 15.2 m.	4.76 mm.			4.76 mm.			4.76 mm.	
15.2 m. < D > 36.5 m.	6.35 mm.			6.35 mm.			6.36 mm.	
36.5 m. < D > 60.9 m.	7.93 mm.			7.93 mm.			7.93 mm.	
D > 60.9 m.	9.52 mm.			9.52 mm.				9.52 mm.
Espesor Mínimo del Techo	4.76 mm.			NS			4.76 mm.	4.76 mm.
Espesor Máximo del Techo	6.35 mm + CA			NS			6.35 mm.	NS
Angulo Mínimo de Coronamiento								
D < 10.6 m.	50.8 mm. x 50.8 mm. x 4.76 mm.			NS		63.5 mm. x 63.5 mm x 6.35 mm.		NS
10.6 m. < D > 18.2 m.	50.8 mm. x 50.8 mm. x 6.35 mm.			NS		63.5 mm. x 63.5 mm x 7.93 mm.		NS
D > 18.2 m.	76.2 mm. x 76.2 mm. x 9.52 mm.			NS		76.2 mm. x 76.2 mm x 9.52 mm.		NS

NS = Sin Especificación

CA = Corrosión Permissible

RT = Temperatura Ambiente

Notas:

- La temperatura puede ser elevada hasta 260°C cuando se cumplen ciertas especificaciones del material y requerimientos de diseño adicionales.
- Este espesor aplica para tanques con diámetros menores a 6.096 m.
- Este espesor aplica para tanques con diámetros entre 6.096 m. y 36.57 m.
- El espesor mínimo de cualquier placa es 4.76 mm. + Corrosión.
- Para espesores mayores de 50.8 mm. Se deben cumplir algunos requerimientos especiales
- Para techos cónicos, el espesor de placa puede ser calibre No. 7

1.4 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCION DE TANQUES ATMOSFERICOS.

Un aspecto muy importante en el diseño de un Tanque de Almacenamiento es la selección apropiada del material de las placas que conforman tanto los anillos de la envolvente del tanque, el fondo y el techo del mismo, con el objetivo de prevenir fallas producidas por los esfuerzos del producto almacenado sobre el Tanque.

A continuación se enlista los materiales más usados con su aplicación y la tabla 1.2 muestra la agrupación de los mismos.

ESTÁNDAR A.S.T.M. (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS).

A-36. ACERO ESTRUCTURAL

Solo para espesores iguales o menores de 38 mm (1 ½ pulg.). Este material es aceptable y usado en los perfiles, ya sean comerciales o ensamblados de los elementos estructurales del tanque.

A-131. ACERO ESTRUCTURAL

GRADO A para espesor menor o igual a 127 mm (1/2 pulg.)

GRADO B para espesor menor o igual a 25.4 mm (1 pulg.)

GRADO C para espesores iguales o menores a 38 mm. (1 ½ pulg.)

GRADO EH36 para espesores iguales o menores a 44.5 mm. (1 ¾ pulg.)

A-283. PLACA DE ACERO AL CARBON CON ESFUERZOS DE TENSION BAJOS E INTERMEDIOS.

GRADO C. Para espesores iguales o menores a 25 mm. (1 pulg.). Este material es el más socorrido, porque se puede emplear tanto para perfiles estructurales como para la pared, techo, fondo y accesorios del tanque.

A-285. PLACA DE ACERO AL CARBON CON ESFUERZOS DE TENSION BAJOS E INTERMEDIOS.

GRADO C. Para espesores iguales o menores de 25.4 mm. (1 pulg.). Es el material recomendable para la construcción del tanque (cuerpo, fondo, techo y accesorios principales), el cual no es recomendable para elementos estructurales debido a que tiene un costo relativamente alto comparado con los anteriores.

A-516. PLACA DE ACERO AL CARBON PARA TEMPERATURAS DE SERVICIO BAJAS Y MODERADAS.

GRADOS 55, 60, 65 y 70. Para espesores iguales o menores a 38 mm. (1 ½ pulg.). Este material es de alta calidad y, consecuentemente, de un costo elevado, por lo que se recomienda su uso en casos en que se requiera de un esfuerzo a la tensión alta, que justifique el costo.

A-53. GRADOS A Y B. Para tubería en general.

A-106. GRADOS A Y B. Tubos de acero al carbón sin costura para servicios de alta temperatura.

A-105. Forja de Acero al Carbón para accesorios de acoplamiento de tuberías.

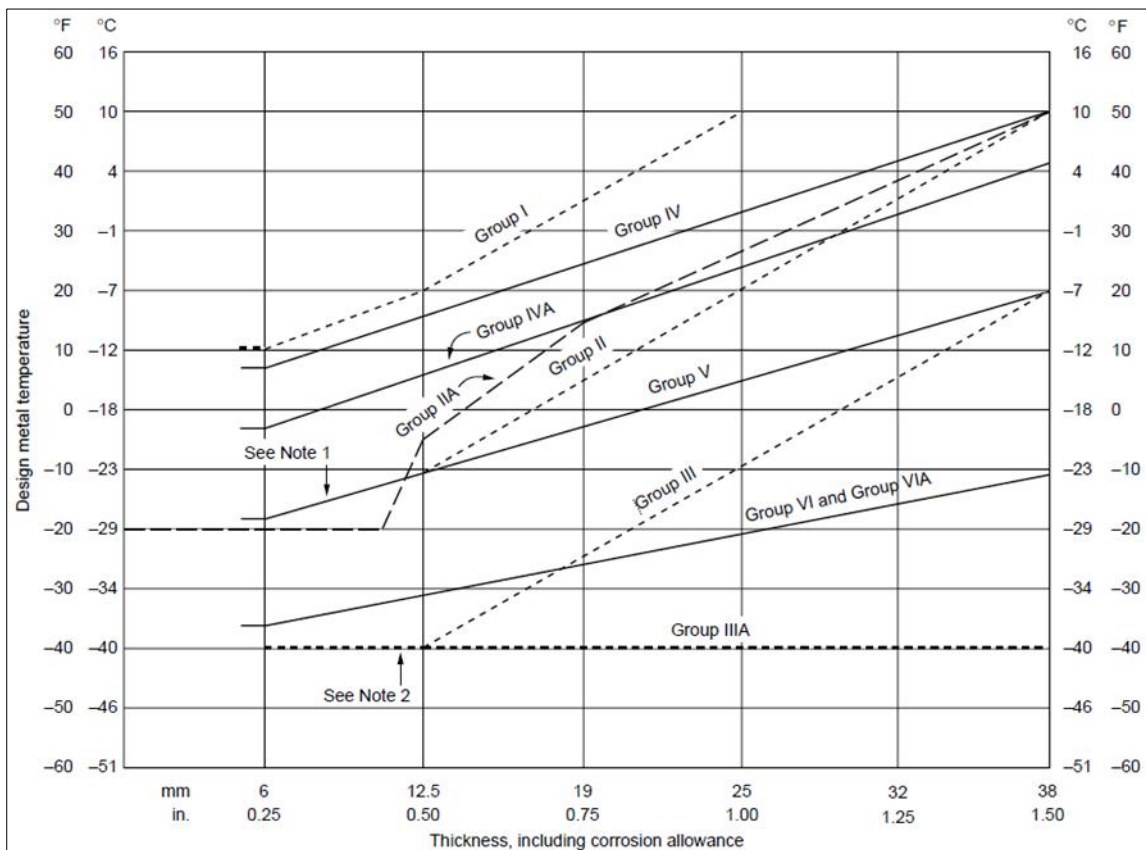
A-181. Forja de Acero al Carbón para usos en general.

A-193. GRADO B7. Material para tornillos sometidos a alta temperatura y de alta resistencia, menores a 64mm. (2 ½ pulg.), diámetro.

A-194. GRADO 2H. Material para tuercas a alta temperatura y de alta resistencia.

A-307. GRADO B. Material de tornillos y tuercas para usos generales.

Para la selección del material, a continuación se presenta una gráfica donde se agrupan materiales y con base en la temperatura mínima de diseño (MDMT), se selecciona el espesor mínimo de placa. Se considera la temperatura ambiente de la región geográfica donde serán montados los Tanques (Fig. 1.1)



Notas:

1. Para los Grupos II y V, algunas líneas coinciden con espesores menores que 12.5 mm (½ in).
2. Los Grupos III y IIIA, todas las líneas coinciden en espesores menores de 12.5 mm (½ in).
3. Los materiales para cada grupo están listados en la Tabla 2-3

Figura 1.1. Diseño mínimo permisible del material (MDMT), utilizado en envoltorios de Tanques de Almacenamiento sin Prueba de Impacto.

Posteriormente, y basándose en la Norma API 650, cuando ha sido seleccionado un grupo, se procede a la Tabla 1.2, para seleccionar un material.

Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IIIA	
Rolado, semiterminado		Rolado, terminado o semiterminado		Rolado, terminado. Grano Fino		Normalizado, terminado. Grano fino	
Material	Notas	Material	Notas	Material	Notas	Material	Notas
A 283M C	2	A 31M B	7	A 573-400		A 131M CS	
A 285M C	2	A 36M	2,6	A 516M-380		A 573M-400	10
A131M A	2	G40.21M-260W		A 516M-415		A 516M-380	10
A 36M	2,3	Grado 41	5,8	G40.21M-260W	9	A 516M-415	10
Grado 37	3,5			Grado 41	5,9	G40.21M-260W	9,10
Grado 41	6					Grado 41	5,9,10

Grupo IV		Grupo IVA		Grupo V		Grupo VI	
Rolado, semiterminado		Rolado, terminado o Grano Fino		Normalizado, terminado. Grano Fino		Templado y Revenido, Terminado Grano fino, Reducción de Carbono	
Material	Notas	Material	Notas	Material	Notas	Material	Notas
A 573 M-450		A 662 M C		A 573-485	10	A 131M EH36	
A 573 M-480		A 573 M-485	11	A 516M-450	10	A 633 M C	
A 516 M-450		G40.21M-300W	9,11	A 516M-485	10	A 633 M D	
A 516 M-485		G40.21M-350W	9,11	G40.21M-300W	9,10	A 537M-I	
A 662-M B				G40.21M-350W	9,10	A 537M-II	
G40.21M-300W	9					A 678M-A	13
G40.21M-350W	9					A 678M-B	
E 275	4,9					A 737M-B	13
E 355	9					A 841	12,13
Grado 44	5,9						

1. La mayoría de los materiales listados se refiere a las especificaciones ASTM (incluyendo Grado o Clase); sin embargo existen algunas excepciones tales como: G40.21M (incluido el grado) el cual es una especificación canadiense CSA; Los Grados E 275 y E 355 (incluyendo la calidad) pertenecen a la Norma ISO 630; y los Grados 37, 41 y 44 están relacionados con Normas Nacionales (es decir, han sido aprobadas por gobiernos de países en las cuales se originaron dichas Normas).
2. Terminado o Semiterminado
3. Espesores $\leq 12.5 \text{ mm}$ (1/2 in)
4. Contenido máximo de Manganeso de 1.5 %.
5. Espesores máximos de 20 mm (3/4 in), cuando el rolado es controlado utilizando acero normalizado
6. El contenido de Manganeso deberá contener entre 0.80 y 1.2% para un análisis de temperatura de un espesor mayor a 0.75 in, exacto para cada reducción de 0.01% abajo del espécimen máximo de carbón, un incremento del 0.06% de manganeso arriba del espécimen máximo deberá ser permitida hasta un máximo de 1.35%. los espesores iguales o menores a 0.5 in deberán tener un contenido de manganeso de 0.8 y 1.2% por análisis de temperatura.
7. Espesores $\leq 25 \text{ mm}$ (1 in)
8. Debe ser terminado
9. Debe ser terminado, elaborado por práctica de Grano Fino
10. Debe ser Normalizado
11. Deberán tener una prueba química modificada a un máximo de contenido de carbón de un 20% y un máximo de manganeso de 1.60%
12. Producido por un proceso de control termomecánico (TMCP, por sus sigla en inglés)
13. Para pruebas o simulaciones para materiales utilizados en ensambles con relevados de esfuerzos.

Tabla 1.2 Grupos de Materiales, Unidades en Sistema Internacional.

1.5 SOLDADURAS EN TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

El estándar A.P.I. 650, se auxilia de la norma A.S.M.E. sección IX para dar los lineamientos que han de seguirse en la unión y/o soldado de materiales.

Para el soldado de materiales con un esfuerzo mínimo a la tensión menor de 5625 kg/cm^2 (80000 lb/pulg^2), los electrodos de arco manual deberán estar hechos de materiales cuya clasificación sea AWS: E-60XX y E70XX.

Para soldado de materiales con un esfuerzo mínimo a la tensión de $5625 - 5976 \text{ kg/cm}^2$ ($80000 - 85000 \text{ lb/pulg}^2$), el material del electrodo de arco manual debe ser E80XX-CX.

También podrán ser usados otros materiales que sean recomendados por otros Estándares, Códigos o Normas como: A.S.T.M., A.P.I., C.S.A (Canadian Standar for Standardization.)

Los procedimientos de soldadura serán presentados para su aprobación y estudio antes de aplicar cualquier cordón de soldadura para cada caso en particular. Este procedimiento debe indicar la preparación de los elementos a soldar, así como la temperatura a la que se deberá precalentar tanto el material de aporte (electrodo, si lo hubiera), como los materiales a unir.

Todas las soldaduras serán aplicadas mediante el proceso de arco eléctrico sumergido, arco con gas inerte o electrodos recubiertos. Estos procesos pueden ser manuales o automáticos. En cualquiera de los dos casos, deberán tener penetración completa, eliminando la escoria dejada al aplicar un cordón de soldadura antes de aplicar sobre este el siguiente cordón.

Las soldaduras típicas entre elementos se muestran en las figuras 1.2 y 1.3. La cara ancha de las juntas en "V" y en "U" podrá estar en el exterior o en el interior del cuerpo del tanque dependiendo de la facilidad que se tenga para realizar el soldado de la misma. El tanque deberá ser diseñado de tal forma que todos los cordones de soldadura sean verticales, horizontales y paralelos, para el cuerpo y fondo, en el caso del techo, podrán ser radicales y/o circunferenciales.

1.5.1 JUNTAS VERTICALES DEL CUERPO.

- Las juntas verticales deberán ser de penetración y fusión completa, lo cual se podrá con soldadura doble, de tal forma que se obtenga la misma calidad del metal depositado en el interior y el exterior de las partes soldadas para cumplir con los requerimientos del procedimiento de soldaduras.
- Las juntas verticales no deberán ser colineales, pero deben ser paralelas entre sí en una distancia mínima de 5 veces el espesor de la placa (5t).

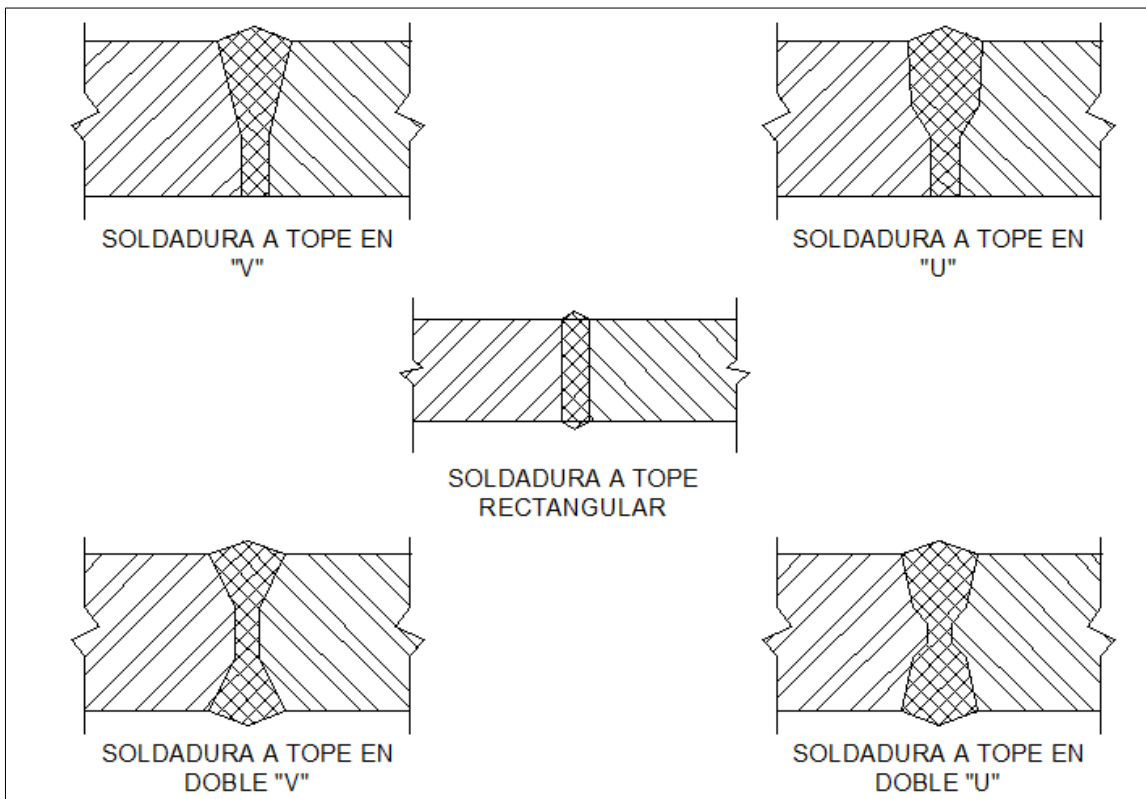
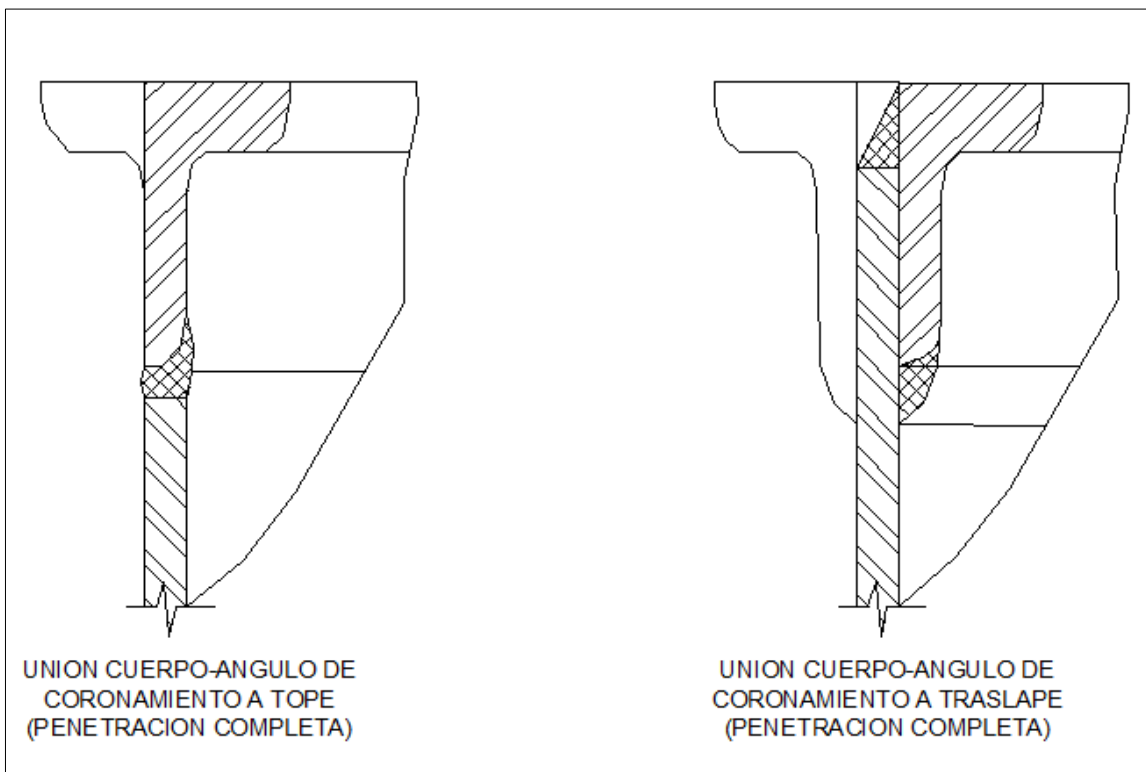


Figura 1.2 Detalles Típicos de Soldaduras Longitudinales.



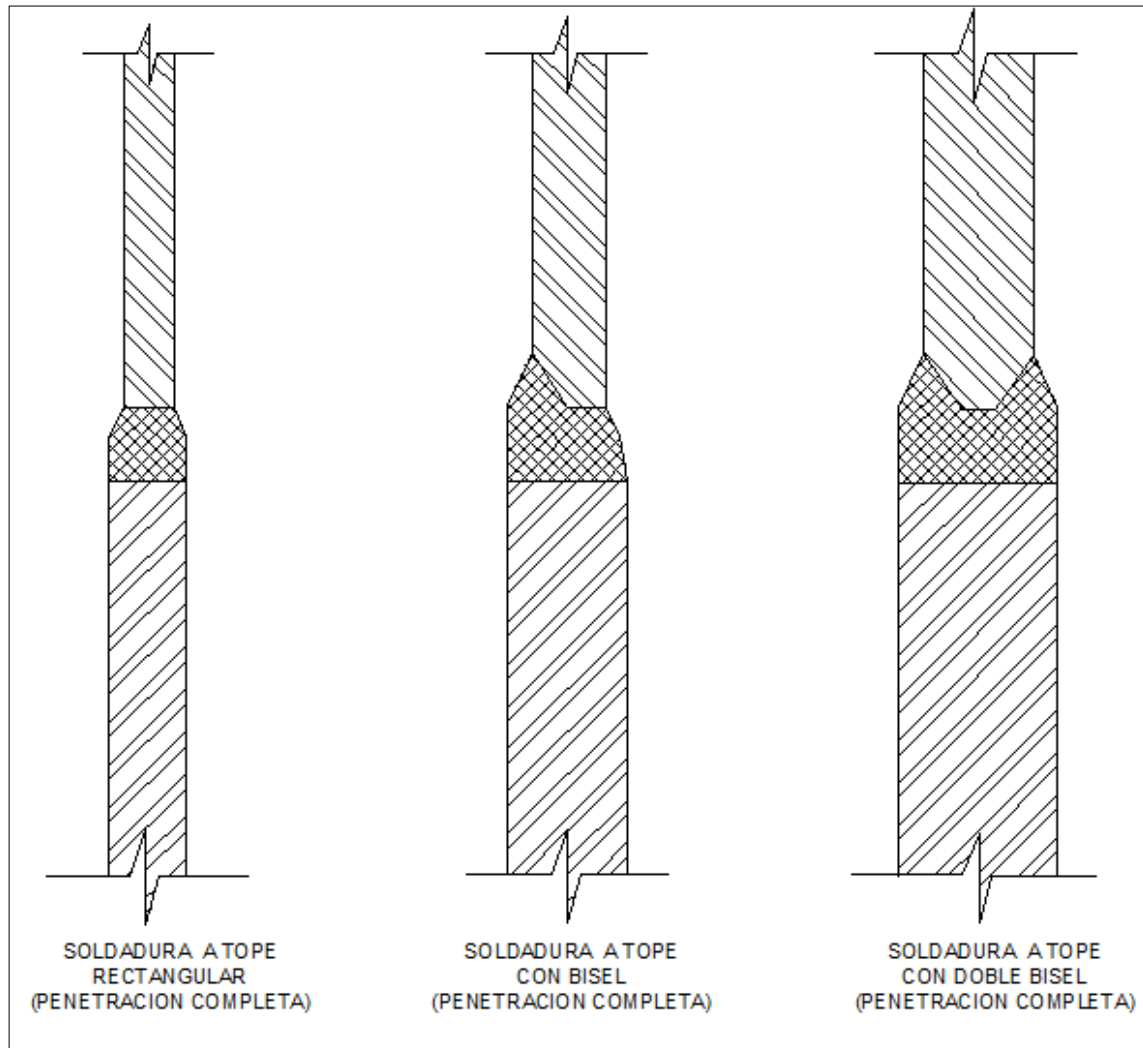


Figura 1.3 Detalles Típicos de Soldaduras Circunferenciales.

1.5.2 JUNTAS HORIZONTALES DEL CUERPO.

- Las juntas horizontales, deberán ser de penetración y fusión completa, excepto la que se realiza entre el ángulo de coronamiento y el cuerpo, la cual puede ser unida por doble soldadura a traslape, cumpliendo con el procedimiento de soldadura.
- A menos que otra cosa sea especificada, la junta a tope con o sin bisel entre las placas del cuerpo, deberán tener una línea de centros o fibra media común.

1.5.3 SOLDADURA DEL FONDO.

1.5.3.1 SOLDADURAS A TRASLAPE

Las placas del fondo deberán ser rectangulares y estar escuadradas. El traslape tendrá un ancho de, por lo menos, 32mm (1 ¼ pulg.) para todas las juntas: las uniones de dos o tres placas, como máximo que estén soldadas, guardaran una distancia mínima de 305mm. (1 ft) con respecto a cualquier otra junta y/o a la pared del tanque. Cuando se use placa anular, la distancia mínima a cualquier cordón de soldadura del interior del tanque o del fondo, será de 610mm. (2 ft).

Las placas del fondo serán soldadas con un filete continuo a lo largo de toda la unión. A menos que se use un anillo anular, las placas de fondo llevaran bayonetas para un mejor asiente de la placa del cuerpo que son apoyadas sobre el fondo de acuerdo a la figura 1.4.

1.5.3.2 SOLDADURAS A TOPE

Soldadura a Tope. Las placas del fondo deberán de tener sus catos preparados para recibir el cordón de soldadura, ya sea escuadrado éstas o con biseles en "V". Si se utilizan biseles en "V", la raíz de la abertura no deberá ser mayor a 6.3mm. (1/4 pulg). Las placas del fondo deberán tener punteada una placa de respaldo de 3.2mm (1/8 pulg) de espesor o mayor que la abertura entre placas, pudiéndose usar un separador para conservar el espacio entre placas. (Ver figura 1.4)

Cuando se realicen juntas entre tres placas en el fondo del tanque, estas deberán conservar una distancia mínima de 305mm. (1ft) entre si y/o con respecto a la pared del tanque.

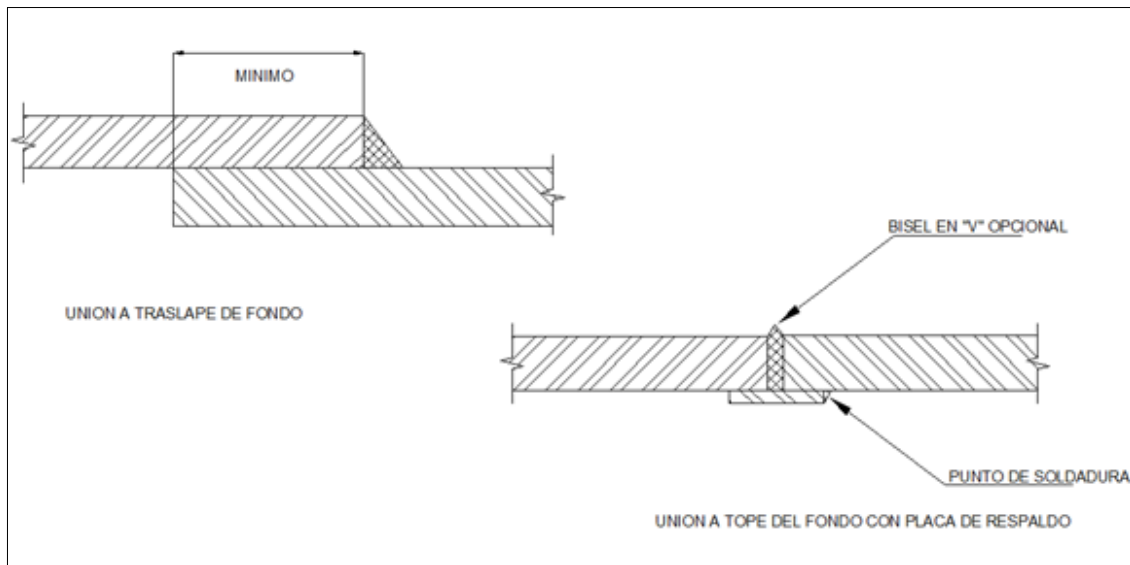


Figura 1.4 Detalles Típicos de Soldaduras del Fondo.

1.5.4 JUNTAS DE LA PLACA ANULAR DEL FONDO.

La junta radial del fondo de la placa anular deberá ser soldada con las mismas características expuestas en "Soldadura a Tope" del párrafo anterior y tener penetración y fusión completa. El material de la placa anular será de las mismas características que el material del fondo.

1.5.5 JUNTAS DEL CUERPO-FONDO

Para espesores de placa de fondo o de placas anulares que sean de 12.7mm. (1/2 pulg.) o menores incluir corrosión, la unión entre el fondo y el canto de las placas del cuerpo tendrá que ser hecha con un filete continuo de soldadura que descansa de ambos lados de la placa del cuerpo (Ver figura 1.4).

El tamaño de cada cordón, sin tomar en cuenta la corrosión permisible, no será mayor que 12.7mm. (1/2") y no menor que el espesor nominal de la más delgada de las placas a unir, o menor que los valores de la tabla siguiente.

MAXIMO ESPESOR DEL TANQUE(mm.)	DIMENSION MINIMA DEL FILETE (mm.)
4.76	4.76
> 4.76 - 19.05	6.35
> 19.05 - 31.75	7.93
> 31.75 - 44.45	9.52

Tabla 1.3 Valores Mínimos de Cordón.

Para las placas anulares de un espesor mayor de 12.7mm (1/2 pulg.), la junta soldada deberá ser de una dimensión tal que la pierna del filete o la profundidad del bisel más la pierna del filete de una soldadura combinada sean del mismo espesor que la placa anular.

El filete entre cuerpo y fondo para materiales en los grupos IV, IVA, V o VI debe realizarse con un mínimo de dos cordones de soldadura (Ver Tabla 1.2).

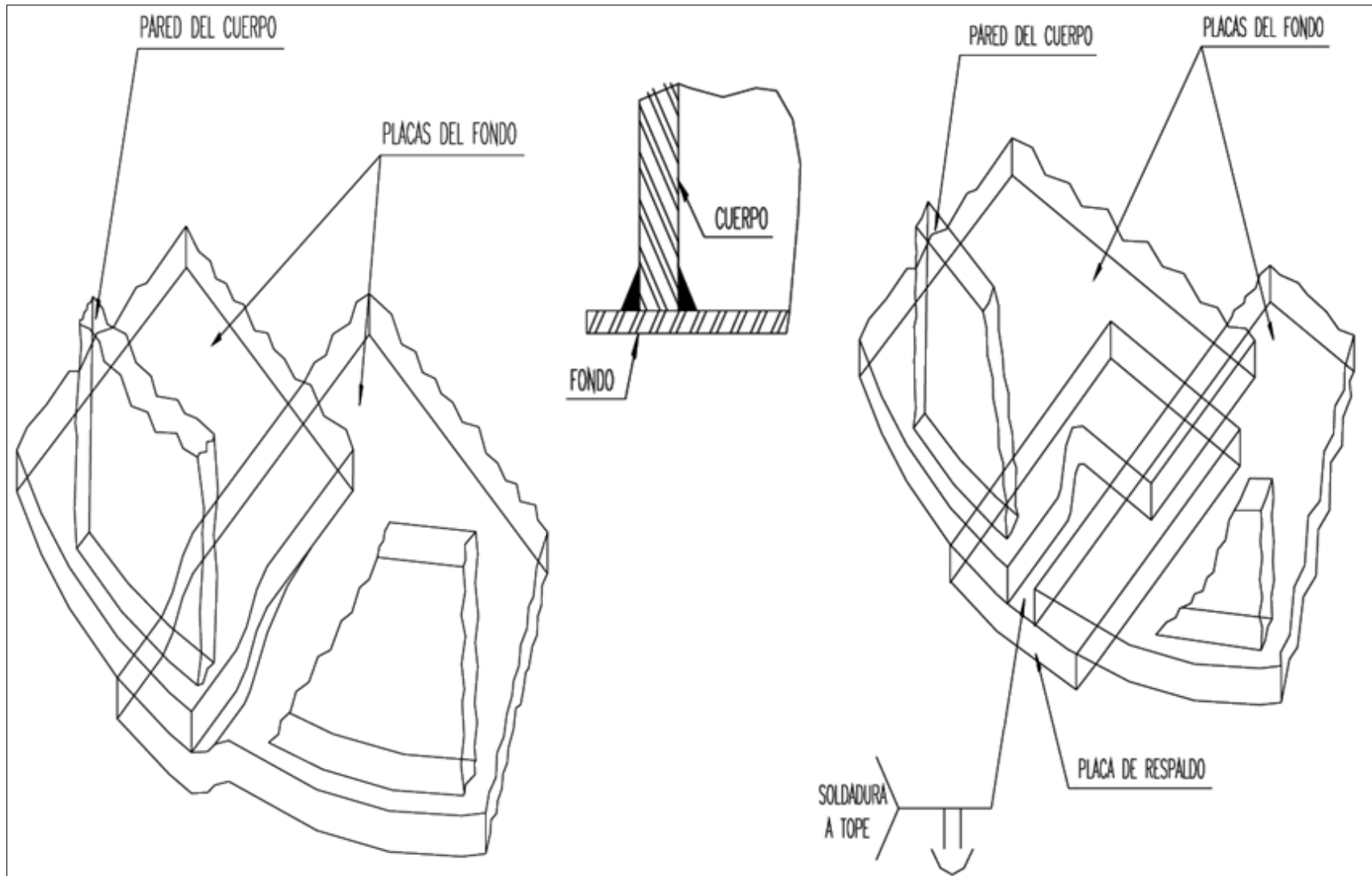


Figura 1.5 Preparación de Material a Soldar entre Cuerpo-Fondo.

1.5.6 JUNTAS PARA ANILLOS ANULARES

Las soldaduras para unir secciones anulares que conformen todo el anillo tendrá penetración y fusión completa.

Se usarán soldaduras continuas para todas las juntas que por su localización puedan ser objeto de corrosión por exceso de humedad o que puedan causar oxidaciones en la pared del tanque.

1.5.7 JUNTAS DEL TECHO Y PERFIL DEL CORONAMIENTO

Las placas del techo deberán soldarse a traslape por el lado superior con un filete continuo igual al espesor de las mismas. Las placas del techo serán soldadas al perfil de coronamiento del tanque con un filete continuo por el lado superior únicamente y el tamaño del filete será igual al espesor más delgado (Ver Figura 1.6).

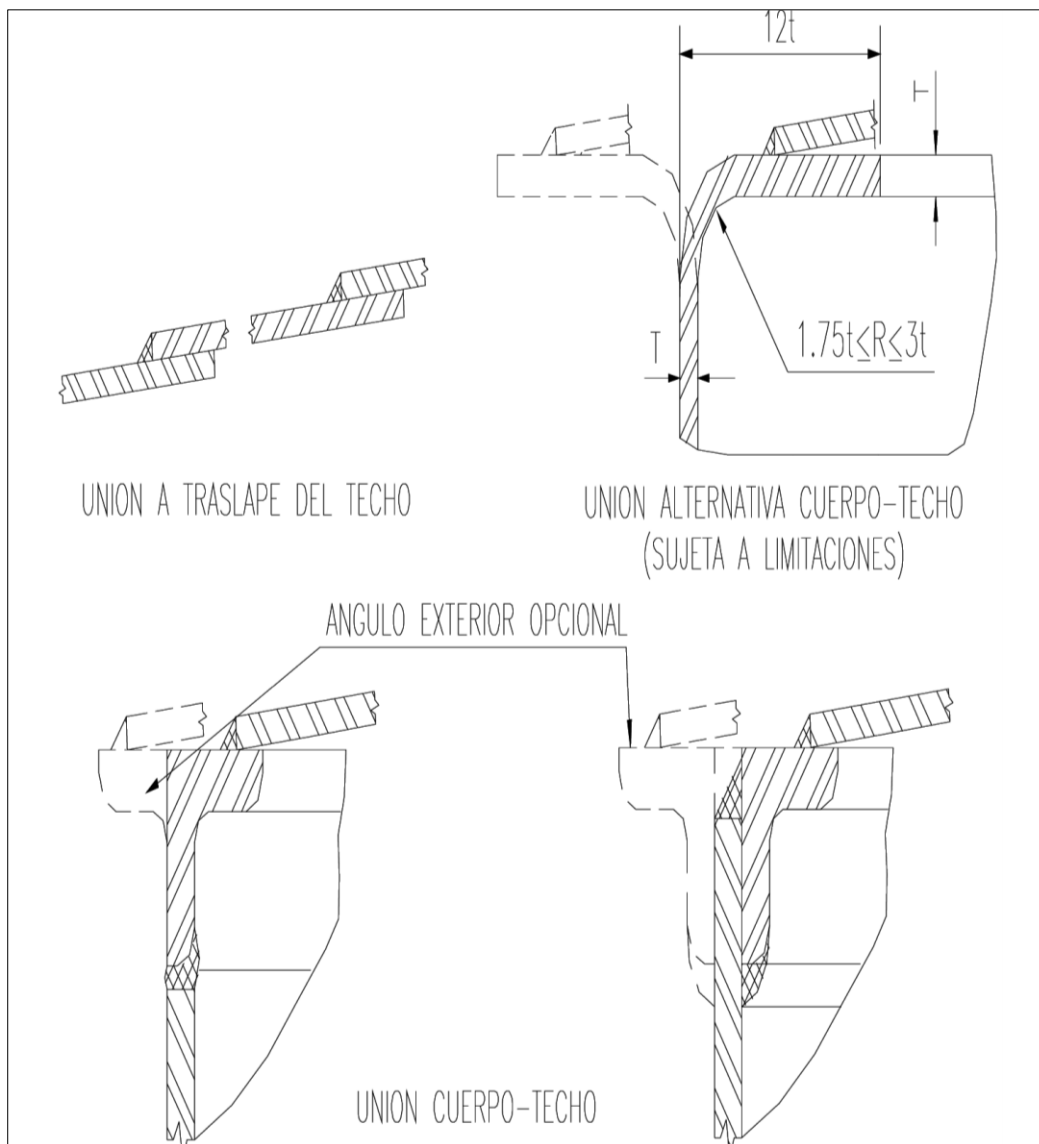


Figura 1.6 Detalles Típicos de Soldadura del Techo.

Las secciones que conformen el perfil de coronamiento para techos autosoportados estarán unidas por cordones de soldadura que tengan penetración y fusión completa.

Como una opción del fabricante para techos autosoportados, del tipo domo y sombrilla, las placas perimetrales del techo podrán tener un doblez horizontal, a fin de que descansen las placas en el perfil de coronamiento.

1.5.8 RECONOCIMIENTOS PARA PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURAS

Uno de los factores determinantes para el proceso de soldadura son las dilataciones térmicas porque, al soldar las placas de acero del fondo, casco y techo, se presentan deformaciones, debido a que el incremento de temperatura es del orden de 2204 °C a 13870°C (4000 °F a 2500 °F) dependiendo del proceso que se utilice.

Como el coeficiente de expansión o contracción térmica del material es del orden de 0.01651 mm para cada 38°C (100°F) se encogerá 1.6mm. (1/16 pulg). Por tanto, si sumamos estas contracciones al diámetro del fondo para tanques de grandes dimensiones o las que se requieran en el casco de un tanque, la magnitud ya es considerable.

Debido a ello, nos vemos obligados a considerar un procedimiento de soldadura que permita evitar las deformaciones que se presentan, recomendando que la secuencia de soldado se inicie en el centro del tanque y avance hacia la periferia del fondo, soldando juntas longitudinales y, a continuación, las placas del anillo anular, si éstas existieran, dejando pendientes las soldaduras transversales del fondo, mismas que serán terminadas cuando se haya avanzado en las soldaduras del primer anillo del casco.

Las pequeñas deformaciones que se permitan en el primer anillo deben ser las mínimas dentro de las tolerancias permitidas por el estándar, de lo contrario, se reflejarán en los últimos anillos, pero amplificando más o menos diez veces, por lo que las soldaduras verticales del casco deben ser alternadas y por el procedimiento de retroceso para obtener una verticalidad y circularidad aceptable.

El procedimiento debe llevar un estricto control de las dimensiones del casco, a medida que se van montando las placas de cada anillo, pero tomando en cuenta que las últimas soldaduras de cierre deberán ser siempre a una hora tal del día que se tenga la misma temperatura medida directamente sobre la superficie del material, a fin de controlar la expansión térmica que en grandes tanques puede llegar a ser del orden de 38mm. (1 ½ pulg). Por supuesto que se usarán todos los herrajes que requiera el procedimiento con el objeto de mantener correctas las dimensiones y llevando un registro minucioso de las mismas para decidir, en el momento, oportuno, las correcciones pertinentes, debido a alguna desviación fuera de tolerancia. También se recomienda dejar una placa del primer anillo sin soldar para ser utilizada como puerta, la cual sólo se removerá en caso absolutamente necesario para acceso de material o equipo, con la condición de que esté hecha la primera soldadura horizontal, excepto tres pies, mínimo a cada lado de dicha puerta y que lateralmente se tengan instaladas canales de refuerzo de 304.8 mm (12 pulg) de longitud. Para su terminación, se seguirá el método explicado para las placas principales.

Para aplicar la soldadura de filete entre el primer anillo y la placa anular o la placa del fondo, se debe precalentar una longitud de 304.8mm. (12 pulg.) hacia arriba del primer anillo a una temperatura de 100 °C a 150 °C.

Las soldaduras de traslape de las placas del techo sólo se harán por la parte exterior y solamente donde existan zonas de flexión se recomendarán puntos de soldadura a cada 304.8mm. (12 pulg.) en su parte interior, porque la doble soldadura es más perjudicial que benéfica, ya que, por el tipo de soldadura a realizar (posición sobre cabeza), será muy difícil evitar el socavado que reduce el espesor de la placa.

Con el fin de verificar si una soldadura ha sido bien aplicada, se utilizarán varias formas de inspección. Entre ellas están el radiografiado, la prueba de líquidos penetrantes y, en ocasiones, el ultrasonido. La prueba más comúnmente utilizada es la de radiografiado, la cual puede ser total o por puntos. También es necesario realizar pruebas de dureza en las soldaduras horizontales y verticales que se efectúan durante la construcción del tanque y, muy especialmente, en las soldaduras reparadas, así como también en las zonas cercanas a estos cordones.

1.6. BOQUILLAS EN TANQUES DE ALMACENAMIENTO.

Todos los tanques de almacenamiento deberán estar provistos de boquillas, a continuación se enlistan las mínimas requeridas que deberán ser instaladas en los tanques de almacenamiento.

1. Entrada (s) de producto (s).
2. Salida (s) de producto (s).
3. Drene (con o sin sumidero).
4. Venteo (s).
5. Entrada (s) de hombre.
6. Conexiones para indicador y/o control de nivel.

1.6.1 BOQUILLAS EN LAS PAREDES DEL TANQUE.

Las boquillas bridadas y/o roscadas, podrán ser de acuerdo a las Figuras 1.7, 1.8 (a) y 1.8 (b) y Tablas 1.4.1., 1.4.2. y 1.4.3. o tipo SLIP ON, WELDING NECK, LAP JOINT y tipo PAD de un rango de 10.5 Kg./cm² cuando el usuario así lo solicite.

Todas las boquillas de 76 mm (3 pulg.) de diámetro y mayores deberán contar con una placa de refuerzo de acuerdo a lo especificado en la Tabla 1.4.3., con el fin de absorber la concentración de esfuerzos debidos a la perforación hecha al tanque y/o a los esfuerzos producidos por la carga que presenta la línea de la boquilla en cuestión, la cual contará con un barreno de 6.3 mm (1/4 pulg.) de diámetro roscado con cuerda NPT para boquillas menores de 356 mm (14pulg.) de diámetro nominal y con dos barrenos para boquillas mayores, con la finalidad de que por ellos salga la acumulación de gases al realizar la soldadura y para que, posteriormente, se realice una prueba de hermeticidad.

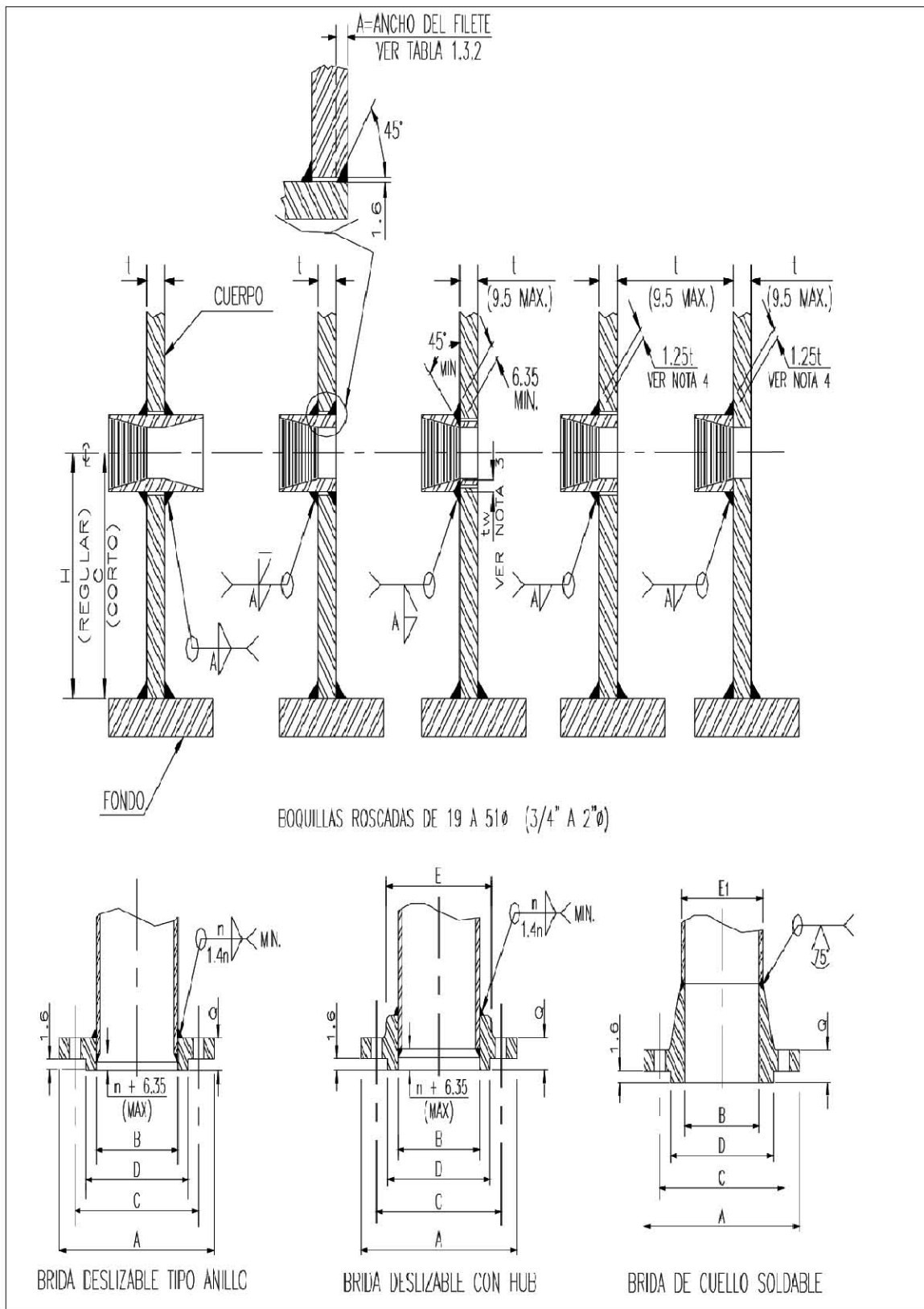


Figura 1.7 Boquillas y Bidas del Cuerpo.

Notas:

1. t_w deberá ser menor que el espesor del tubo cedula 160.
2. t min. Deberá ser de 10 mm o del espesor de alguna de las partes soldadas, la que resulte menor.
3. Ver normas para coples reglamentados utilizados en las boquillas del cuerpo.
4. Boquillas de 3 pulg. o mayores llevan placa de refuerzo.
5. El desbaste en los detalles de soldadura pueden variar de aquellos mostrados solo cuando el comprador este de acuerdo.
6. El espesor (n) designado para la soldadura será el espesor nominal del tubo (ver tabla 1.4.1 a 1.4.3).

Las dimensiones y detalles especificados en las figuras y tablas son para boquillas instaladas con sus ejes perpendiculares a las placas del tanque. Cuando las boquillas son instaladas con un ángulo diferente de 90° respecto a las placas del tanque en el plano horizontal, estarán provistas de una placa de refuerzo que tenga un ancho de acuerdo a lo especificado en las tablas 1.4.3. (W o Do), que se incrementa de acuerdo al corte de las placas del tanque por pasar de circular a elíptica cuando se realiza una instalación angular.

En el caso de que sean boquillas de 76 mm. (3 pulg.) de diámetro (o menores), que tengan un servicio exclusivo de instrumentación o que no presenten carga debida a la línea, podrán colocarse en un ángulo no mayor de 15° con respecto al plano vertical y no llevarán una placa de refuerzo.

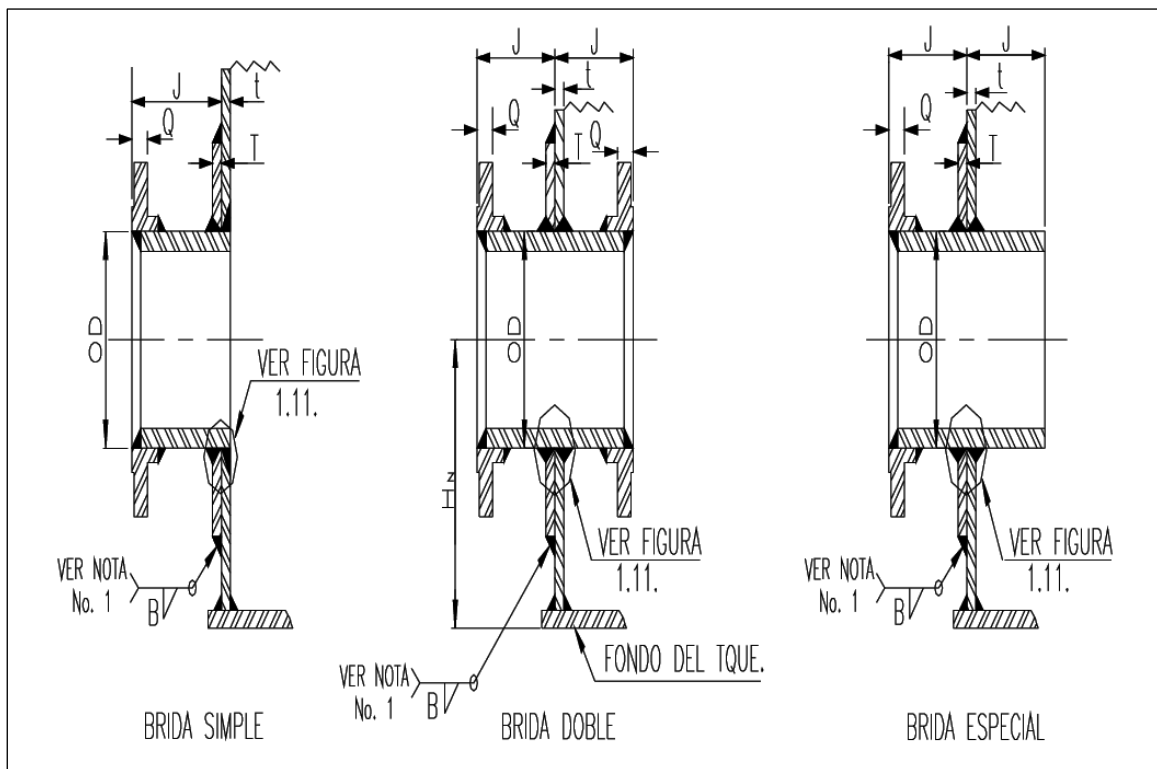


Figura 1.8 (a) Detalles de Boquillas Bidas.

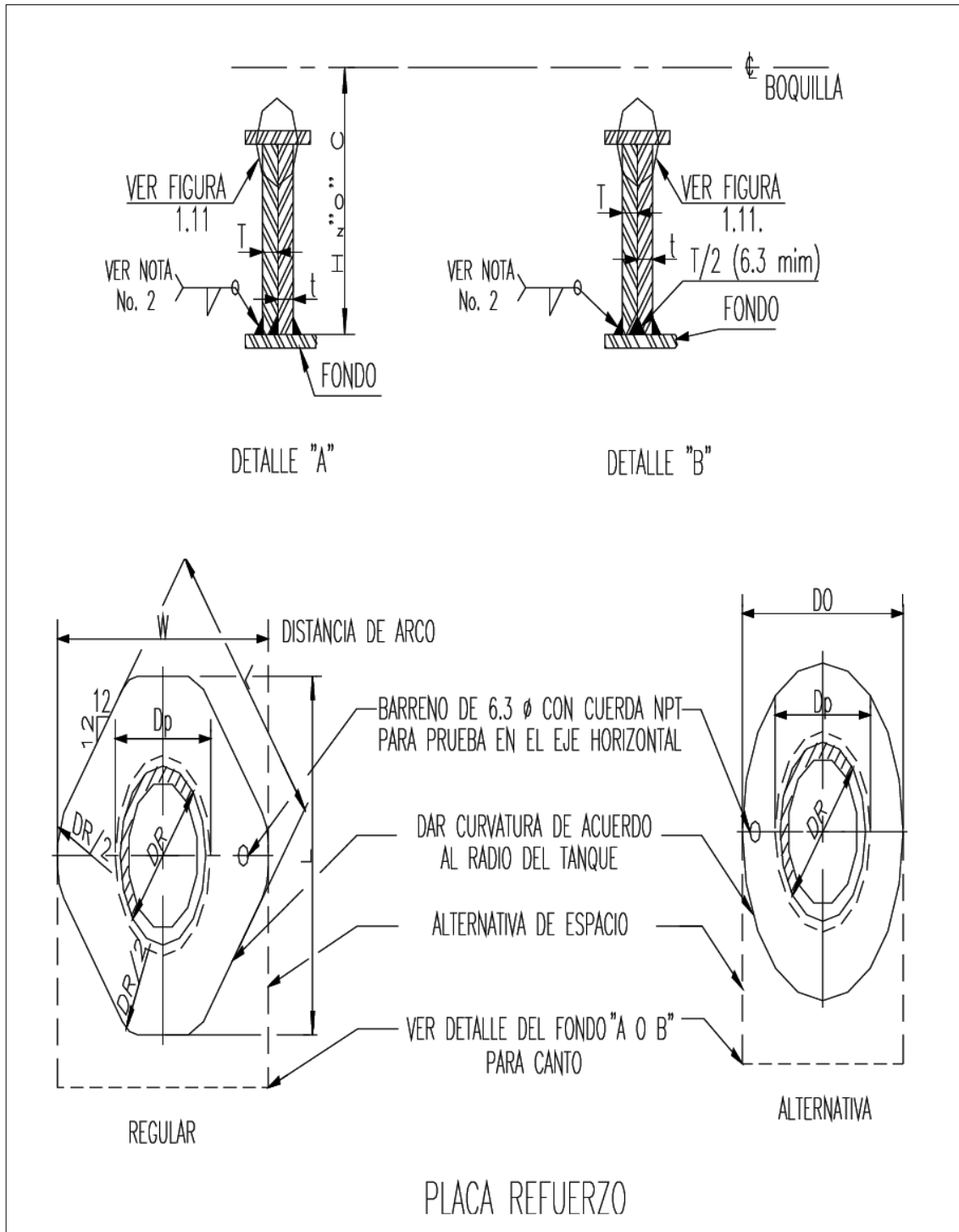


Figura 1.8 (b) Detalles de Boquillas Bidas

Notas:

1. Las soldaduras indicadas deberán realizarse en taller o en campo.
2. Ver dimensión reglamentada de soldadura.

Tamaño de Boquilla	Diámetro Exterior del Tubo	Espesor Nominal de la Boquilla Pared del Tubo "n"	Diámetro Interior de la Placa de Refuerzo DR	Longitud, Lado o Diámetro de la Placa de Refuerzo L=Do	Ancho de la Placa de Refuerzo W	Proyeccion Exterior Mínimo J	Elevacion Mínima al Centro de Boquilla	
							Tipo Regular HN	Tipo Baja C
1219	1219	e	1222	2457	2972	406	1321	1229
1168	1168	e	1171	2356	2845	406	1270	1178
1117	1117	e	1121	2254	2724	381	1219	1127
1067	1067	e	1070	2153	2604	381	1168	1076
1016	1016	e	1019	2051	2483	381	1118	1025
965	965	e	968	1949	2356	356	1067	974
914	914	e	917	1848	2235	356	1016	924
864	864	e	867	1746	2114	330	965	873
813	813	e	816	1645	1994	330	914	822
762	762	e	765	1543	1867	305	864	771
711	711	e	714	1441	1746	305	813	720
660	660	e	663	1340	1625	305	762	670
610	610	12.7	613	1257	1524	305	711	629
559	559	12.7	562	1156	1403	279	660	578
508	508	12.7	511	1054	1283	279	610	527
457	457	12.7	460	952	1162	254	559	476
406	406	12.7	409	851	1035	254	508	425
356	356	12.7	359	749	914	254	457	375
305	324	12.7	327	685	838	229	432	343
254	273	12.7	276	584	717	229	381	292
203	219	12.7	222	483	590	203	330	241
152	168	11	171	400	495	203	279	200
102	114	8.5	117	305	387	178	229	152
76	89	7.6	92	267	343	178	203	133
51	60	5.5	63	(---)	(---)	152	178	89
38	48	5.1	51	(---)	(---)	152	152	76
76	102	cople	105	286	362	(---)	229	143
51	73	cople	76	(---)	(---)	(---)	178	76
38	56	cople	59	(---)	(---)	(---)	152	76
25	40	cople	43	(---)	(---)	(---)	127	76
19	33	cople	36	(---)	(---)	(---)	102	76

Tabla 1.4.1. Dimensiones para Bridas de Boquillas.

Notas:

1. Para tubos extra reforzados en tamaños menores y hasta 305 mm (12 pulg.), consulte el estándar API 5L. Para tamaños mayores que 305 mm (12 pulg.), a 610mm (24 pulg.), consulte la última edición del ASTM A53 o A106 para otros espesores de pared.
2. El ancho de la placa del cuerpo deberá ser lo suficientemente grande para contener la placa de refuerzo.
3. Las boquillas deberán estar localizadas a la mínima distancia, pero debe cumplir con los límites requeridos, a menos que otra cosa se especifique por el usuario
4. Las dimensiones HN dadas en esta tabla, son sólo para diseños correspondientes a tanques ensamblados en taller.
5. Ver tabla 1.4.2. columna 2.
6. Las boquillas roscadas mayores de 76 mm (3 pulg.) de diámetro requieren placa de refuerzo.

7. Las boquillas bridadas o roscadas de 51 mm (2 pulg.) de diámetro menor no requieren placa de refuerzo (De); será el diámetro de la boquilla en el cuerpo y la soldadura (A), será como se especifica en la tabla 1.4.2. columna 6. Las placas de refuerzo pueden ser usadas, aun cuando no sean necesarias.

Espesores del Cuerpo y Placa Refuerzo "t" y "T"	Espesor Minimo en Pared de Tubos de Boquillas Bridadas "n"	Diámetro Máximo Dp igual al Diámetro Exterior de Tubo mas	Ancho del Filete de Soldadura "b"	Ancho del Filete de Soldadura (A).	
				Boquillas Mayores de 2 pulg. L-Do	Boquillas de 2 pulg. o Menores W
4.76	12.7	15.87	4.76	6.35	6.35
6.35	12.7	15.87	6.35	6.35	6.35
7.93	12.7	15.87	7.93	6.35	6.35
9.52	12.7	15.87	9.52	6.35	6.35
11.11	12.7	15.87	11.11	6.35	6.35
12.7	12.7	15.87	12.7	6.35	7.93
14.28	12.7	19.05	14.28	6.35	7.93
15.87	12.7	19.05	15.87	7.93	7.93
17.46	12.7	19.05	17.46	7.93	7.93
19.05	12.7	19.05	19.05	7.93	7.93
20.63	12.7	19.05	20.63	9.52	7.93
22.22	12.7	19.05	22.22	9.52	7.93
23.81	12.7	19.05	23.81	9.52	7.93
25.4	12.7	19.05	25.4	11.11	7.93
26.98	14.28	19.05	26.98	11.11	7.93
28.57	14.28	19.05	28.57	11.11	7.93
30.16	15.87	19.05	30.16	12.7	7.93
31.75	15.87	19.05	31.75	12.7	7.93
33.33	17.46	19.05	33.33	12.7	7.93
34.92	17.46	19.05	34.92	14.28	7.93
36.51	19.05	19.05	36.51	14.28	7.93
38.1	19.05	19.05	38.1	14.28	7.93
39.68	20.63	19.05	38.1	14.28	7.93
41.27	20.63	19.05	38.1	15.87	7.93
1.68	22.22	19.05	38.5	15.87	7.93
44.45	22.22	19.05	38.1	15.87	7.93

TABLA 1.4.2. Dimensiones para Cuellos de Boquillas, Tubos, Placas y Soldaduras.

Notas:

1. Si el espesor de la placa de refuerzo en el cuerpo es mayor que el requerido, servirá de aporte para soportar la carga hidrostática del fluido, el exceso de espesor en la placa, incluyendo la distancia vertical, ambas arriba y abajo de la línea de centros de la boquilla en el cuerpo del tanque, igual a la dimensión vertical de la boquilla en el cuerpo del tanque deberán ser consideradas como aporte de refuerzo y el espesor T de la placa de refuerzo de la boquilla podrá ser reducido según corresponda. En ese caso, la soldadura de refuerzo y de aseguramiento deberán estar conforme a los límites de diseño de los refuerzos en la abertura del cuerpo especificado.
2. Esta columna se aplica a boquillas bridadas con diámetro de 1,219 a 660mm. (48 a 26 pulg.)
consultar materiales.

Tamaño de Boquilla	Espesor Mínimo de Brida Q	Diámetro Exterior de la Brida A	Diámetro de la Cara Realzada D	Diámetro de Círculo de Barrenos C	Número de Agujeros	Diámetro de los Agujeros	Diámetro de los Tornillos	Diámetro del Agujero		Diámetro Mínimo del Hub Punto de Soldadura	
								SORF Diametro Exterior del Tubo mas B	Tipo Cuello Soldable B1	Tipo Deslizable (SORF) E	Tipo Cuello Soldable E1
1219	69.85	1511	1359	1422	44	41.27	38.1	6.35	a	b	c
1168	68.26	1460	1295	1365	40	41.27	38.1	6.35	a	b	c
1117	66.67	1403	1245	1314	40	41.27	38.1	6.35	a	b	c
1067	66.67	1346	1194	1257	36	41.27	38.1	6.35	a	b	c
1016	63.5	1289	279	1200	36	41.27	38.1	6.35	a	b	c
965	60.32	1238	1073	1149	32	41.27	38.1	6.35	a	b	c
914	60.32	1168	1022	1085	32	41.27	38.1	6.35	a	b	c
864	58.73	1111	959	1029	32	41.27	38.1	6.35	a	b	c
813	57.15	1060	908	978	28	41.27	38.1	6.35	a	b	c
762	54.05	984	857	914	28	34.92	31.75	6.35	a	b	c
711	52.38	927	794	864	28	34.92	31.75	6.35	a	b	c
660	50.8	870	743	806	24	34.92	31.75	6.35	a	b	c
610	47.62	813	692	749	20	34.92	31.75	4.82	a	b	c
559	46.03	749	641	692	20	34.92	31.75	4.82	a	b	c
508	42.86	698	584	635	20	31.75	28.57	4.82	a	b	c
457	39.68	635	533	577	16	31.75	28.57	4.82	a	b	c
406	47.62	597	470	540	16	28.57	25.4	4.82	a	b	c
356	34.92	533	413	476	12	28.57	25.4	4.82	a	b	c
305	31.75	483	381	432	12	25.4	22.22	3.3	a	b	c
254	30.16	406	324	362	12	25.4	22.22	3.3	a	b	c
203	28.57	343	270	298	8	22.22	19.05	2.54	a	b	c
152	25.4	279	216	241	8	22.22	19.05	2.54	a	b	c
102	23.81	229	157	190	8	19.05	15.87	1.52	a	b	c
76	23.81	190	127	152	4	19.05	15.87	1.52	a	b	c
51	19.05	152	92	121	4	19.05	15.87	1.78	a	b	c
38	17.46	127	73	98	4	15.87	12.7	1.78	a	b	c

Tabla 1.4.3. Dimensiones para Bridas de Boquillas.

Notas:

Las dimensiones y características de las bridas slip-on y welding-neck con diámetro de 38 a 508 mm (1 ½ a 20 pulg.) y la de 610 mm (24 pulg.) son idénticas a lo especificado en ANSI B16.5 para clase 150 en bridas de acero. Las dimensiones y características para bridas con diámetros de 762, 914, 1067, y 1219 mm (30, 36, 42, y 48 pulg.) están unificadas con ANSI b16.1 para clase 125 de bridas de acero forjado; las dimensiones de las bridas mayores pueden estar conforme a ANSI/API 605.

1. BI = Diámetro interior del tubo.
2. E = Diámetro exterior del tubo + 2n
3. EI = Diámetro exterior del tubo.

1.6.2 BOQUILLAS EN EL TECHO

Las boquillas del techo pueden estar conforme a las Figuras 1.9. y 1.10. y Tablas 1.5.1. y 1.5.2. o a bridas SLIP-ON y WELDING NECK, las cuales están de acuerdo con los requerimientos de la clase 10.5 Kg/cm² para bridas forjadas de acero al carbón de cara realzada en ANSI B16.5. Las bridas tipo anillo serán conforme a todas las dimensiones de las bridas SLIP-ON, excepto en la extensión del HUB, que puede ser omitido. Las boquillas bridadas o roscadas con diámetro de 152 mm (6 pulg) y menores no requieren placa de refuerzo, a menos que así lo solicite el usuario.

Se recomienda que todas las boquillas no sean mayores de 305 mm (12 pulg) de diámetro, excepto las entradas hombre.

Los sumideros y conexiones en el fondo tendrán particular atención para el relleno y compactación del suelo para prevenir asentamientos irregulares del tanque, así como para las conexiones y soportes, que tendrán que ser calculadas para confirmar la resistencia del arreglo contra las cargas estáticas y dinámicas, así como de flexión y esfuerzos permisibles.

Las conexiones y arreglos mostrados pueden variar para llevar a cabo la utilidad y servicio de los mismos, por lo que el usuario aprobará dichos arreglos que el fabricante proporcionará.

Dimension Nominal de la Boquilla	Diámetro Exterior del Tubo	Diámetro de Agujero del Techo y Placa de Refuerzo Dp	Proyección Mínima de la Boquilla Hn	Diámetro Exterior de la Placa Dr
305	324	330	152	610
254	273	279	152	559
203	219	225	152	457
157	168	171	152	381
102	114	117	152	279
76	89	92	152	229
51	60	64	152	178
38	48	51	152	127

Tabla 1.5.1 Dimensiones para Boquillas Bridas en el Techo (mm).

Dimensión Nominal de la Boquilla	Diámetro Nominal del Cople	Diámetro del Agujero del Techo y Placa de Refuerzo Dp.	Diámetro Exterior de la Placa de Refuerzo Dr
305	305	362	610
254	254	152	559
203	203	251	457
152	152	191	381
102	102	136	279
76	76	104	229
2	51	76	178
38	38	59	127
25	25	44	114
19	19	36	102

Tabla 1.5.2 Dimensiones para Boquillas Roscadas y Coples en el Techo. (mm)

Nota:

Las placas de refuerzo no se requieren para boquillas iguales o menores de 152mm (6 pulg.) de diámetro, a menos de que así se especifique.

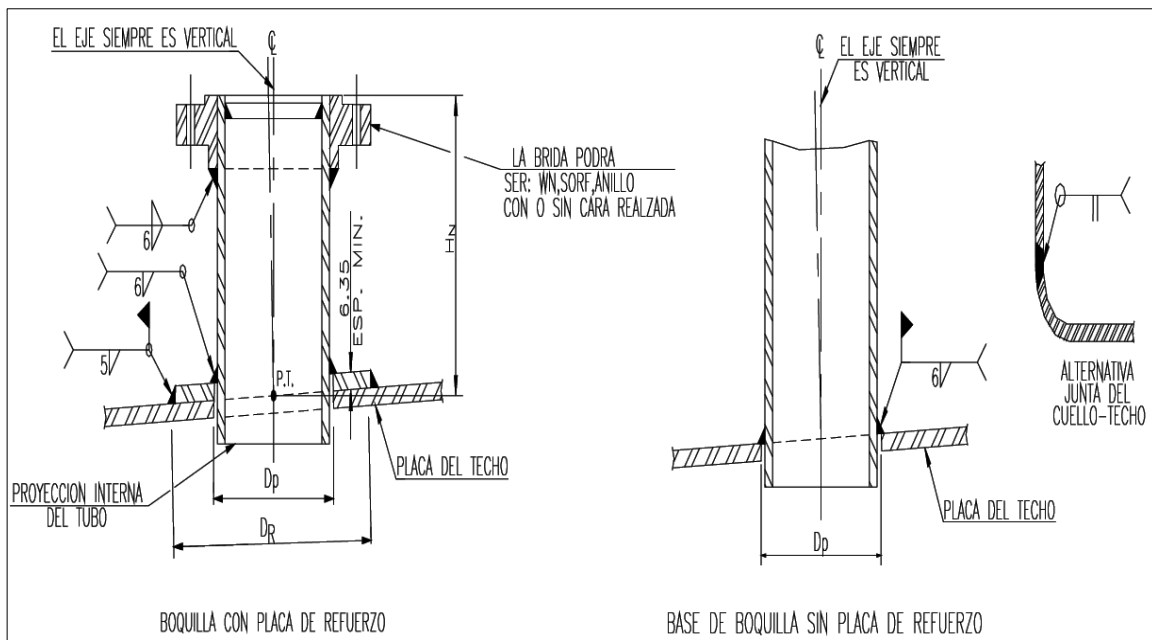


Figura 1.9 Boquillas Bridadas del Techo.

Nota:

Cuando la boquilla del techo sea usada como venteo, el cuello no tendrá proyección interna.

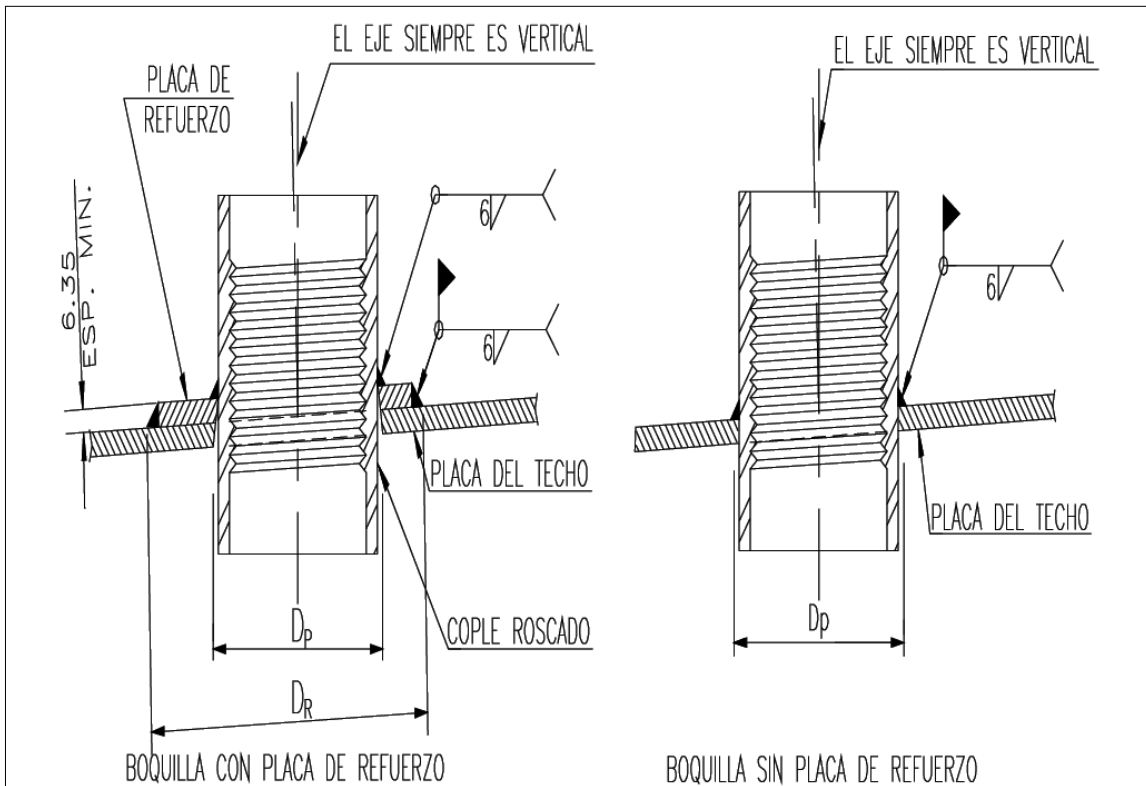


Figura 1.10 Boquillas Roscadas del Techo.

Notas:

1. Para boquillas roscadas ver requerimientos anteriores (fig. 1.7).
2. Para boquillas usadas como venteos, el cuello no llevará proyección exterior.

1.7. ENTRADAS HOMBRE Y ACCESORIOS

1.7.1. ENTRADAS HOMBRE HORIZONTALES Y VERTICALES

Los tanques de almacenamiento contarán, por lo menos con una entrada hombre en el cuerpo o en el techo con la finalidad de poder realizar limpieza, revisiones o reparaciones en el interior del tanque. Los registros que se coloquen en la pared del tanque deberán estar acorde con las figuras 1.11., 1.12. y tablas 1.6.1., 1.6.2., 1.6.3., 1.6.4. y 1.6.5.

Las entradas hombre contarán con una placa de refuerzo según lo muestra la figura, la cual tendrá dos barrenos de 6.3 mm. de diámetro con cuerda NPT para prueba, quedando éstos sobre las líneas de centro verticales u horizontales y abiertos a la atmósfera. En caso de que la entrada hombre se encuentre localizada en el techo, se habilitará de acuerdo a la Figura 1.13. y Tabla 1.7.

1.7.2. VENTEOS

Los tanques de almacenamiento contarán con una boquilla exclusiva para venteo, la que tendrá que ser diseñada y calculada, con la finalidad de que dentro del tanque no se genere presión interna al ser llenado o vaciado, el cual debe colocarse de ser posible, en la parte más alta del tanque.

1.7.3. DRENES Y SUMIDEROS

Los tanques de almacenamiento también deberán contar con una boquilla por lo menos para el drenado de lodos, la cual podrá estar al ras del fondo, dirigidas a un sumidero o por debajo del tanque, como se muestran en las Figuras 1.15., 1.16., 1.17. y Tablas 1.9. y 1.10.

Los sumideros y conexiones en el fondo tendrán particular atención para el relleno y compactación del suelo para prevenir asentamientos irregulares del tanque, así como para las conexiones y soportes, que tendrán que ser calculadas para confirmar la resistencia del arreglo contra las cargas estáticas y dinámicas, así como de flexión y esfuerzos permisibles.

Las conexiones y arreglos mostrados pueden variar para llevar a cabo la utilidad y servicio de los mismos, por lo que el usuario aprobará dichos arreglos que el fabricante proporcionará.

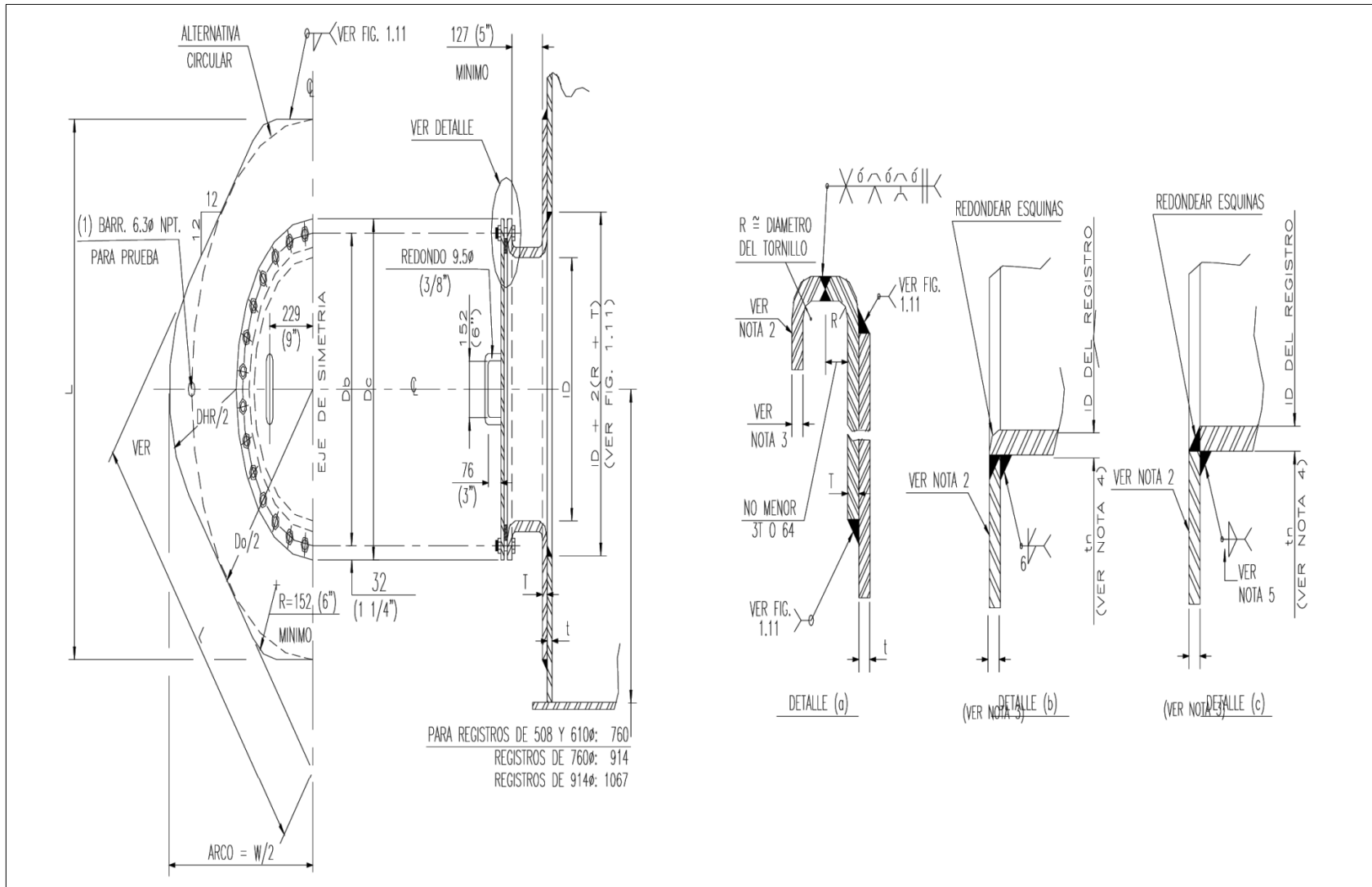


Figura 1.11 Entrada Hombre.

Notas:

1. Bajo otro caso especificado el material del empaque puede ser de fibra.
2. El asiento del empaque podrá ser maquinado con un ancho de 19 mm.
3. Ver tablas No. 1.6.1 para tipos de fibras y métodos de sujeción para cuellos de registros intercambiables.
4. Ver tablas de 1.6.2 a 1.6.5.
5. El tamaño de la soldadura será igual al espesor mínimo de las partes a unir.
6. Las boquillas mostradas en la fig. 1.12 pueden ser sustituidas por registros de 508 mm en diámetro y largo.
7. Las soldaduras indicadas pueden ser en taller o en campo.

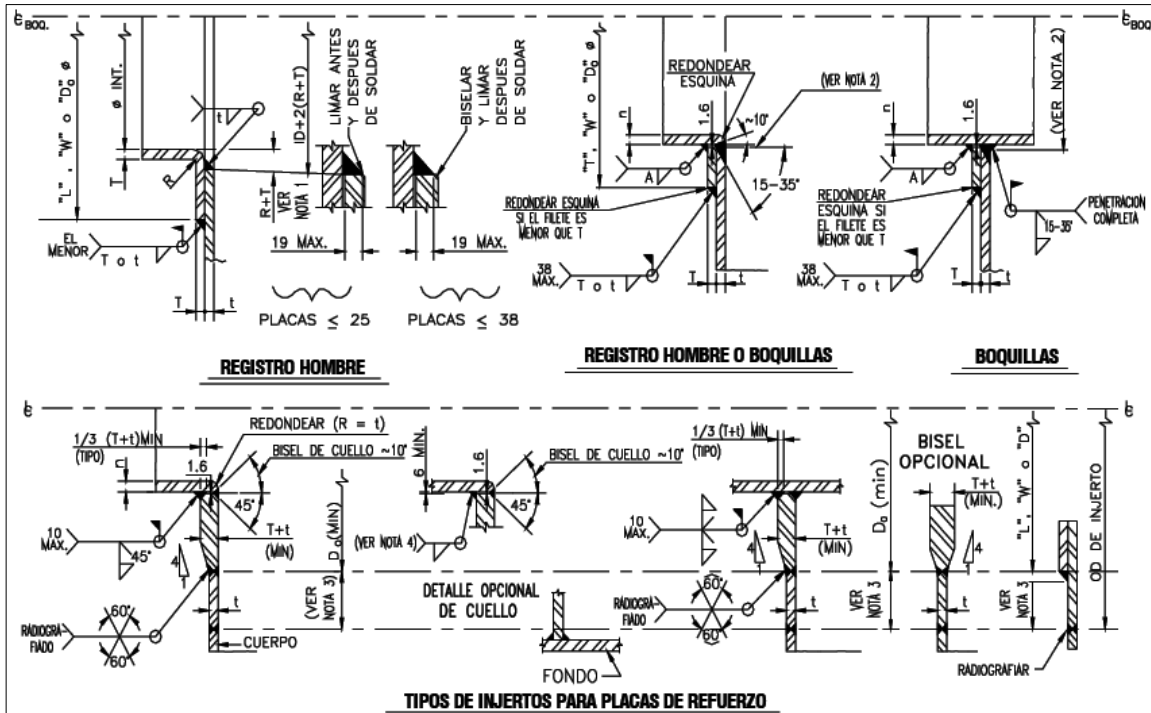


Figura 1.12 Entrada Hombre.

Notas:

1. El corte del cuerpo deberá hacerse con precisión, de tal forma que la distancia R+T quede dentro de la tolerancia 1/8 pulg para mayor precisión, un corte preliminar deberá hacerse para el diámetro interior del registro-hombre y usar este corte para localizar el corte final. R deberá ser el radio actual en vez de ser el radio interior aproximado en la esquina.
2. Ver tabla 3.3.2., columna 3 para el corte, el cual no debe ser menor que el diámetro exterior del cuello, más 1/2 pulg.
3. Para el mínimo espaciamiento entre soldaduras de conexiones abiertas el tamaño de la soldadura deberá ser mayor que A (tabla 3.9 basa en espesor) o n (espesor mínimo del cuello, tabla 1.3).
4. Otros detalles permisibles se muestran en la figura 1.7. del estándar API 620. el área del refuerzo deberá estar de acuerdo.
5. La dimensión y el tamaño de la soldadura que no se muestran serán los mismos que aquellos dados en la figura 3-4 de la norma referida.

6. Los detalles de soldadura pueden variar de aquellos mostrados si el comprador está de acuerdo.
7. Las soldaduras indicadas deberán ser de taller o de campo.

Altura Máxima del Tanque	Presión Hidrostática (kg/cm ²)	Espesor Mínimo de la Tapa Plana				Espesor Mínimo del Cuello y Brida del Registro			
		Registro de 508	Registro de 610	Registro de 762	Registro de 914	Registro de 508	Registro de 610	Registro de 762	Registro de 914
6400	0.64	7.93	9.52	11.11	12.7	6.35	6.35	7.93	9.52
8230	0.82	9.52	11.11	12.7	14.28	6.35	7.93	9.52	11.11
9754	0.97	9.52	11.11	14.28	15.87	6.35	7.93	11.11	12.7
12192	1.21	11.11	12.7	15.87	17.46	7.93	9.52	12.7	14.28
13716	1.37	12.7	14.28	15.87	19.05	9.52	11.11	12.7	15.87
16459	1.64	12.7	14.28	17.46	20.63	9.52	11.11	14.28	17.46
19812	1.98	14.28	15.87	19.05	22.22	11.11	12.7	15.87	19.05
22860	2.28	15.87	17.46	20.63	23.81	12.7	14.28	17.46	20.63

Tabla 1.6.1 Espesor del Cuello, Tapa Plana y Brida de la Entrada de Hombre.

Nota: Presión hidrostática debida a la columna de agua.

Espesor Mínimo del Cuello del Registro y Placa de Refuerzo t y T	Radio Aproximado R	Placa de Refuerzo		Diámetro Interior de Armado del Registro		Espesor Mínimo del Cuello Ensamblado
		Longitud Diámetro L=Do	Ancho W	Diámetro Constante del Anillo Hembra IDr	Diámetro Constante del Anillo Hembra IDp	
4.76	4.76	1168	1397	575	508	4.76
6.35	6.35	1168	1397	571	508	6.35
7.93	7.93	1162	1391	568	508	6.35
9.52	9.52	1156	1378	565	508	6.35
11.11	11.11	1149	1365	562	508	6.35
12.7	12.7	1143	1359	559	508	6.35
14.28	14.28	1136	1346	556	508	6.35
15.87	15.87	1136	1346	552	508	6.35
17.46	17.46	1130	1333	549	508	6.35
19.05	19.05	1123	1327	546	508	6.35
20.63	20.63	1117	1314	542	508	6.35
22.22	22.22	1124	1314	539	508	9.52
23.81	22.22	1124	1321	536	508	11.11
25.4	25.4	1130	1327	533	508	11.11
26.98	25.4	1137	1333	530	508	11.11
28.57	25.4	1137	1333	527	508	12.7
30.16	25.47	1143	1340	524	508	14.28
31.75	25.4	1143	1340	521	508	15.87
33.33	25.4	1149	1346	517	508	15.87
34.92	25.4	1149	1346	514	508	17.46
36.51	25.4	1156	1352	511	508	17.46
38.11	25.4	1156	1252	508	508	19.05

Tabla 1.6.2. Dimensiones de Entradas de Hombre de 508(mm).

Notas:

El diámetro del círculo de barrenos es de 667mm. (26.25 pulg.), diámetro exterior de la cubierta 730mm. (28 ¾ pulg.).

1. Si la placa usada en el cuerpo es más gruesa que el espesor requerido para estar sometido éste a carga hidrostática del producto, el exceso de espesor en la placa, considerando las distancias verticales tanto arriba como abajo de la línea de centros de la abertura en la placa del tanque igual a la dimensión de la abertura en el cuerpo del tanque, puede ser considerada como un refuerzo y el espesor o de la placa de refuerzo del registro decrecerá en proporción. En ese caso, el refuerzo, como la soldadura de aseguramiento, deberá estar conforme a los límites para refuerzos de boquillas del cuerpo.
2. El refuerzo deberá ser agregado si el espesor del cuello es menor al que se muestra en la columna. El espesor mínimo del cuello deberá ser el espesor de la placa del cuerpo o el espesor permisible al terminado de la boquilla atornillable (ver tabla 1.6.1.) el que sea más delgado, pero en ningún caso el espesor del cuello deberá ser menor al espesor indicado en la columna 7. Si el espesor del cuello del registro es mayor que el requerido, la placa del refuerzo podrá ser más delgada de acuerdo con los límites especificados.

Espesor Mínimo del Cuello del Registro y placa de refuerzo t y T	Radio Aproximado R	Placa de refuerzo		Diámetro Interior de Armado del Registro		Espesor Mínimo del Cuello Ensamblado
		Longitud Diámetro L=Do	Ancho W	Diámetro Constante del Anillo Hembra IDr	Diámetro Constante del Anillo Macho IDp	
4.76	4.76	1372	1651	676	610	4.76
6.35	6.35	1372	1644	667	610	6.35
7.93	7.93	1365	1638	670	610	6.35
9.52	9.52	1359	1625	667	610	6.35
11.11	11.11	1359	1625	663	610	6.35
12.7	12.7	1352	1613	660	610	6.35
14.28	14.28	1346	1600	657	610	6.35
15.87	15.87	1340	1594	654	610	6.35
17.46	17.46	1333	1581	574	610	6.35
19.05	19.05	1333	1581	648	610	6.35
20.63	19.05	1327	1314	644	610	6.35
22.22	22.22	1327	1568	641	610	7.93
23.81	22.22	1327	1568	638	610	11.11
25.4	25.4	1340	1581	635	610	11.11
26.98	25.4	1340	1581	632	610	11.11
28.57	25.4	1346	1587	629	610	12.7
30.16	25.4	1346	1587	625	610	14.28
31.75	25.4	1352	1593	616	610	14.28
33.33	25.4	1352	1593	619	610	15.87
34.92	25.4	1359	1600	616	610	15.87
36.51	25.4	1359	1600	613	610	17.46
38.1	25.4	1365	1606	610	610	19.05

Tabla 1.6.3. Dimensiones de Entradas de Hombre de 610(mm).

Notas:

El diámetro del círculo de barrenos es de 68mm. (30.25 pulg.), diámetro anterior de la cubierta 832mm. (32 ¾ pulg.).

1. Si la placa usada en el cuerpo es más gruesa que el espesor requerido para estar sometido éste a carga hidrostática del producto, el exceso de espesor en la placa, considerando las distancias verticales, tanto arriba como abajo de la línea de centros de la abertura en la placa del tanque igual a la dimensión de la abertura en el cuerpo del tanque, puede ser considerada como un refuerzo y el espesor (T) de la placa de refuerzo, del registro decrecerá en proporción. En ese caso, el refuerzo, como la soldadura de aseguramiento, deberá estar conforme a los límites para refuerzos de boquillas del cuerpo.
2. El refuerzo deberá ser agregado si el espesor del cuello es menor al que se muestra en la columna. El espesor mínimo del cuello deberá ser el espesor de la placa del cuerpo o el espesor permisible al terminado de la boquilla atornillable (ver Tabla 1.6.1.), el que sea más delgado, pero en ningún caso el espesor del cuello deberá ser menor al espesor indicado en la columna 7. Si el espesor del cuello del registro es mayor que el requerido, la placa del refuerzo podrá ser más delgada de acuerdo con los límites especificados.

Espesor Mínimo del Cuello del Registro y Placa de Refuerzo t y T	Radio Aproximado R	Placa de refuerzo		Diámetro interior de armado del registro		Espesor mínimo del cuello ensamblado
		Longitud diámetro L=Do	Ancho W	Diámetro constante del anillo hembra IDr	Diámetro constante del anillo macho IDp	
4.76	4.76	1676	2013	829	762	4.76
6.35	6.35	1676	2013	826	762	6.35
7.93	7.93	1670	2000	822	762	7.93
9.52	9.52	1670	2000	819	762	7.93
11.1	11.1	1657	1981	816	762	7.93
12.7	12.7	1657	1981	813	762	7.93
14.2	14.2	1651	1969	810	762	7.93
15.8	15.8	1632	1956	806	762	7.93
17.4	17.4	1638	1949	803	762	7.93
19	19	1638	1949	800	762	7.93
20.6	19	1632	1937	797	762	7.93
22.2	22.2	1632	1937	794	762	7.93
23.8	22.2	1632	1937	791	762	11.1
25.4	25.4	1645	1949	787	762	11.1
26.9	25.4	1645	1949	784	762	11.1
28.5	25.4	1651	1956	781	762	12.7
30.2	25.4	1651	1956	778	762	14.2
31.7	25.4	1657	1962	775	762	14.2
33.3	25.4	1657	1962	772	762	15.8
34.9	25.4	1664	1969	768	762	15.8
36.5	25.4	1664	1969	765	762	17.4
38.1	25.4	1670	1975	762	762	19

Tabla 1.6.4. Dimensiones de Entradas Hombre de 762 (mm).

Notas:

El diámetro de los barrenos es de 921mm. (36.25 pulg.) y el diámetro exterior de la cubierta de 984mm. (38 ¾ pulg.)

1. Si la placa usada en el cuerpo es más gruesa que el espesor requerido para estar éste sometido a carga hidrostática del producto, exceso de espesor en la placa, considerando las distancias verticales tanto arriba como abajo de la línea de centros de la abertura en la placa del tanque igual a la dimensión de la abertura en el cuerpo del tanque, puede ser considerada como un refuerzo y el espesor de la placas de refuerzo del registro decrecerá en proporción. En ese caso, el refuerzo, como la soldadura de aseguramiento, deberá estar conforme a los límites para refuerzos de boquillas del cuerpo.
2. El refuerzo deberá ser agregado si el espesor del cuello es menor al que se muestra en la columna. El espesor mínimo del cuello deberá ser el espesor de la placa del cuerpo; el espesor permisible al terminado de la boquilla atornillable (ver Tabla 1.6.1.) el que sea más delgado, pero en ningún caso el espesor del cuello deberá ser menor al espesor indicado en la columna 7. Si el espesor del cuello del registro es mayor que el requerido, la placa del refuerzo podrá ser más delgada de acuerdo con los límites especificados.

Espesor mínimo del cuello del registro y placa de refuerzo t y T	Radio aproximado R	Placa de refuerzo		Diámetro interior de armado del registro		Espesor mínimo del cuello ensamblado
		Longitud diámetro L=Do	Ancho W	Diámetro constante del anillo hembra IDr	Diámetro constante de ancho del anillo macho IDP	
4.76	4.76	1981	2381	981	914	4.76
6.35	6.35	1981	2381	978	914	6.35
7.93	7.93	1975	2369	975	914	7.93
9.52	9.52	1975	2369	972	914	9.52
11.1	11.1	1962	2350	968	914	9.52
12.7	12.7	1962	2350	965	914	9.52
14.2	14.2	1956	2337	962	914	9.52
15.8	15.8	1937	2324	959	914	9.52
17.4	17.4	1943	2318	956	914	9.52
19	19	1943	2311	953	914	9.52
20.6	19	1937	2305	949	914	9.52
22.2	22.2	1937	2305	946	914	9.52
23.8	25.4	1937	2305	943	914	11.1
25.4	25.4	1949	2318	940	914	11.1
26.9	25.4	1949	2318	937	914	11.1
28.5	25.4	1956	2324	921	914	12.7
30.1	25.4	1956	2324	930	914	14.2
31.7	25.4	1926	2330	927	914	14.2
33.3	25.4	1962	2330	924	914	15.8
34.9	25.4	1969	2337	921	914	15.8
36.5	25.4	1969	2337	918	914	17.4
38.1	25.4	1975	2318	914	914	19

Tabla 1.6.5. Dimensiones de Entradas Hombre de 914 (mm).

Notas:

El diámetro de los barrenos es de 1073 mm. (42.25 pulg.) y el diámetro exterior de la cubierta de 1136 mm. (44 ¾ pulg.)

1. Si la placa usada en el cuerpo es más gruesa que el espesor requerido para estar sometido éste a carga hidrostática del producto, el exceso de espesor en la placa, considerando las distancias verticales tanto arriba como abajo de la línea de centros de la abertura en la placa del tanque igual a la dimensión de la abertura en el cuerpo del tanque puede ser considerada como un refuerzo y el espesor de la placa de refuerzo del registro decrecerá en proporción. En ese caso, el refuerzo como la soldadura de aseguramiento deberá estar conforme a los límites para refuerzos de boquillas del cuerpo.
2. El refuerzo deberá ser agregado si el espesor del cuello es menor al que se muestra en la columna. El espesor mínimo del cuello deberá ser el espesor de la placa del cuerpo o el espesor permisible al terminado de la boquilla atornillable (ver Tabla 1.6.1.) el que sea más delgado, pero en ningún caso el espesor del cuello deberá ser menor al espesor indicado en la columna 7. Si el espesor del cuello del registro es mayor que el requerido, la placa del refuerzo podrá ser más delgada de acuerdo con los límites especificados.

Diámetro Nominal	Diámetro Interior del Cuello ID	Diámetro Exterior de la Tapa Plana	Diámetro Círculo de Barrenos Db	Número de Tornillos	Diámetro del Empaque		Diámetro del Agujero en el Techo y Placa de Refuerzo Dp	Diámetro Exterior de la Placa de Refuerzo Dr
					Interior	Exterior		
610	610	762	698	20	610	762	625	1168
508	508	660	597	16	508	660	524	1067

Tabla 1.7. Dimensiones para Entradas Hombre sobre el Techo.

Nota:

Ver figura 1.13.

Diámetro Nominal	A	B
25	---	102
51	---	102
76	152	152
102	197	152
152	305	203
203	356	203

Tabla 1.8. Venteo

Diámetro Nominal del Tubo	Diámetro del Sumidero A	Profundidad del Sumidero B	Distancia del Centro del Tubo de la Pared del Tanque (mm) C	Espesor de las Placas del Sumidero t	Espesor Mínimo del Tubo	Espesor Mínimo de la Boquilla
152	1524	914	2590	11.11	6.35	10.97
102	1219	610	2057	9.52	6.35	8.56
76	914	457	1524	9.52	6.35	7.62
51	610	305	1067	7.93	5.54	5.54

Tabla 1.9. Dimensiones para Sumideros (mm.)

Nota:

Ver figura 1.15.

Diámetro Nominal de la Boquilla D	B/2	E	F	G	H	J	K	L	W/2	T	ST
1219	1067	813	1219	1473	2032	305	1829	3404	1448	15.8	ST8WF18.0
1067	991	711	1067	1372	1778	305	1727	3200	1372	15.8	ST8WF18.00
914	914	635	914	1270	1549	305	1626	2997	1295	15.8	ST8WF18.0
762	838	533	762	1143	1295	305	1499	2743	1219	15.8	ST6WF13.5
610	762	457	610	1041	1067	305	1397	2540	1143	15.8	ST6WF13.5
457	686	381	508	940	889	305	1295	2337	1067	15.8	ST6WF13.5
305	610	305	457	864	762	305	1194	2159	991	15.8	ST6WF13.5
230	559	254	406	8133	660	305	1143	2057	940	15.8	ST6WF8.5
152	533	229	356	762	584	305	1117	1981	914	15.8	ST6WF8.5

Tabla 1.10. Conexiones por debajo del Fondo.

Nota:

Para los diámetros no mostrados, o la extensión de cualquier dimensión pueden ser usadas a previo diseño.

1. Aplica a la Figura 1.16., para tanques con una altura iguales o mayor de 19500 mm. (64 pies) usar placas de 19.05 mm. (3/4 pulg.) y nunca un espesor menor que el de la placa anular.
2. Otros componentes o secciones podrán tener soportes para cargas externas.

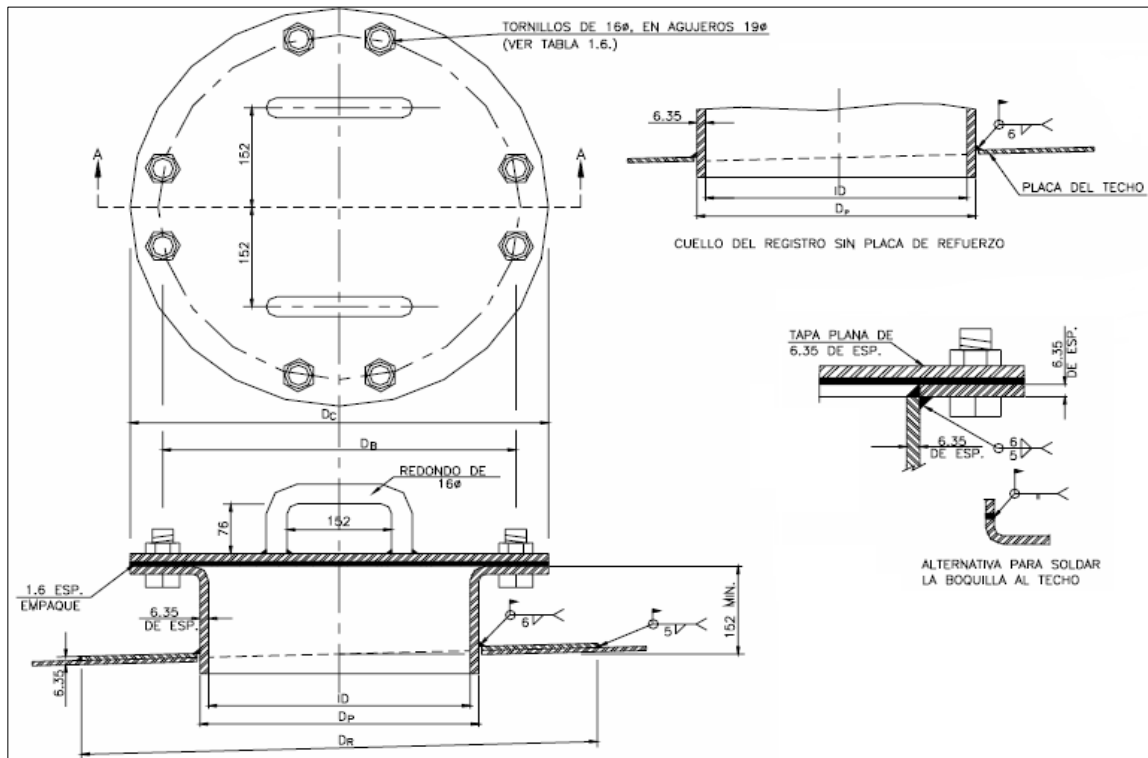


Figura 1.13 Entrada Hombre en Techo.

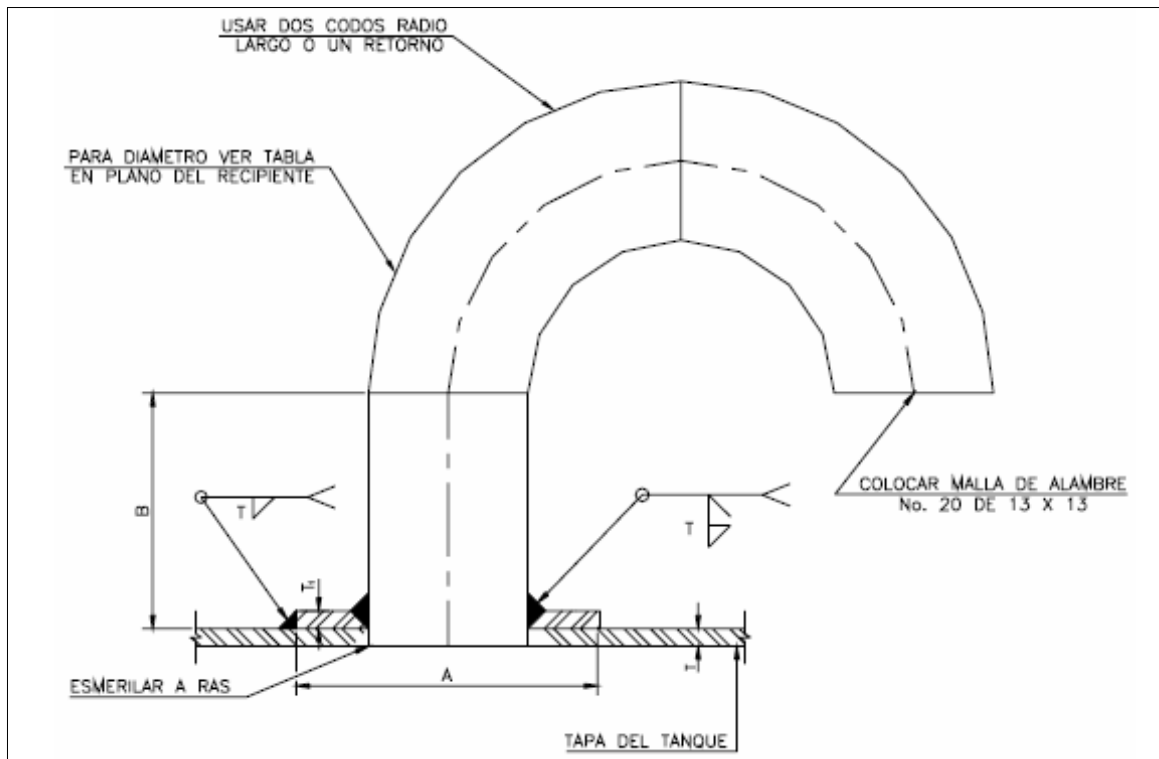


Figura 1.14 Venteo.

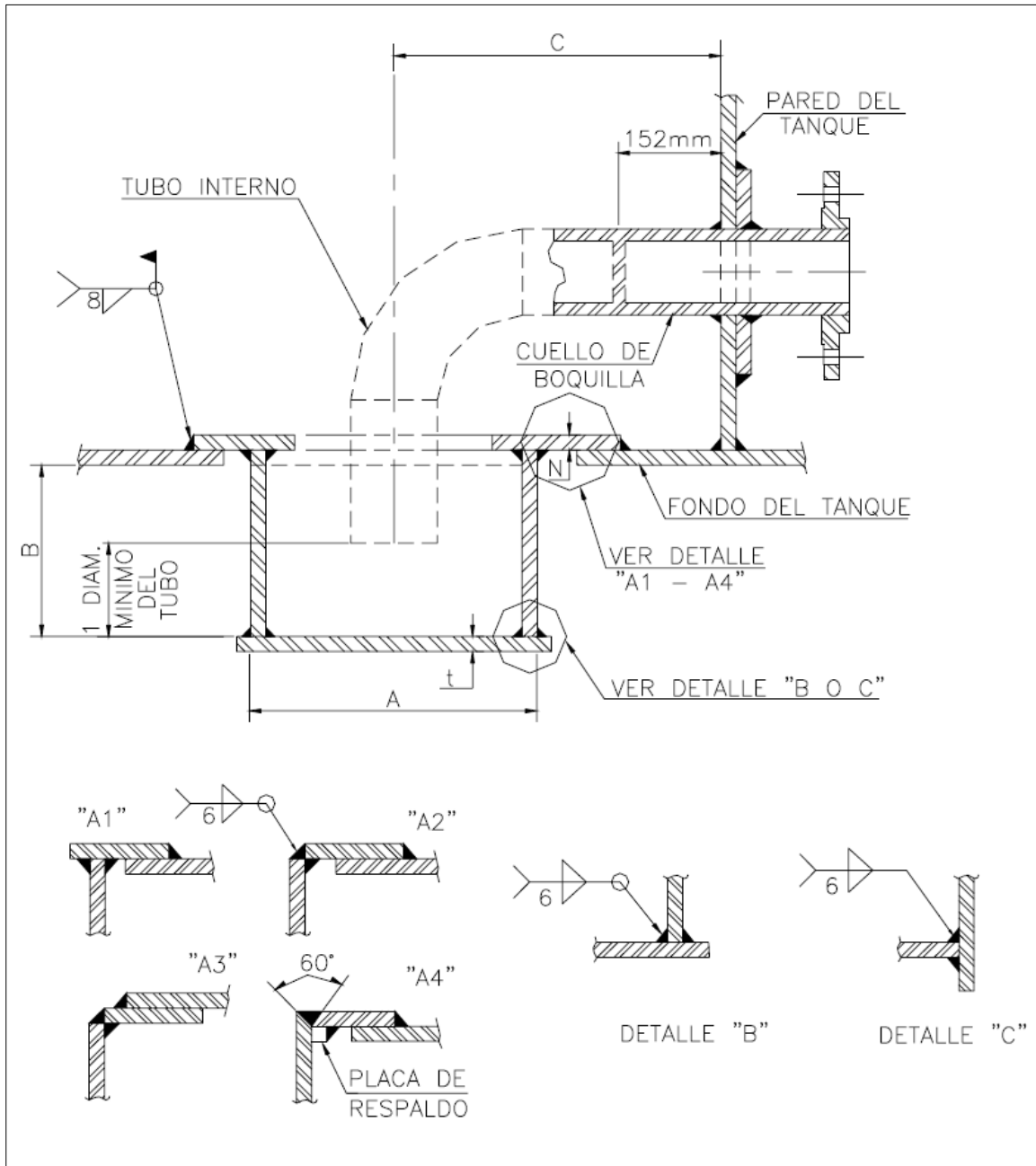


Figura 1.15. Sumidero.

Notas:

1. Un agujero deberá estar cortado en la placa del fondo que deberá coincidir con la cimentación antes de colocar el fondo.
2. Puesto en su lugar el sumidero, el suelo será compactado.
3. El sumidero siempre está instalado en el fondo.

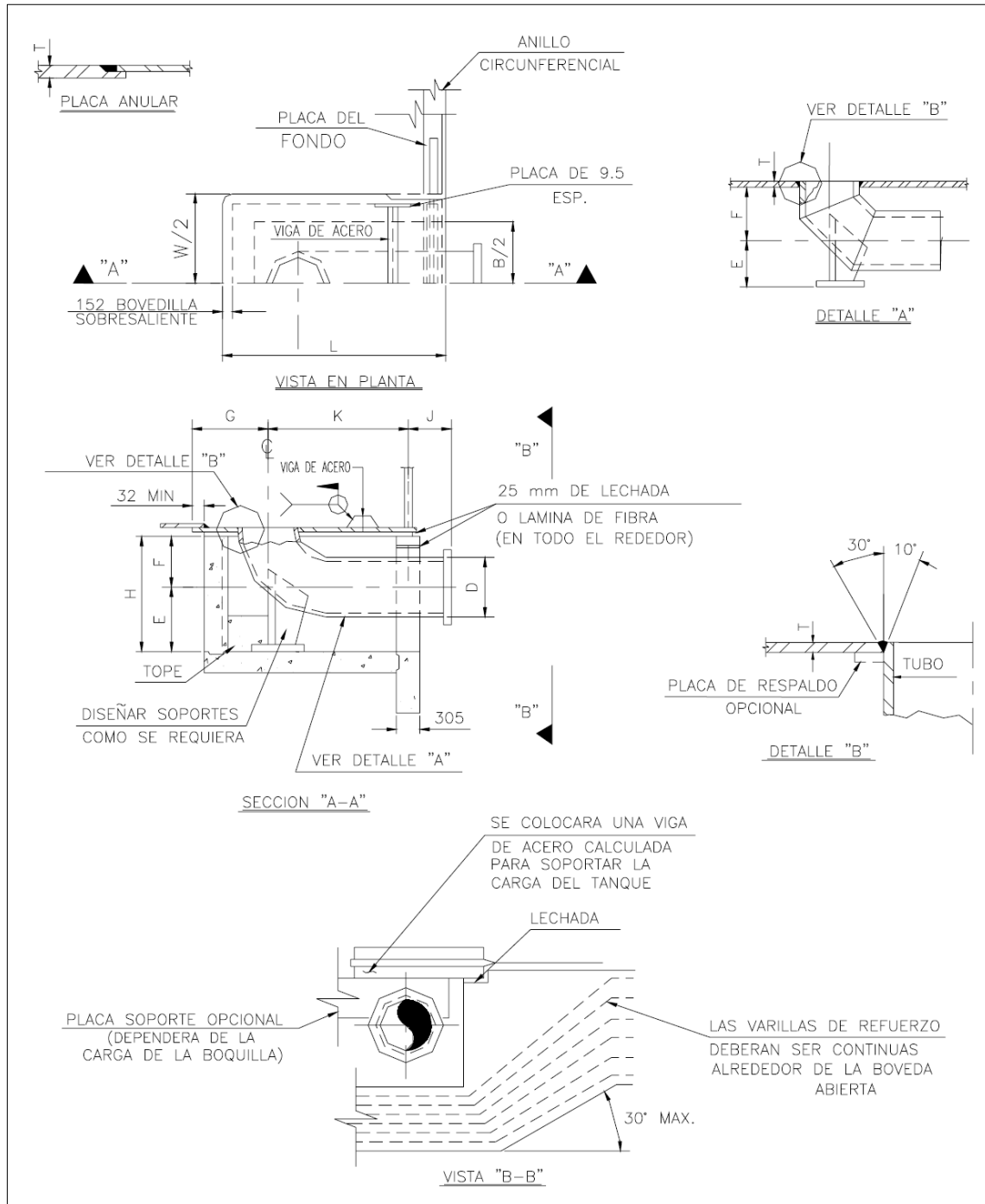


Figura 1.16. Boquillas en el Fondo.

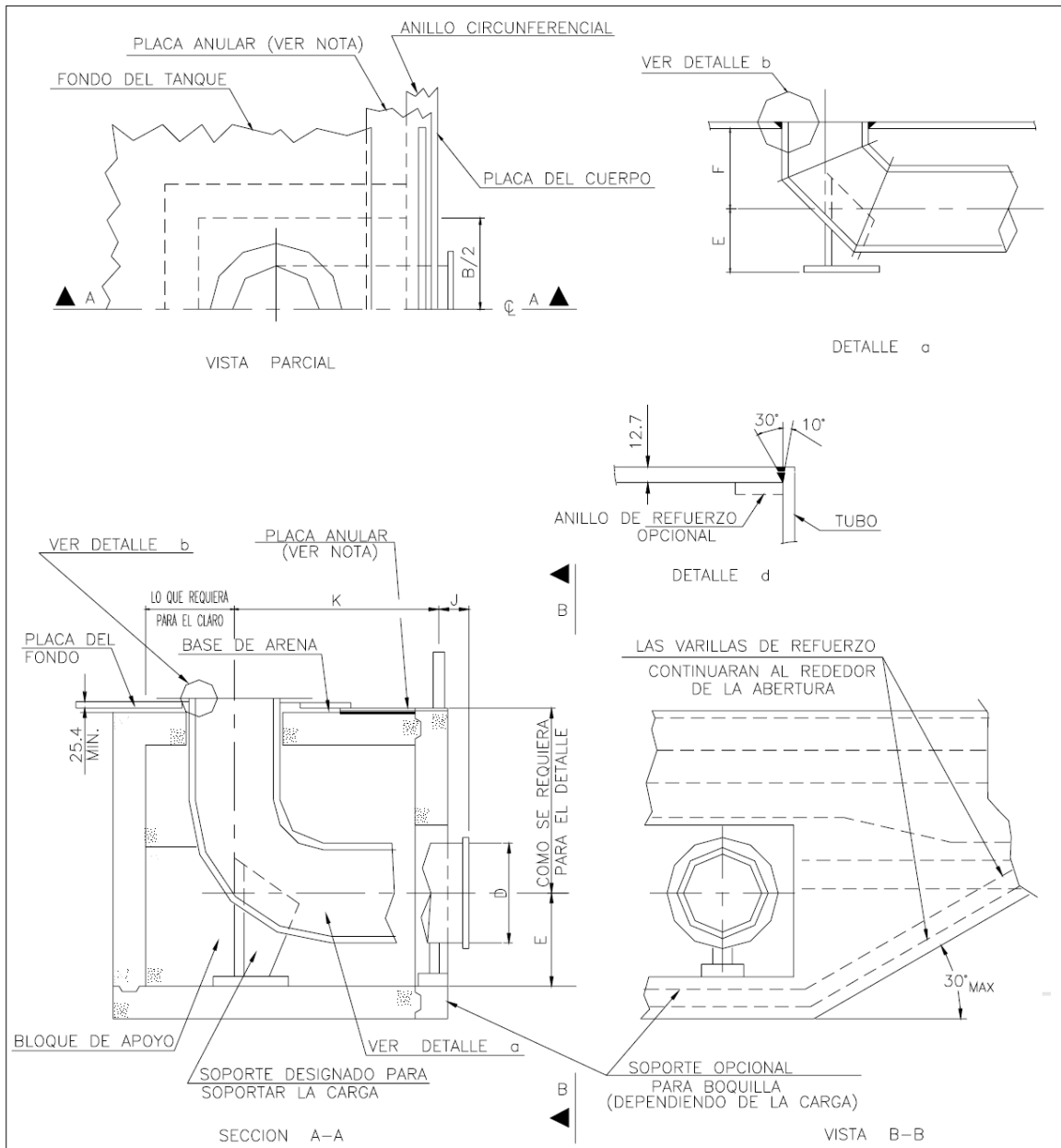


Figura 1.17. Boquillas en el Fondo.

Nota:

Si se usa placa anular deberá colocarse una placa completa sobre la bóveda.

1.8 ESCALERAS Y PLATAFORMAS.

Las escaleras, plataformas y barandales tienen la finalidad de situar al personal que así lo requiera en una zona del tanque que necesite de constante mantenimiento o supervisión, generalmente sobre el techo donde se localizan diversas boquillas y la entrada hombre, además de brindar protección y seguridad al personal.

1.8.1. REQUERIMIENTOS PARA PLATAFORMAS Y PASILLOS (ESPECIFICADO POR A.P.I. 650).

1. Todos los componentes deberán ser metálicos.
2. El ancho mínimo del piso será de 610mm. (24 pulg.).
3. Todo el piso deberá ser de material antiderrapante.
4. La altura del barandal a partir del piso será de 1,067mm. (42 pulg.).
5. La altura mínima del rodapié será de 76mm. (3 pulg.).
6. El máximo espacio entre el suelo y la parte inferior del espesor de la placa del pasillo será de 6.35mm. (1/4 pulg.).
7. La altura del barandal central será aproximadamente la mitad de la distancia desde lo alto del pasillo a la parte superior del barandal.
8. La distancia máxima entre los postes del barandal deberá ser de 1168mm. (46 pulg.).
9. La estructura completa tendrá que ser capaz de soportar una carga viva concentrada de 453 Kg. (1,000 lb), aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto del barandal.
10. Los pasamanos estarán en ambos lados de la plataforma, y estarán interrumpidos donde sea necesario para un acceso.
11. Cualquier espacio mayor de 152mm. (6 pulg.) entre el tanque y la plataforma deberá tener piso.
12. Los corredores de los tanques que se extienden de un lado al otro del suelo o a otra estructura deberán estar soportados de tal manera que tenga un movimiento relativo libre de las estructuras unidas por los corredores; ésta puede estar acompañada por una firme atadura del corredor a los tanques, además del uso de una junta corrediza o de dilatación en el puente de contacto entre el corredor y el otro tanque (este método permite que en caso de que un tanque sufra ruptura o algún movimiento brusco, el otro no resulte dañado).

1.8.2. REQUERIMIENTOS PARA ESCALERAS. (ESPECIFICADO POR A.P.I. 650).

1. Todas las partes de la escalera serán metálicas.
2. El ancho mínimo de las escaleras será de 610mm. (24 pulg.).
3. El ángulo máximo entre las escaleras y una línea horizontal será de 50°.
4. El ancho mínimo de los peldaños será de 203mm. (8 pulg.). La elevación será uniforme a todo lo largo de la escalera.
5. Los peldaños deberán estar hechos de rejilla o material antiderrapante.
6. La superior de la reja deberá estar unida al pasamano de la plataforma sin margen y la altura medida verticalmente desde el nivel del peldaño hasta el borde del mismo de 762 a 864 mm. (30 pulg. a 34 pulg.).
7. La distancia máxima entre los postes de la rejilla medidos a lo largo de la elevación de 2,438mm. (96 pulg.).
8. La estructura completa será capaz de soportar una carga viva concentrada de 453 Kg. (1,000 lb), y la estructura del pasamanos deberá ser capaz de soportar una carga de 90Kg. (200 lb), aplicada en cualquier dirección y punto del barandal.
9. Los pasamanos deberán estar colocados en ambos lados de las escaleras rectas; éstos serán colocados también en ambos lados de las escaleras circulares cuando el claro entre cuerpo-tanque y los largueros de la escalera excedan 203mm. (8 pulg.).
10. Las escaleras circunferenciales estarán completamente soportadas en el cuerpo del tanque y los finales de los largueros apoyados en el piso.

CAPITULO 2. DISEÑO DE CIMENTACIÓN ANULAR.

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ANULAR.

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil.

2.1. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

Con el propósito de definir el tipo de cimentación adecuado que cumpla con el objetivo mencionado anteriormente, es indispensable evaluar con precisión las cargas que se transmitirán al subsuelo, realizar un estudio detallado de mecánica de suelos y escoger el procedimiento constructivo que técnica y económicamente sea el más viable.

2.1.1 CARGAS

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes (incluyendo peso propio), las acciones variables (incluyendo la carga viva), y las acciones accidentales (incluyendo sismo y viento), a las que se encontrará sometida.

Una vez conocida estas acciones, es necesario conocer su distribución y determinar la magnitud de los esfuerzos que serán aplicados al subsuelo.

2.1.2 SUELO

El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizara la estabilidad del sistema.

El estudio de mecánica de suelos permitirá determinar la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índice y las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

Esta información servirá de base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al subsuelo.

2.1.3 TÉCNICA Y ECONOMÍA

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones para recipientes verticales suelen ser obras de bajo costo, en comparación a los costos de las instalaciones industriales que forman parte primordial del funcionamiento del recipiente. Pero, desde el punto de vista geotécnico y de ingeniería estas son obras muy delicadas en las que no deberían aparecer problemas o fallas en la cimentación.

Estas estructuras admiten grandes desplazamientos, por lo que se pueden adoptar soluciones de cimentación superficial en terrenos donde otros tipos de estructuras requerirían costosas cimentaciones profundas.

Haciendo referencia a los tanques atmosféricos podemos destacar como características particulares las siguientes:

- Las cargas verticales transmitidas no son demasiado elevadas y se aplican en un corto intervalo de tiempo, representando el peso propio de la estructura y del recipiente un valor despreciable de la carga total.
- Las superficies ocupadas son grandes, siendo importante en los estudios geotécnicos investigar una profundidad de terreno igual al diámetro del tanque, como mínimo.
- El radio medio del anillo de cimentación deberá ser el correcto para permitir un adecuado montaje.
- La “prueba hidrostática” que se realiza normalmente puede proporcionar ventajas importantes en la hora de construir. Tales como:
 - Ubicar puntos de fuga o ruptura en la estructura misma del recipiente (paredes, tuberías y compuertas) y en la unión con la cimentación.
 - Comprobar la resistencia de los anclajes utilizados para fijar el recipiente a la cimentación.
 - Determinar falla de la cimentación, asentamientos en función de las cargas verticales y su evolución en el tiempo, con un mínimo de 24 horas.

Dos aspectos muy importantes a ser tomados en cuenta es en las zonas donde se construirán los tanques atmosféricos y que requieren consideraciones especiales de ingeniería son:

- Cuando el tanque se asienta sobre laderas donde parte del recipiente horizontal se asienta sobre suelo inalterado o roca y parte sobre relleno u otra construcción, o en donde la profundidad del relleno requerido sea variable.
- Lugares en los cuales son frecuentes las lluvias que podrían producir expansión, desplazamiento del suelo.

2.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una cimentación superficial es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se trasmite al suelo; y se recomienda que cumpla con la siguiente condición.

$$\frac{H}{B} < 4$$

FIG. 2.1

H: altura de desplate de la cimentación

B: ancho de la cimentación



Figura 2.1 Dimensiones de la Cimentación.

Si el suelo de cimentación es el adecuado deberá soportar la carga del tanque lleno, sin producir asentamientos excesivos. Entre los métodos generales que pueden ser utilizados y que se describirán más adelante para la cimentación de recipientes horizontales tenemos los siguientes:

- Cimentación con material granular compactado.
- Cimentación anular de concreto armado.
- Cimentación con losa de concreto armado.
- Cimentación rígida sobre pilotes a punta
- Cimentación flexible sobre pilotes a fricción o mixtos

2.2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Una cimentación profunda es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como pilotes, cilindros y cajones de cimentación, ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad; y se recomienda que cumpla con la siguiente condición. FIG. 2.1

$$\frac{H}{B} > 4$$

Esta alternativa se la utiliza únicamente cuando el suelo natural de cimentación es demasiado débil, compresible y susceptible a licuefacción. Es fundamental conocer las propiedades del suelo, las condiciones en las que este se encuentra y los requerimientos de carga a los que deberá estar sometido para poder decidir el tipo de cimentación profunda que se necesita.

Entre los métodos generales que pueden ser utilizados y que se describirán más adelante para la cimentación de recipientes horizontales tenemos los siguientes:

- Cimentación rígida sobre pilotes a la punta.
- Cimentación flexible sobre pilotes a fricción o mixtos.

La mayor dificultad del cálculo de la capacidad de carga de pilotes, se basa en la diferencia que existe entre el comportamiento de un solo pilote con respecto a un grupo de pilotes. Tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
2. La capacidad de carga de un bloque o zapata de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.

2.3 CARGAS Y SOLICITACIONES

Los tanques atmosféricos están sometidos a dos tipos de cargas, una en condiciones estáticas y otra en condiciones dinámicas, las cuales pueden afectar al recipiente cuando está lleno o vacío. En consecuencia la condición más crítica es cuando el recipiente está lleno.

2.3.1 CARGAS ESTÁTICAS

La estructura de tanque es muy sencilla, formada por: cubierta, cuerpo o casco y fondo. Esta produce dos tipos de cargas estáticas verticales.

1. Carga lineal en el perímetro del recipiente, producida por el peso del cuerpo (P_c), más el peso de techo que descansa sobre la pared (P_t); en caso de ser techo flotante el peso de este más el peso del líquido (P_l), se trasmite a toda el área del fondo del recipiente.
2. Carga uniformemente distribuida en el fondo del recipiente, producida por el líquido contenido.

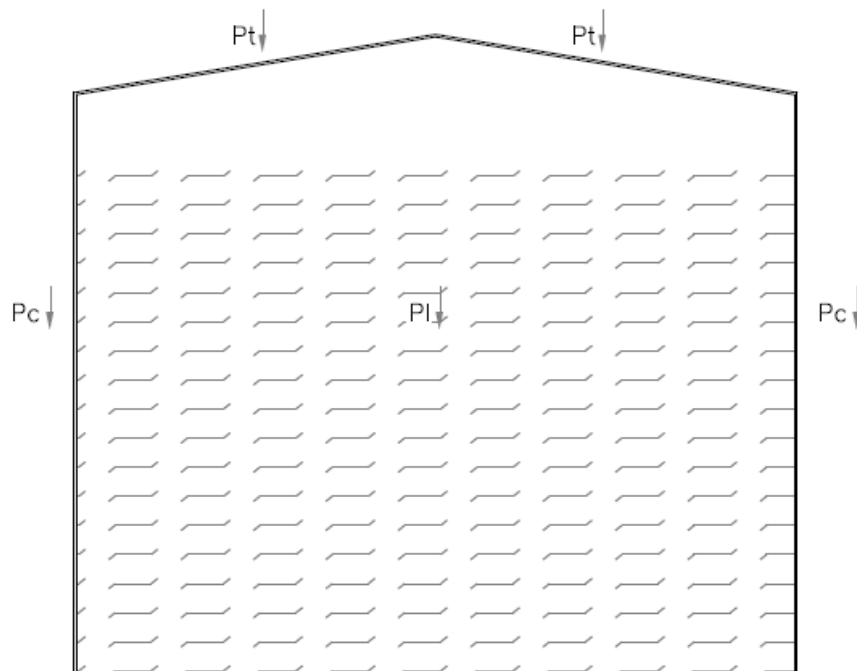


Figura 2.2 Tanque con Techo Cónico.

2.3.2. CARGAS DINÁMICAS

Las cargas que actúan en el recipiente son fuerzas de inercia laterales, de origen sísmico, teniendo en cuenta que en México se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico. En dinámica de estructuras se estudian varios métodos para simplificar la fuerza equivalente que produciría el sismo en un recipiente.

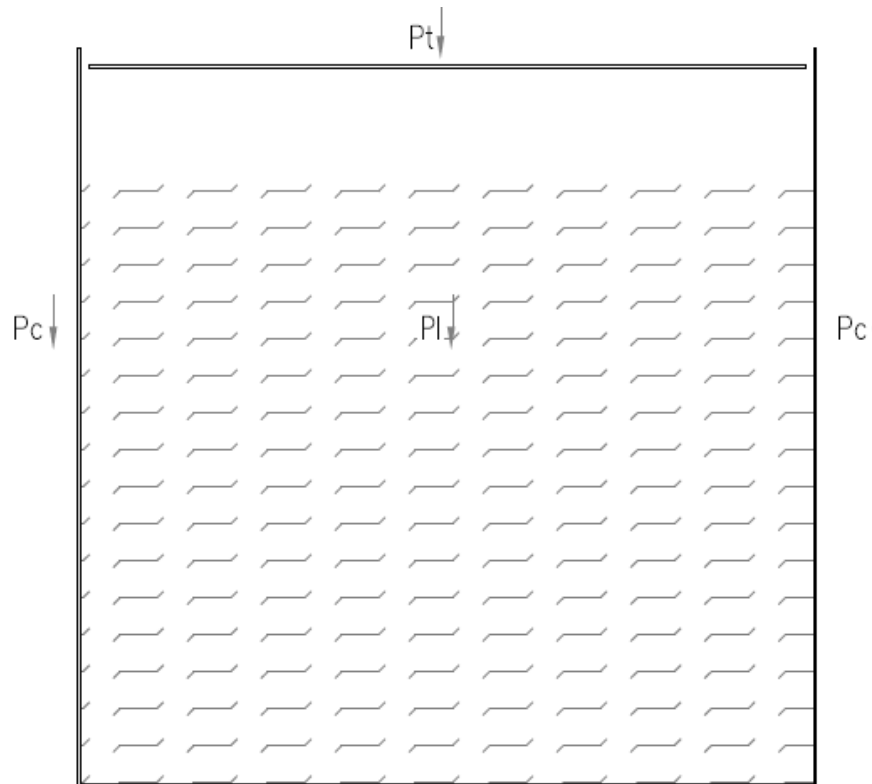


Figura 2.3 Recipiente Horizontal con Techo Flotante.

Para determinar el periodo fundamental de vibración de un recipiente, se deben detallar las masas que pueden moverse en él. Prácticamente todo el fenómeno hidrodinámico está asociado a las olas superficiales, las cuales chocan contra la pared del tanque provocando una fuerza horizontal adicional que puede causar la falla de la estructura y/o cimentación.

El fenómeno puede esquematizarse como lineal mientras las olas producidas en el recipiente sean pequeñas. Cuando los recipientes se apoyan de forma directa en el suelo de cimentación, las principales formas de falla son: daños en la pared del recipiente y el oleaje excesivo.

Al mismo tiempo en la cimentación se generan dos tipos de efecto: un incremento de las cargas transmitidas por el recipiente al suelo de cimentación, producido por la presión hidrodinámica; y una falla local en el borde sobreforzado, producido por la presencia de un momento hidrodinámico de volcamiento debido al sismo.

Cuando el recipiente se cubre con una tapa rígida, el líquido contenido se mueve de manera simultánea con él. Pero, si existe un pequeño espacio entre la superficie del líquido y la tapa, las presiones producidas por el líquido en la pared del tanque y el fondo del mismo, serán prácticamente iguales a las que se producen con el recipiente lleno a tope. En la práctica basta estudiar las condiciones de un recipiente totalmente lleno.

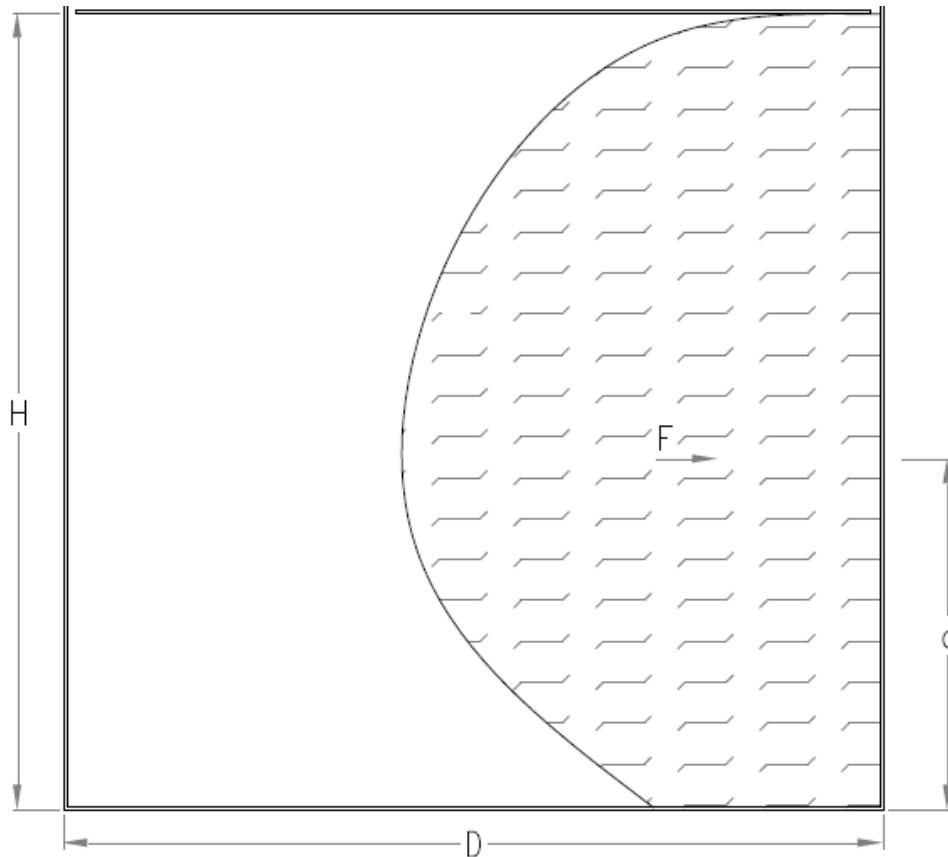


Figura 2.4 Esquema de la Presión Hidrodinámica.

2.3.3. ESFUERZOS EN EL SUELO BAJO LA CIMENTACIÓN

La determinación de esfuerzos en el suelo de cimentación corresponde a un estado de esfuerzos combinados que pueden ser: de compresión, producido por la acción de la condición estática de carga (vertical); y de tracción y compresión, producido por la condición dinámica de carga, identificada por el momento de volcamiento.

2.4 TIPOS DE CIMENTACIONES PARA TANQUES ATMOSFÉRICOS.

2.4.1 CIMENTACIÓN CON MATERIAL GRANULAR COMPACTADO

Cuando el terreno natural es de buena calidad y los asentamientos no son de consideración, la solución más simple y económica consiste en la limpieza y remoción del terreno natural para luego ser reemplazado por suelo compactado de mejores características granulométricas.

Se extenderá una capa de relleno granular de 30 cm. de espesor, con una pendiente mínima del 1% y se la extenderá del centro hacia fuera. Se colocará geotextil para separar el suelo natural del suelo seleccionado.

La consideración señalada facilita la acumulación de sedimentos en el cuerpo del recipiente, para luego ser eliminados, al mismo tiempo permite absorber el posible asentamiento diferencial entre el centro y el perímetro del recipiente.

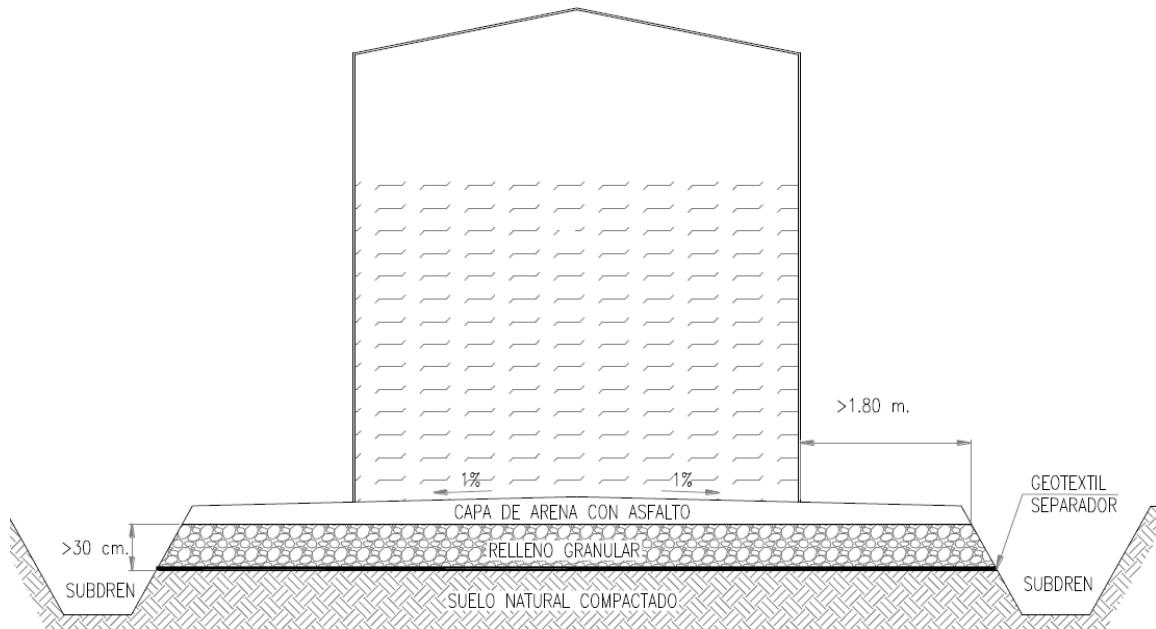


Figura 2.5 Cimentación con Material Granular Compactado.

El material de base, que funciona también como sistema de drenaje, deberá acoplarse al tipo de terreno y cumplir con los requerimientos de una capa filtro si son arcillas o limos arcillosos.

Sobre la base construida se extenderá una base asfáltica con espesor de 10 cm., la misma evitará la corrosión del fondo del recipiente. La mezcla asfáltica será hecha con una mínima cantidad de aceite mineral que consiga humedecer a la arena, para lograr una mezcla homogénea. El exceso de aceite mineral puede dar lugar a incendios. Se puede también sustituir la arena asfáltica por un hormigón asfáltico o por riego asfáltico sobre gravilla.

La capa de relleno deberá exceder 1.8 m. el diámetro del recipiente para evitar socavación o erosión. Al tener una cuneta perimetral fuera del área de cimentación, ayuda a la protección y drenaje del recipiente. En esta, se construye un subdren con grava y geotextil (no tejido), el mismo servirá para recoger el exceso de agua lluvia y controlar el nivel freático. El mayor inconveniente en este tipo de cimentación es el asentamiento por plastificación local de la capa de arena en la periferia del recipiente. Ver figura 2.6

2.4.1.1 REFUERZO LATERAL CON BERMA DE GRAVA.

Al construir un refuerzo lateral adecuado, es decir, al conformar una berma anular de grava o piedra triturada compactada; se elimina la falla local en la periferia del recipiente.

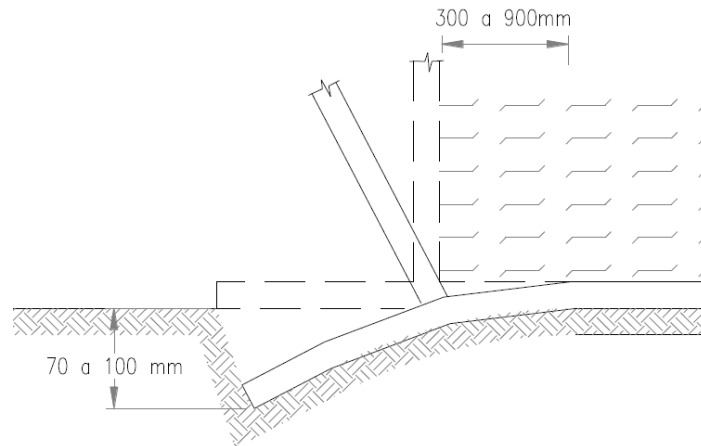


Figura 2.6 Falla Local en la Periferia del Recipiente.

El tamaño máximo de la grava o piedra triturada a utilizarse será de 3 cm. y el ancho mínimo de la berma será de 1.8 m. medido desde la pared del recipiente. Se dispondrá de una placa de acero con un espesor y ancho mínimos de 12.5 mm. y 300 mm., respectivamente, con el objeto de que el cuerpo del recipiente se apoye sobre ella.

Debido a la implantación de medidas de seguridad por parte de las diferentes empresas dentro de la industria, ya no es utilizado este tipo de cimentación y la berma de grava ha sido reemplazada por una cimentación anular de concreto armado.

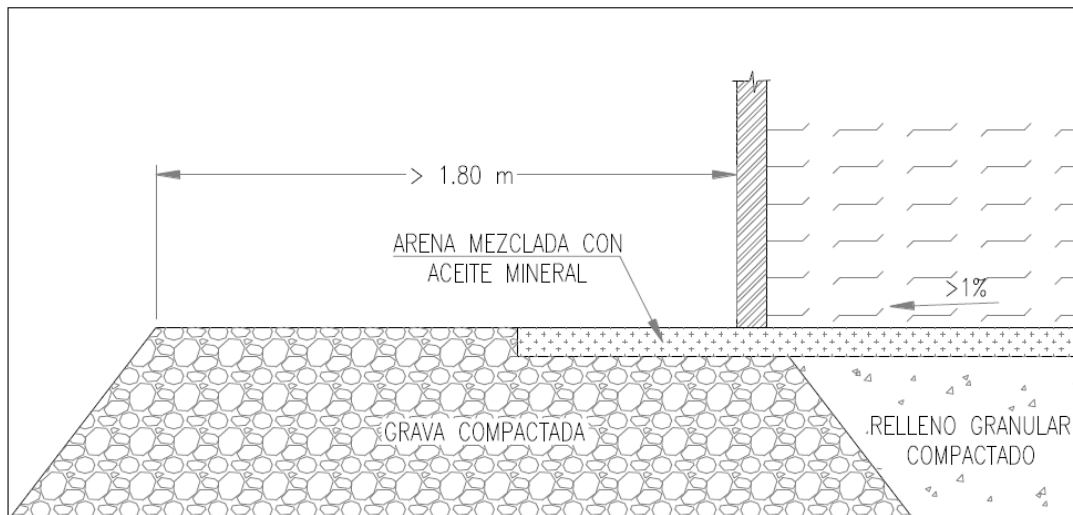


Figura 2.7 Berma de Grava.

2.4.2 CIMENTACIÓN ANULAR DE CONCRETO ARMADO.

El suelo de cimentación de un recipiente recibe la carga de la estructura y de su contenido. Estas cargas producen presiones de compresión y laterales; estas últimas se dividen en activas y pasivas.

Los recipientes verticales con diámetros muy grandes o con cuerpos muy altos transmiten cargas considerables a la cimentación, esta circunstancia es importante en recipientes con cubierta flotante.

Para la mayor parte de cimentaciones de recipientes verticales es apropiado diseñar y construir un muro anular de hormigón, consiguiendo las siguientes ventajas:

- Mejor distribución de las cargas concentradas en las paredes del recipiente y de la carga sobre el suelo bajo el mismo.
- Da a la base del recipiente un nivel más alto con respecto al nivel de la plataforma, nivelándolo y protegiéndolo durante la construcción.
- Brinda una superficie sólida y lisa para el montaje de la pared del recipiente.
- Confina el relleno bajo el recipiente y previene los posibles corrimientos o erosión del material.
- Disminuye la oxidación en el fondo del recipiente.

La cimentación anular descansará en suelo inalterado o compactado y se dimensiona de tal forma que la presión de contacto en la parte inferior, sea relativamente igual a la presión actuante en el relleno confinado a la misma profundidad.

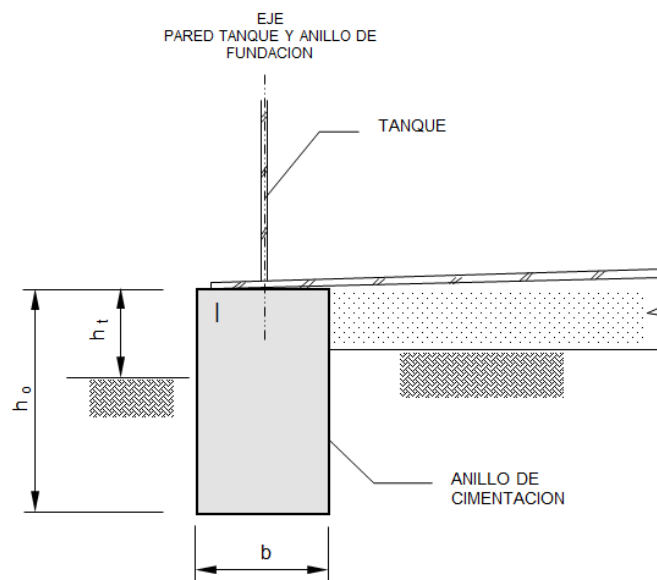


Figura 2.8 Cimentación Anular de Concreto Armado.

El ancho de la cimentación anular no será menor a 30cm. y su centro de gravedad deberá coincidir con el diámetro nominal del recipiente. La profundidad del anillo de cimentación dependerá de las condiciones del terreno, pero no debe ser mayor a la altura del relleno compactado.

Esta cimentación anular de concreto armado y se lo reforzará en forma continua a lo largo de toda la circunferencia. Se revisará el acero mínimo de temperatura y contracción, para resistir la presión lateral del suelo confinado y la sobrecarga del fluido y se lo compensará con el acero de refuerzo obtenido del diseño estructural de la cimentación.

El nivel terminado de la cimentación anular debe ser uniforme, con una pendiente máxima de $\pm 0.03\%$. Es decir, ningún punto deberá variar más de $\pm 5\text{mm}$. del nivel terminado establecido del proyecto.

2.4.3 CIMENTACIÓN CON LOSA DE CONCRETO ARMADO.

Los asentamientos diferenciales se reducen al construir losas de cimentación, pero su costo es muy elevado y en comparación con los otros tipos de cimentación señalados, es una alternativa poco viable.

Pero, en determinadas circunstancias su construcción se hace necesaria para proteger al recipiente de ataques químicos del suelo de cimentación, o en casos especiales de huracanes, heladas, inundaciones, etc.

Especialmente se usa este tipo de cimentación cuando existe nivel freático elevado y se requiere evitar la flotación del recipiente. También cuando la capacidad admisible del suelo es muy baja. (Figura 2.9)

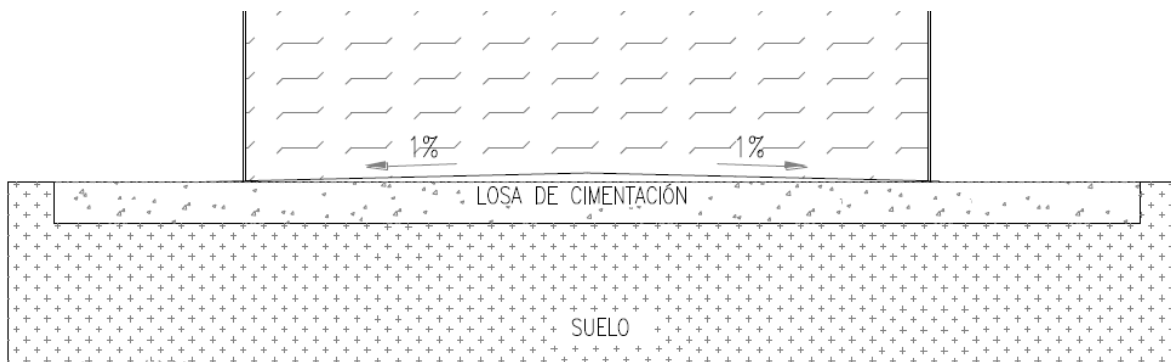


Figura 2.9 Cimentación con Losa de Concreto.

2.4.4 CIMENTACIÓN RÍGIDA SOBRE PILOTES A LA PUNTA

Esta alternativa es utilizada cuando las características físicas y mecánicas del suelo son de mala calidad y al mismo tiempo los asentamientos son superiores a los admisibles.

Una losa de concreto armado une las cabezas de los pilotes que deben estar trabajando a la punta, sobre la losa se colocará una capa de arena compactada, la misma que servirá de base para el recipiente horizontal. (Figura 2.10)

2.4.5 CIMENTACIÓN FLEXIBLE SOBRE PILOTES A FRICCIÓN O MIXTOS.

Esta alternativa es utilizada cuando las características físicas y mecánicas del suelo son de mala calidad y al mismo tiempo la punta de los pilotes no alcanza a tocar el suelo firme.

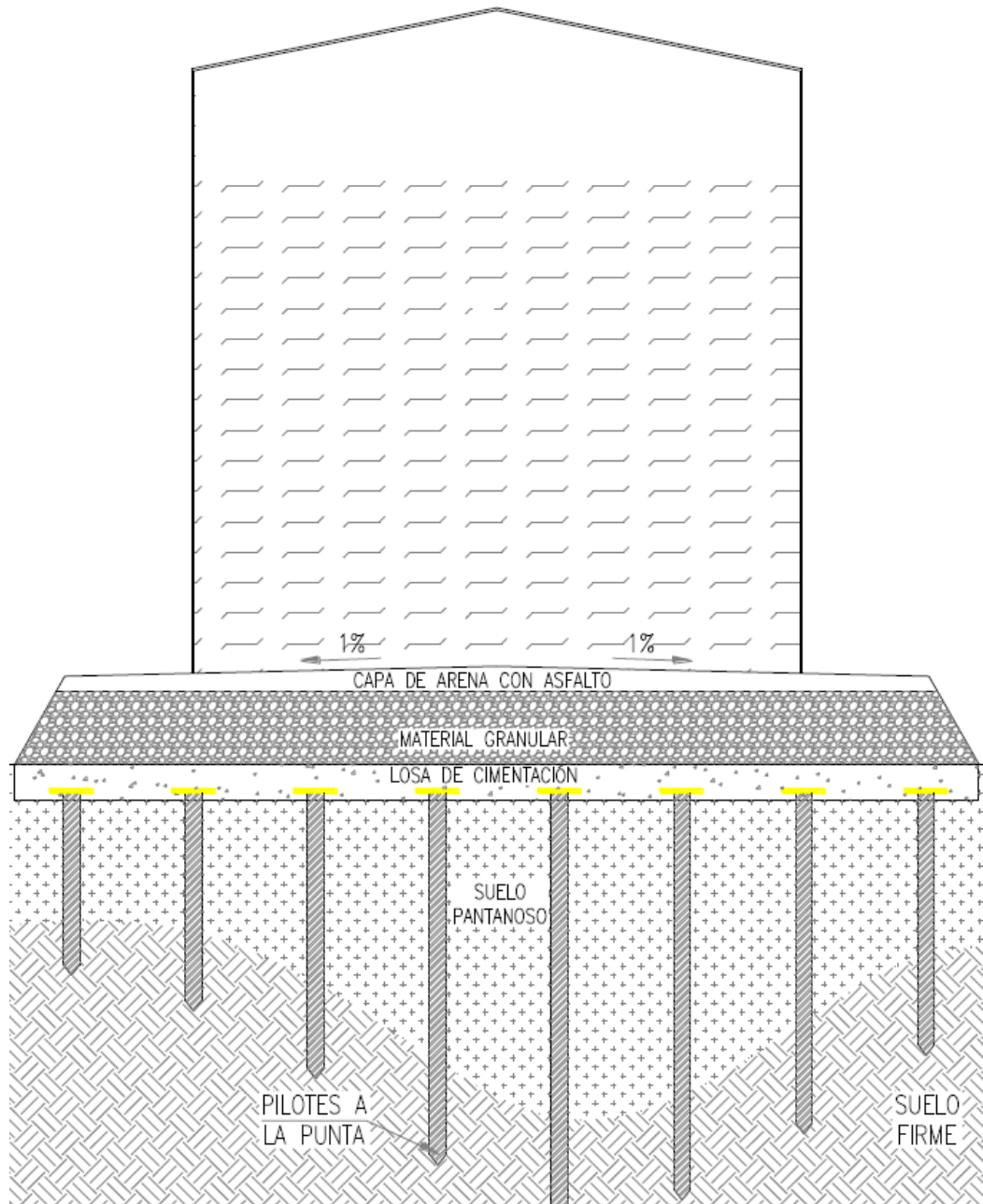


Figura 2.10 Cimentación Rígida con Pilotes a la Punta.

Una capa de grava compactada servirá como elemento de unión de las cabezas de los pilotes, la misma que estará confinada por medio de un muro anular de hormigón, con esto se consigue la distribución uniforme de las cargas y evitará pequeños movimientos diferenciales entre pilotes. (Figura 2.11).

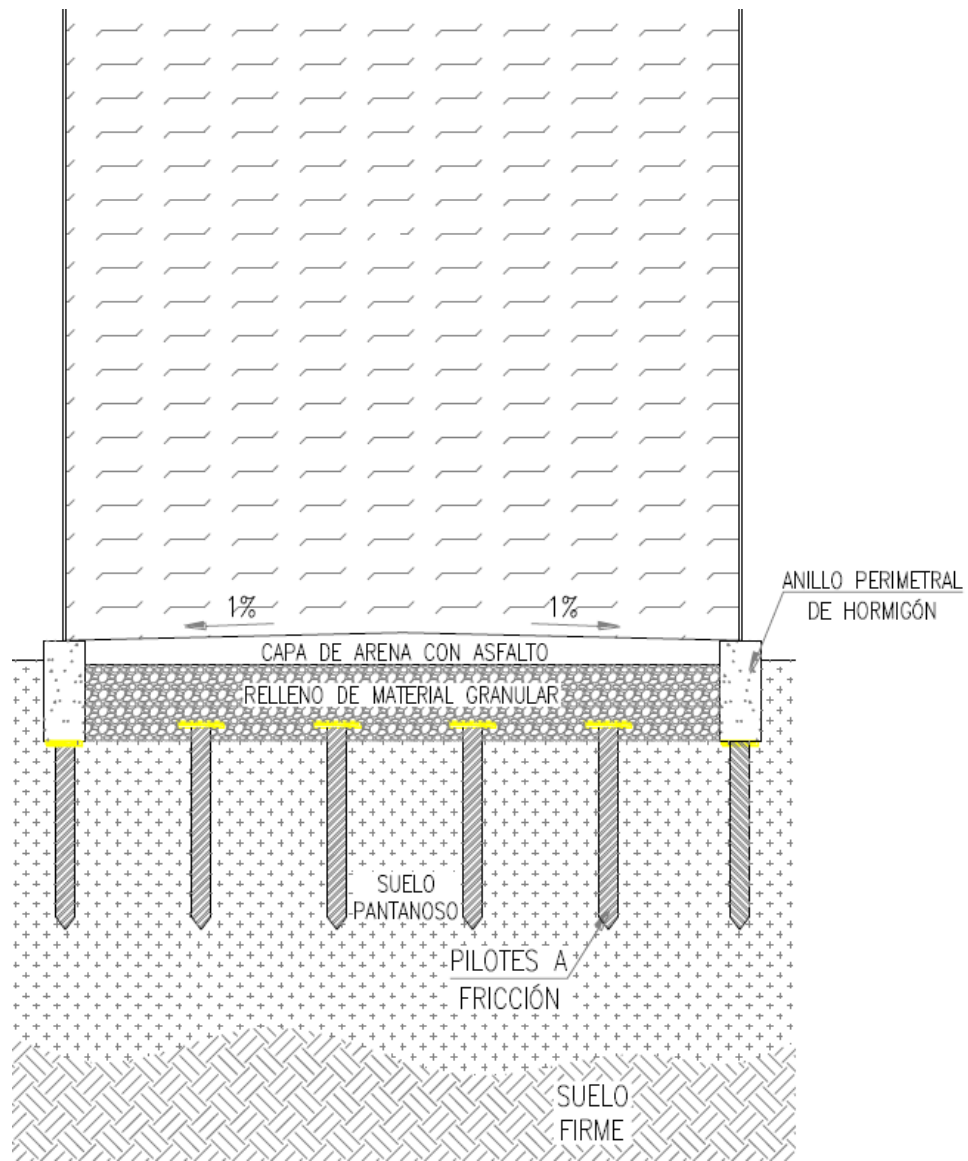


Figura 2.11 Cimentación Rígida con Pilotes a la Punta.

2.5 DATOS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Para el análisis y diseño de la cimentación se sustentara en las Normas:

- "API Standard 650"
- Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

2.6 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO.

2.6.1 DATOS GEOTÉCNICOS

UBICACIÓN DEL TANQUE

La ubicación del tanque definirá el tipo de suelo en el cual se cimentara nuestro tanque, en el caso de este proyecto analizado la ubicación es: (Col. Lechería, Tultitlán, Estado de México.) y el tipo de suelo se definirá conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales. (Figura 2.12)

a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;

b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

La capacidad portante del suelo o carga admisible se define como la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que este genere. Para obtener este valor, se determina primero la denominada capacidad de carga última, la cual es la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el suelo. Después de determinar la capacidad de carga última se puede calcular la capacidad portante del suelo, al dividirla entre un factor de seguridad que varía entre 1.5 y 3 de acuerdo al reglamento de construcciones.

Existen métodos como la aplicación de las fórmulas de Terzaghi para zapatas o métodos como son los ensayos "in situ", con equipos como el penetrómetro estándar o ensayos de carga directa que permite obtener el valor de forma rápida y sencilla.

PESO UNITARIO DEL SUELO

Es el producto de su densidad por la gravedad. El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo. Este puede variar del estado seco γ_d hasta el saturado γ_{SAT} .

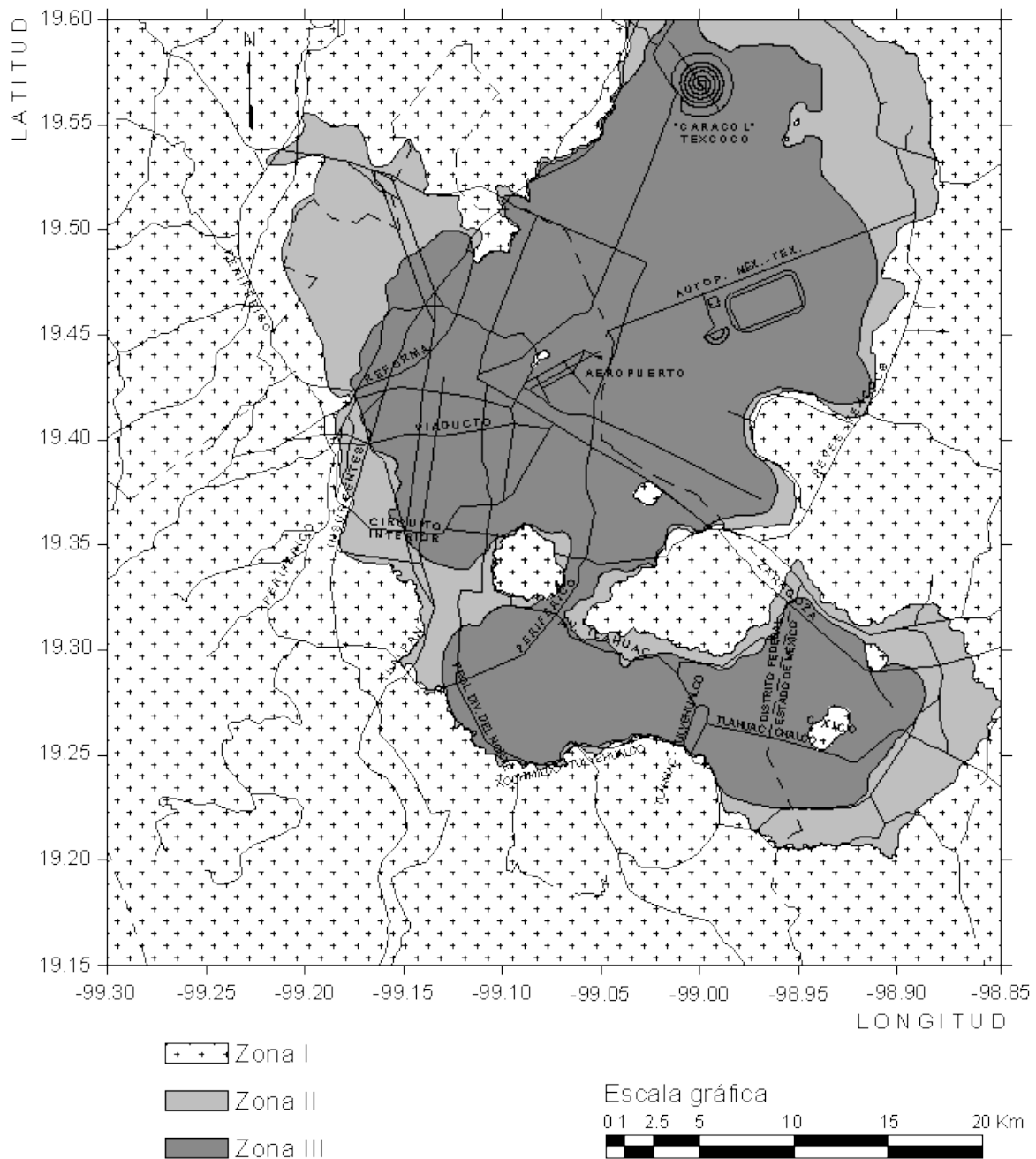


Figura 2.12 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

PESO ESPECÍFICO DEL SUELO

El peso específico relativo o gravedad específica de un suelo se toma como el valor promedio para los granos del suelo. Este valor es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, se utiliza también en el análisis de hidrómetro y es útil para predecir el peso unitario de un suelo.

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

La fricción interna de un suelo, está definido por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal "p" aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo llamada "ángulo de fricción interna" f, varían de prácticamente 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia este próxima a su límite líquido, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares. Generalmente, el ángulo f para arenas es alrededor de 30°.

MÓDULO DE BALASTO DEL SUELO

Se define como la relación entre la presión que ejerce una cimentación y el asentamiento producido en un punto dado. En el estudio y diseño de losas y vigas en medio elástico, uno de los parámetros que intervienen en su análisis, y que traduce el comportamiento del suelo de cimentación, es el coeficiente de reacción de la subrasante o coeficiente de balasto. El ensayo de carga con placa es el ensayo recomendado en la determinación de este coeficiente, sin embargo este ensayo se vuelve difícil de ejecutar cuando se utiliza placas de grandes dimensiones. Con el objeto de permitir su extrapolación, de modo de atender a la dimensión deseada de la placa y la variación en profundidad de la resistencia del suelo, se sugiere una formulación que recurre al ensayo de penetración estática.

Valores típicos para arcillas y arenas:

TIPO DE SUELO	COEFICIENTE DE BALASTO PLACA 1pie ² Ks [kg/cm ³]
Arcilla blanda qu:0,25 a 0,50 [kg/cm ²]	0,65 – 1,30
Arcilla media qu: 0,50 a 2,00 [kg/cm ²]	1,30 – 4,00
Arcilla compacta qu: 2,00 a 4,00 [kg/cm ²]	4,00 – 8,00
Arcilla dura qu: 4,00 a 10,00 [kg/cm ²]	8,00 – 21,00
Arena seca o húmeda, suelta (N _{SPT} 3 a 9)	1,20 – 3,60
Arena seca o húmeda, media (N _{SPT} 9 a 30)	3,60 – 12,00
Arena seca o húmeda, densa (N _{SPT} 30 a 50)	12,00 – 24,00

Tabla 2.1 Coeficiente de Balasto determinado en una placa de 1pie².

2.7 PARÁMETROS SÍSMICOS Y CARGAS SÍSMICAS.

A continuación se describirán las especificaciones y conceptos que se utilizaran para el análisis de las fuerzas sísmicas para la cimentación.

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

Ante este panorama, las solicitaciones que se adopten para el diseño sísmico de una estructura deben ser función, tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el sitio, como del grado de seguridad recomendable para la estructura, que es función creciente de la pérdida que implicaría su falla, pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

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

Para el diseño sísmico racional de las construcciones debe tomarse en cuenta la protección que se les debe suministrar, su estructuración y su desempeño ante solicitaciones sísmicas. Estos conceptos se describen a continuación.

2.7.1 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO.

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. Este criterio se consigna en la tabla 2.2. En el diseño sísmico de estas estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento.

GRUPO	DESCRIPCIÓN
A+	Las estructuras de “gran importancia”, o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Tabla 2.2. Clasificación de las estructuras según su destino.

Para nuestro caso a analizar se trata de un tanque atmosférico, según la clasificación anterior nuestra estructura está dentro del grupo “A”.

2.7.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

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

2.7.3 DISEÑO ÓPTIMO

Se obtuvieron valores óptimos de las mesetas de los espectros de diseño para el estado límite de colapso (seudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) en sitios de terreno rocoso en zonas de alta sismicidad de la República Mexicana, para estructuras del Grupo B. Para sitios en la costa del Pacífico se obtuvieron mesetas espectrales del orden de 1.0 g y periodos de retorno de 500 años. Para las zonas de baja sismicidad, se obtuvieron valores del orden de 0.1 g y periodos de retorno mayores que 10,000 años.

En la figura 2.13 se ilustra un mapa con la distribución de los periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos. Las aceleraciones máximas en terreno rocoso, que corresponden a estos periodos de retorno, se ilustran en la figura 2.14. Con estas aceleraciones se introduce el peligro sísmico en los espectros de diseño, es decir, es el punto de inicio.

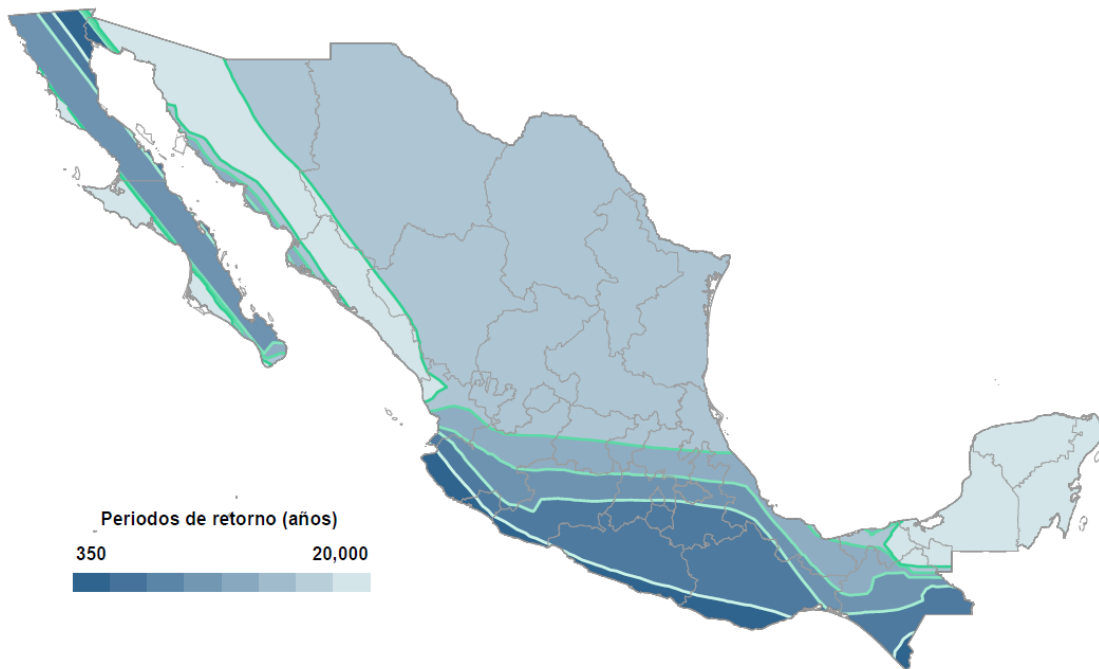


Figura 2.13. Mapa de periodos de retorno. No se han dibujado curvas para periodos mayores que 6,500 años.

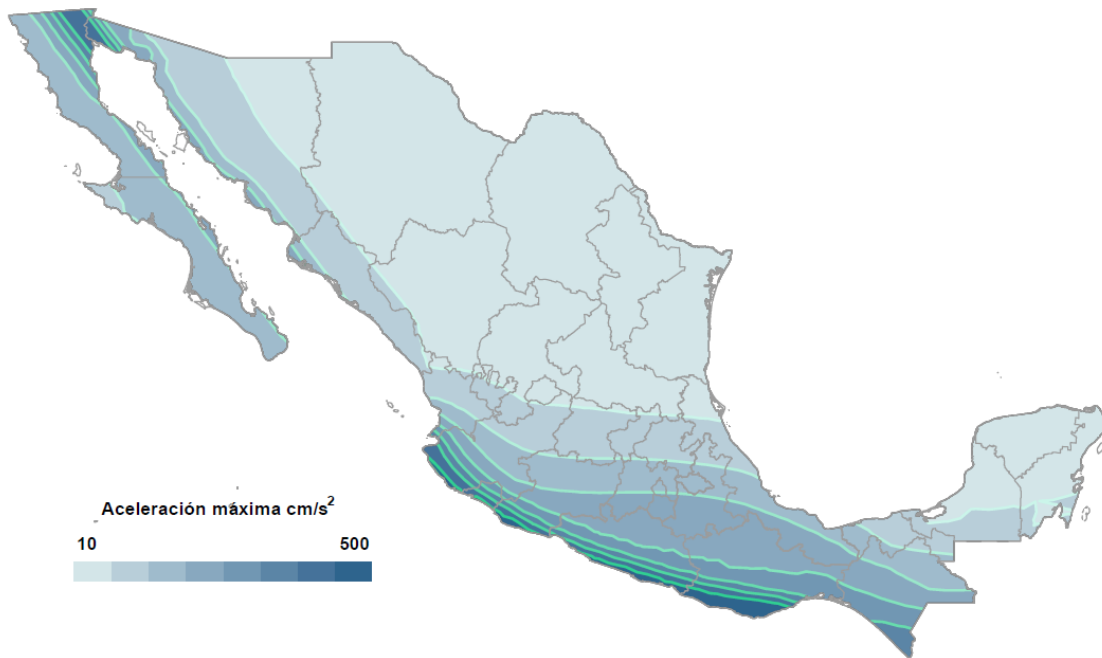


Figura 2.14. Aceleraciones máximas del terreno, correspondientes a los periodos de retorno de la figura 2.13. Las unidades están en fracciones de la gravedad (g).

2.7.3.1 FACTOR DE IMPORTANCIA ESTRUCTURAL Y ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se examinó el caso de las estructuras del grupo A. Se supuso que, para el estado límite de colapso, el factor de importancia (1.5) que prevé el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de 1993 (CDS–MDOC93) es óptimo para sitios en la costa del Pacífico. Se encontró que, bajo esta hipótesis, un factor de aproximadamente 1.5 sería también óptimo para, prácticamente, toda la República Mexicana. Por lo tanto, para estructuras del grupo A, se recomienda multiplicar todas las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de estructuras del Grupo B por el factor 1.5.

Mediante un análisis de optimación similar, se estudiaron los valores del coeficiente de diseño asociados al estado límite de servicio. Se concluye que, en términos generales, sería óptimo utilizar para este estado límite, un coeficiente sísmico que fuera el asociado al estado límite de colapso dividido por un factor de 5.5. Por lo tanto, para el estado límite de servicio se recomienda ajustar las ordenadas espectrales tomando en cuenta este factor de 5.5 y descontando los efectos de no linealidad del suelo que estarán presentes en los espectros de diseño de colapso.

El estudio de peligro sísmico también permite señalar que, para las zonas de alta sismicidad, podrían explicarse, en forma realista, aceleraciones superiores a lo que se estarían permitiendo para estructuras del grupo A. Por ello, para estas zonas, se introdujo el grupo estructural de “gran importancia”, denominado A+ (ver tabla 2.2), y cuyo diseño estaría asociado a un periodo de retorno de 30,000 años. En zonas de baja sismicidad, el diseño de estructuras A+, se debe realizar con los espectros convencionales construidos para estructuras del grupo A.

CAPITULO 3. DISEÑO Y CÁLCULO DE FONDO.

DISEÑO Y CÁLCULO DE FONDO.

El diseño del fondo de los tanques de almacenamiento depende de las siguientes consideraciones:

Los cimientos usados para soportar el tanque, el método que se utilizará para desalojar el producto almacenado, el grado de sedimentación de sólidos en suspensión, la corrosión del fondo y el tamaño del tanque. Lo que nos conduce al uso de un fondo plano, donde la resistencia permisible del suelo deberá ser por lo menos de $1,465 \text{ Kg/cm}^2$ ($3,000 \text{ lb / pie}^2$).

Los fondos de tanques de almacenamiento cilíndricos verticales son generalmente fabricados de placas de acero con un espesor menor al usado en el cuerpo. Esto es posible para el fondo, porque se encuentra soportado por una base de concreto, arena o asfalto, los cuales soportarán el peso de la columna del producto; además, la función del fondo es lograr la hermeticidad para que el producto no se filtre por la base.

Teóricamente, una placa delgada de metal calibre 16 o menor es capaz de soportar la flexión y la carga de compresión que se genera en la periferia del fondo por el peso del cuerpo que descansa sobre esta sección, pero para prevenir deformaciones al soldar, se usarán placas que tengan un espesor mínimo nominal de 6.3mm. (1/4 pulg.), 49.8 Kg / m^2 (10.2 lb / pie^2) excluyendo cualquier corrosión permisible especificada por el usuario.

El fondo tendrá que ser de un diámetro mayor que el diámetro exterior del tanque, por lo menos, 51mm. (2 pulg.) más en el ancho del filete de soldadura de la unión entre cuerpo y el fondo. Las placas con las que se habilite el fondo deberán tener preferentemente un ancho de 1,829mm. (72 pulg.) con una longitud comercial que el fabricante obtenga en el mercado, la cual pueda manejar en su taller o en campo sin problemas.

El cuerpo del tanque puede estar soportado directamente por el fondo o por una placa anular.

Generalmente los fondos se forman con placas traslapadas, esto se hace con el fin de absorber las deformaciones sufridas por el fondo si las placas fueran soldadas al tope.

El espesor nominal de la placa está en referencia a la construcción del tanque. El espesor especificado está basado en los requerimientos de erección.

Cuando se requiere el uso de la placa anular, ésta deberá tener un ancho radial (en cm.) de acuerdo a lo que indique la fórmula siguiente, pero no menor de 610mm. (24 pulg.), entre el interior del tanque y cualquier cordón de soldadura, dejando de proyección exterior 51mm. (2 pulg.).

$$A = \frac{2153tb}{(HG)^{0.5}}$$

Donde:

t_b = Espesor de la placa anular (cm.).

H = Nivel máximo de diseño del líquido (cm.).

G = Densidad relativa del líquido a almacenar (en ningún caso menor de 1).

El espesor de la placa anular no será menor al listado en la tabla 1.2 más la corrosión permisible especificada.

La forma exterior de la placa anular debe ser circular y por el interior tendrá la forma de un polígono regular con el número de lados igual a la cantidad de segmentos que conforman el anillo.

Espesor Mínimo (mm) del Primer Anillo del Cuerpo	Esfuerzo Calculado para Prueba Hidrostática en el Primer Anillo del Cuerpo (kg/cm^2)			
	< 1989	< 2109	< 2320	< 2530
$t < 19.05$	6.35	6.35	7.14	8.73
$09.05 < 25.4$	6.35	7.14	9.52	11.11
$25.4 < 31.75$	6.35	8.73	11.91	14.28
$31.75 < 38.10$	7.93	11.11	14.28	17.46
$38.10 < 44.45$	8.73	12.7	15.87	19.05

Tabla 3.1 Espesor Mínimo del Fondo y Placa Anular (mm).

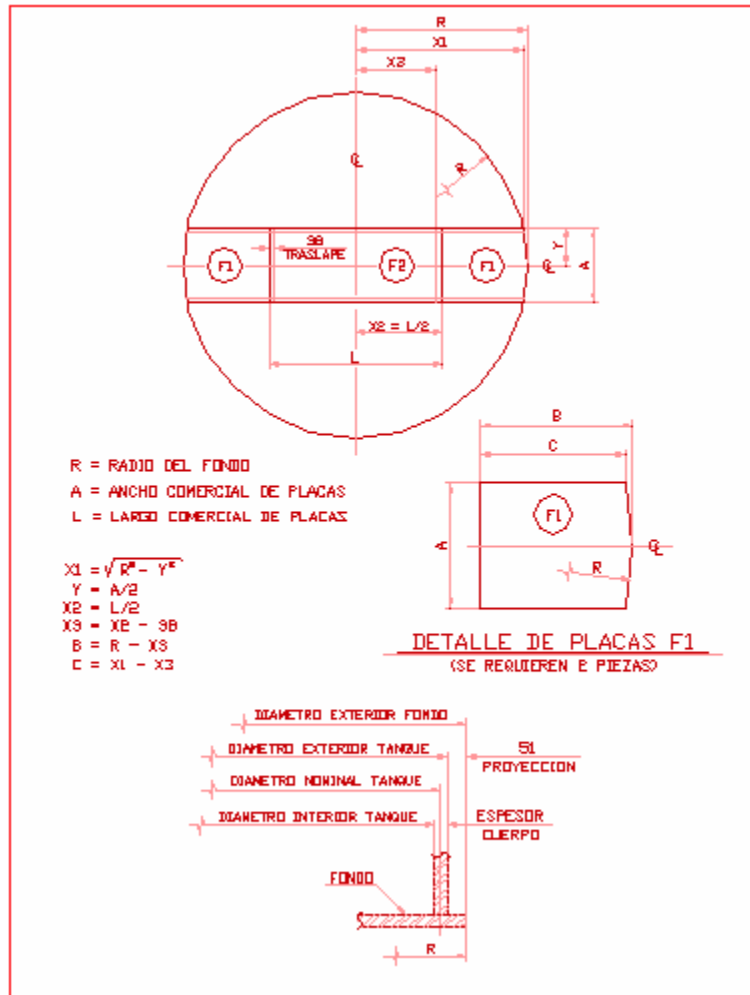
Notas:

Los espesores especificados en la tabla son los indicados y están basados en una cimentación que proporcione un soporte uniforme debajo de toda la placa anular. La cimentación debe estar bien compactada para evitar esfuerzos adicionales en la placa anular.

El espesor nominal de la placa está en referencia a la construcción del tanque. El espesor especificado está basado en los requerimientos de erección.

Será conveniente utilizar las placas más largas disponibles en el mercado para construir el fondo, ya que resultan ser las más económicas, cuyas dimensiones son; 1,829 mm. ó 2,438 mm. (6 ú 8 pies) de ancho por 6,096 mm. ó 9,144 mm.(20 ó 30 pies) de largo. Si las placas del fondo descansan simétricamente en relación a las líneas de centros del tanque, el número de placas empleadas en la fabricación del fondo se reduce al mínimo. Esto es una gran ventaja, porque las placas pueden estar a escuadrada y cortadas en grupos de 4 placas, en cambio, si están simétricas a un solo eje, sólo dos placas serán a escuadrada y cortadas al mismo tiempo. Un fondo asimétrico a lo largo de ambas líneas de centros, ocasiona mayor número de placas de diferentes tamaños formando el fondo.

El tamaño de las placas y la localización de los cortes de las mismas se determinan mediante el siguiente procedimiento:



$$C' = \sqrt{(D/2)^2 - A^2}$$

$$C = C' + E - B$$

Donde:

A = Distancia perpendicular desde la línea de centros hasta el punto a localizar (cm.).

B = Distancia paralela a la línea de centros hasta el paño de la placa (cm.).

C = Dimensión del paño de la placa a cortar al punto de trazo (cm.).

E = Traslape entre placas (cm.) (si aplica).

Una vez que se tiene marcados los puntos en la placa se trazará el arco de circunferencia sobre estas con el radio exterior del fondo, sobre el cual tendrá que cortarse la placa.

El fabricante deberá presentar al usuario un plano con el arreglo del fondo, donde se muestra el armado y las plantillas de las placas, así como los detalles de soldadura, espesores y lista de materiales, marcando todas las piezas, con el fin de que el usuario apruebe el desarrollo. Una vez que se tiene la autorización del usuario, el fabricante debe presentar las placas sobre la bases del tanque en donde ha de habilitarse el fondo.

CAPITULO 4. DISEÑO Y CÁLCULO DE CUERPO O CASCO.

DISEÑO Y CÁLCULO DE CUERPO O CASCO

El espesor de la pared del cuerpo requerido para resistir la carga hidrostática será mayor que el calculado por condiciones de diseño o por condiciones de prueba hidrostática, pero en ningún caso será menor a lo que se muestra en la tabla 4.1

Diámetro nominal en metros	Espesor mínimo en milímetros
< 15.24	4.76
15.24 < 36.576	6.35
36.576 < 60.96	7.93
> 60.96	9.52

Tabla 4.1 Espesor Requerido de Pared del Cuerpo.

El espesor de la pared por condición de diseño, se calcula con base al nivel del líquido, tomando la densidad relativa del fluido establecido por el usuario. El espesor por condiciones de prueba hidrostática se obtiene considerando el mismo nivel de diseño, pero ahora utilizando la densidad relativa del agua.

Cuando sea posible, el tanque podrá ser llenado con agua para la prueba hidrostática, pero si esto no es posible y el cálculo del espesor por condiciones de prueba hidrostática es mayor que el calculado por condiciones de diseño, deberá usarse el obtenido por condiciones de prueba hidrostática.

El esfuerzo calculado de la carga hidrostática para cada anillo no deberá ser mayor que el permitido por el material y su espesor no será menor que el de los anillos subsecuentes.

El esfuerzo máximo permisible de diseño (S_d) y de prueba hidrostática (S_t), se muestra en la tabla 4.2, recomendado por el estándar API 650 en el diseño de tanques de almacenamiento.

4.1. CÁLCULO DE ESPESORES DEL CUERPO POR EL MÉTODO DE UN PIE

El método de un pie calcula el espesor requerido de la pared del tanque, por condiciones de diseño y de prueba hidrostática, considerando una sección transversal ubicada a 300 mm (1 ft) por debajo de la unión de cada anillo. Este método sólo es aplicable en tanques con un diámetro igual o menor a 60,000mm. (200ft).

ESPECIFICACION	GRADO	ESFUERZO EN PUNTO CEDENCIA	ESFUERZO A LA TENSION	ESFUERZO DE DISEÑO	ESFUERZO DE PRUEBA
ASTM					
A-283	C	2110	3870	1410	1580
A-285	C	2110	3870	1410	1580
A-131	A,B,CS	2390	4080	1600	1750
A-36		2530	4080	1630	1750
A-131	EH36	2580	4990	1200	2140
A-442	55	2110	3870	1410	1580
A-442	60	2250	4220	1500	1690
A-573	58	2250	4080	1500	1690
A-573	65	2460	4570	1640	1850
A-573	70	2950	4920	1970	2110
A-516	55	2110	3870	1410	1580
A-516	60	2250	4220	1500	1690
A-516	65	2460	4570	1640	1850
A-516	70	2670	4920	1780	2000
A-662	B	2810	4570	1830	1960
A-662	C	3020	4920	1970	2110
A-537	1	3510	4920	1970	2110
A-537	2	4220	5620	2250	2410
A-633	C,D	3510	4920	1970	2110
A-678	A	3510	4920	1970	2110
A-678	B	4220	5620	2250	2410
A-737	B	3510	4920	1970	2110

Tabla 4.2 Materiales más Comunes y Esfuerzos Permisibles (kg/cm²).

La ecuación utilizada por el método de un pie es:

$$td = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{Sd} + C.A$$

$$tt = \frac{4.9D(H - 0.3)}{St}$$

Donde:

td = Espesores por condiciones de diseño (mm.).

tt = Espesor por prueba hidrostática (mm.).

D = Diámetro nominal del tanque (m.).*

*(El diámetro nominal del tanque se mide en la fibra media del cuerpo)

H = Altura de diseño del nivel del líquido (m.).

(altura desde la parte de baja del anillo considerado al perfil de coronamiento, o cualquier nivel indicado por el usuario, restringido por techos flotantes o cálculos por sismo.)

G = Densidad relativa del líquido a almacenar o del agua para cálculo por prueba hidrostática.

CA = Corrosión permisible (mm.).

Sd = Esfuerzo permisible por condiciones de diseño (Kg / cm²).

St = Esfuerzo permisible para condiciones de prueba hidrostática (Kg / cm²).

4.2. CÁLCULO DEL ESPESOR DEL CUERPO POR EL MÉTODO DE PUNTO DE DISEÑO VARIABLE

Este método se usa cuando el usuario no especifica el uso del método de un pie, que el tanque tenga un diámetro mayor de 60,000mm. (200 ft.), y que además se cumpla con la siguiente relación.

$$\frac{L}{H} \leq \frac{1000}{6}$$

Donde:

$L = (500 D t)^{0.5}$ (mm.).

D = Diámetro nominal del tanque (cm.).

t = Espesor del anillo inferior (mm.).

H = Nivel de diseño del líquido (m.).

Para el uso de este método, primero se calcula el espesor por condición de diseño (t_{pd}) y el de prueba hidrostática (t_{pt}), para el primer anillo con las fórmulas del método de un pie; posteriormente se determinan los espesores del mismo anillo, para condiciones de diseño (t_{ld}) y de prueba hidrostática (t_{lt}) con las siguientes fórmulas:

$$t_{ld} = 1.06 - \left(\frac{0.0696D}{H} \sqrt{\frac{HG}{S_d}} \right) \left(\frac{4.9HDG}{S_d} \right) + CA$$

Se hace notar que para condiciones de diseño es necesario que t_{ld} no sea mayor que t_{lt} .

$$t_{lt} = 1.06 - \left(\frac{0.0696D}{H} \sqrt{\frac{H}{S_t}} \right) \left(\frac{4.9HD}{S_t} \right)$$

Haciendo notar que para condiciones de prueba hidrostática es necesario que t_{lt} no sea mayor que t_{pt} .

Para obtener el espesor del segundo anillo por condiciones de diseño y de prueba hidrostática, se calcula la siguiente relación para el anillo inferior.

$$\frac{h_1}{(rt_1)^{0.5}}$$

Donde:

h_1 = Altura del anillo inferior (cm.).

r = Radio nominal del tanque (cm.).

t_1 = Espesor del anillo inferior excluyendo la corrosión permisible (cm.), usado para cálculo t_2 (diseño). Para calcular t_2 por condiciones de prueba hidrostática se puede usar el espesor total t_1 incluyendo la corrosión permisible.

Si el valor de la relación es menor o igual que 1.375 entonces

$$t_2 = t_1$$

Si el valor de la relación es mayor o igual a 2.625 entonces

$$t_2 = t_{2a}$$

Si el valor de la relación es mayor de 1.375 pero menor a 2.625 entonces

$$t_2 = t_{2a} + (t_1 - t_{2a}) \left(2.1 - \frac{h_1}{1.25(rt_1)^{0.5}} \right)$$

Donde:

t_2 = Espesor mínimo por condiciones de diseño del segundo anillo, descartando cualquier corrosión permisible (cm.).

t_{2a} = Espesor del segundo anillo (cm.) usado para calcular el espesor del siguiente anillo.

La fórmula anterior para t_2 está basada en el mismo esfuerzo permisible para el primero y segundo anillo. Cuando esta relación es mayor o igual a 2.625, el esfuerzo permisible para el segundo anillo puede ser menor que el usado en el primer anillo.

Para calcular los espesores de los anillos subsecuentes por condiciones de diseño y prueba hidrostática, cuando la relación $[h_1/(rt_1)^{0.5}]$ es mayor o igual a 2.625, se debe determinar un valor preliminar (t_u), usando la ecuación del método de un pie y una distancia (x) que localiza el punto de diseño variable de la pared baja del anillo en consideración, la cual será calculada usando el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$X_1 = 0.61 (rt_u)^{0.5} + 0.32 CH$$

$$X_2 = CH$$

$$X_3 = 1.22 (rt_u)^{0.5}$$

Donde:

t_u = Espesor preliminar del anillo superior a la junta circunferencial (cm.).

t_1 = Espesor del anillo inferior a la junta circunferencial (cm.).

H = Nivel de diseño del líquido (cm.).

$$C = [K^{0.5}(K - 1)/(1 + K^{1.5})]$$

$$K = t_1/t_u$$

El espesor mínimo para este punto determinado por (x), es calculado por condiciones de diseño (t_{dx}) y por condiciones de prueba hidrostática (t_{tx}), con las siguientes ecuaciones:

$$t_{dx} = \frac{4.9D \left(H - \frac{x}{1000} \right) G}{S_d} + CA$$

$$t_{tx} = \frac{4.9D \left(H - \frac{x}{1000} \right)}{S_t}$$

Los espesores obtenidos (t_{dx} y t_{tx}), serán usados para repetir los pasos descritos, igualando estos valores a (t_0), hasta que la diferencia de los espesores sea mínima (tres cálculos son suficientes), el espesor obtenido se iguala a (t_2) para calcular el espesor requerido por el siguiente anillo.

Nota: Repitiendo los pasos se localiza el punto de diseño con mayor exactitud y en consecuencia un espesor más confiable y menor.

CAPITULO 5. DISEÑO Y CÁLCULO DE TAPA O CUBIERTA.

DISEÑO Y CÁLCULO DE TAPA O CUBIERTA

Como se mencionó anteriormente, los tanques de almacenamiento pueden clasificarse por el tipo de cubierta en:

De techos fijos, de techos flotantes y sin techo. Dentro de los techos fijos tenemos tres tipos: cónicos, de domo y de sombrilla, los cuales pueden ser autosoportados o soportados por estructura (para el caso de techos cónicos de tanques de gran diámetro).

El techo cónico es una cubierta con la forma y superficie de un cono recto. El tipo domo es un casquete esférico, y el de tipo sombrilla, es un polígono regular curvado por el eje vertical.

Los techos autosoportados ya sean tipo cónico, domo, o sombrilla, tiene la característica de estar apoyados únicamente en su periferia, calculados y diseñados para que su forma geométrica, en combinación con el espesor mínimo requerido, absorban la carga generada por su propio peso más las cargas vivas, a diferencia de los techos soportados que contarán con una estructura que admita dichas cargas.

Independientemente de la forma o el método de soporte, los techos son diseñados para soportar una carga viva de por lo menos, 1.76 Kg /cm^2 (25 lb /pie^2) más la carga muerta ocasionada por el mismo.

Las placas del techo tendrán un espesor mínimo nominal de 4.7 mm. (3/16 pulg.), o lámina calibre 7. Un espesor mayor puede ser requerido para el caso de techos autosoportados, la corrosión permisible puede ser incluida al espesor calculado a menos que el usuario especifique su exclusión, lo que es válido también a los techos soportados.

Todos los miembros estructurales internos y externos de techos soportados tendrán un espesor mínimo nominal de 4.32 mm. (0.17 pulg) en cualquier componente de estos. La inclusión de la corrosión permisible será acordada entre el usuario y el fabricante.

Las placas del techo se sujetarán al ángulo superior del tanque (anillo de coronamiento), con un cordón de soldadura continuo sólo por la parte superior, aunque éste sea soportado.

5.1. DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS CÓNICOS AUTOSOPORTADOS

Los techos cónicos, autosoportados son empleados en tanques relativamente pequeños. Este consiste en un cono formado de placas soldadas a tope, el cual por su forma física, además de confirmar mediante un análisis de flexión basado en la teoría de placas, es capaz de sostenerse sin ningún elemento estructural y únicamente soportado en su periferia por el perfil de coronamiento.

Estos techos son diseñados y calculados para tanques que no exceden de un diámetro de 18,288mm. (60 pies), pero es recomendable fabricar estos en un diámetro máximo de 12,192mm (40 pies), y cualquier dimensión mayor de las mostradas requiere el uso de una estructura capaz de soportar al techo.

Los techos cónicos autosoportados tendrán como máximo una pendiente de 9:12 (37°), y como mínimo 2:12 (9.5°), con respecto a la horizontal.

El espesor estará determinado por la siguiente expresión, pero no deberá ser menor de 4.76 mm. (3/16 pulg.), y no mayor de 12.7 mm. (1/2 pulg.).

$$T_t = \frac{D}{4800 \text{Sen}\theta}$$

Donde:

T_t = Espesor mínimo requerido (cm.).

D = Diámetro medio del tanque (cm.).

θ = Ángulo con respecto a la horizontal (grados).

Este espesor será incrementado en la siguiente relación cuando la suma de las cargas muertas más las cargas vivas excedan 220 Kg/m(45lb/pie), más cualquier corrosión permisible.

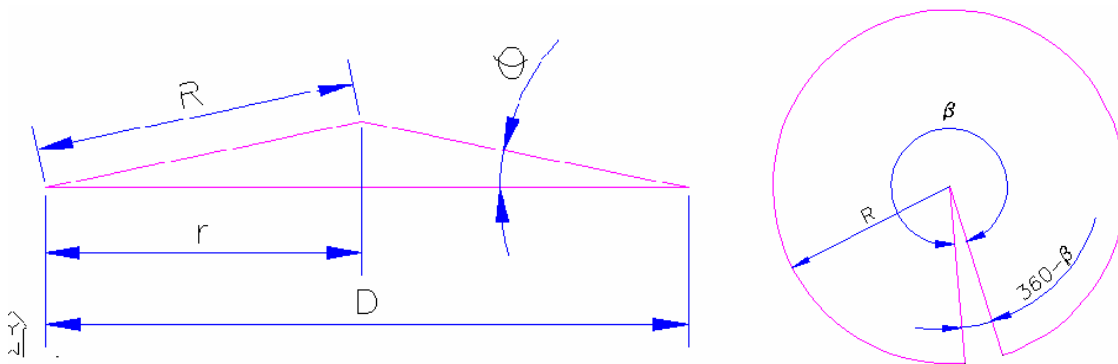
$$\sqrt{\frac{C_m + C_v}{220}}$$

Donde:

C_m = Carga muerta (kg/m²).

C_v = Carga viva (kg/m²).

Para este tipo de techos, se recomienda un espesor de 4.76 mm. (3/16 pulg.) a 9.52 mm. (3/8 pulg.), y en base a estos espesores se obtiene la pendiente más conveniente, dentro de las limitantes especificadas con anterioridad, estos con la finalidad de que el techo no sea demasiado pesado y a su vez presente dificultad para su fabricación.



El armado del techo sigue los mismos requerimientos y procedimientos que el fondo; estos son generalmente fabricados por placas rectangulares soldadas a tope, partiendo de un disco cuyo radio es la hipotenusa del cono en el cual se distribuirán las placas. A dicho disco se le practicará un corte para que el techo, al ser izado, cierre y tome forma de cono, de acuerdo con lo siguiente:

Donde:

D = Diámetro de asientos del cono (cm.).

$r = D/2$

R = Radio del disco o hipotenusa del cono (cm.).

θ = Angulo del cono con respecto a la horizontal (grados).

β = Angulo de corte del disco

Estos techos por sus dimensiones son armados al nivel del piso, para posteriormente ser levantados y colocados sobre el tanque, lo cual puede ser por sectores por totalmente armado.

5.2 DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS TIPO DOMO Y SOMBRILLA AUTOSOPORTADOS.

Los techos tipo domo se caracterizan por ser un casquete esférico el cual está formado por placas soldadas a traslape o a tope. Este tipo de tapas son poco usuales debido a que tienen un proceso de fabricación muy laborioso ya que cada placa y segmento tienen que formarse con el radio de abombado, incrementado de esta manera su costo y complejidad. Los techos de tipo sombrilla son una variedad del tipo domo el cual solo conserva el abombado sobre el eje vertical ya que sobre el eje circunferencial tiene semejanza con el tipo cónico. Las tapas por lo general se fabrican a partir de gajos para facilitar el abombado de las placas.

Este tipo de tapas deberán estar diseñadas bajo los siguientes requerimientos:

$$t_t = r_r / 2400$$

Donde:

t_t = Espesor mínimo requerido (cm.) no menor de 4.76 mm. (3/16 pulg.), no mayor de 12.7 mm. (1/2 pulg.).

D = Diámetro nominal del cuerpo del tanque (cm.).

r_r = Radio de abombado del techo (cm.) radio mínimo $r_r = 0.8 D$ (a menos que el usuario especifique otro radio), radio máximo $r_r = 1.2 D$

Cuando la suma de las cargas muertas más las cargas vivas exceda $220 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($45 \text{ lb} / \text{pie}^2$), el espesor mínimo deberá ser incrementado en la relación mencionada más cualquier corrosión permisible, usando el mismo procedimiento que para techos cónicos autosoportados.

5.3. DISEÑO Y CÁLCULO DE TECHOS CÓNICOS SOPORTADOS.

Los techos cónicos soportados se usan generalmente para tanques de gran diámetro, los cuales consisten en un cono formado a partir de placas soldadas a traslape, soportadas por una

estructura, compuesta de columnas, traveses y largueros. Las traveses 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.

Las juntas de las placas del techo estarán soldadas a traslape por la parte superior con un filete continuo a lo largo de la unión, la cual tendrá un ancho igual al espesor de las placas. La soldadura del techo, con el perfil de coronamiento, se efectuará mediante un filete continuo de 4.76mm. (3/16 pulg.) o menor si la especifica el usuario.

La pendiente del techo deberá ser de 6.35 en 304.8mm. (1/4 en 12 pulg.) o mayor si lo especifica el usuario, pero lo recomendable es una pendiente de 19 en 305mm. (3/4 en 12 pulg.) ó menor si la especifica el usuario.

El diseño y cálculo de la estructura involucra los esfuerzos de flexión y corte, producidos por una carga uniformemente repartida ocasionada por el peso de las placas del techo, traveses y largueros, debido a lo cual las placas del techo se consideran vigas articuladas.

Las columnas para soportar la estructura del techo se seleccionan a partir de perfiles estructurales, o puede usarse tubería de acero. Cuando se usa tubería de acero, debe proveerse ésta de drenes y venteos; la base de la misma será provista de topes soldados al fondo para prevenir desplazamientos laterales.

Las uniones de la estructura deben estar debidamente ensambladas mediante tornillos, remaches o soldadura, para evitar que las uniones puedan tener movimientos no deseados.

5.3.1 ESFUERZOS PERMISIBLES.

Todas las partes de la estructura serán dimensionadas con base a los cálculos hechos de acuerdo a la suma de los esfuerzos estáticos máximos, los cuales no deberán exceder los límites especificados:

Esfuerzo Máximo de Tensión.

- a. Para placas roladas en su sección neta, $1,406 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($20,000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).
- b. Para soldadura con penetración completa en áreas de placa delgada, $1266 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($18000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).

Esfuerzo Máximo de Compresión.

- a. Para acero rolado, donde se previene la flexión lateral, $1,406 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($20,000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).
- b. Para soldadura con penetración completa en áreas de placa delgada $1,406 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($20,000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).
- c. Para columnas en su área de sección transversal, cuando $L/r < 120$ (según AISC).

$$C_{ma} = \left(1 - \frac{(L/r)}{2C_c^2}\right) \left(\frac{C_d}{CS}\right)$$

Cuando $C_c \leq L/r < 200$

$$C_{ma} = \frac{5.15E}{(L/r)^2}$$

Donde:

C_{ma} = Compresión máxima permisible (Kg / cm^2).

C_d = Esfuerzo de cedencia (Kg / cm^2).

C_c = Relación de esbeltez limite = $\sqrt{(19.739 E/C_d)}$

E = Módulo de sección (Kg / cm^2)

L = Longitud sin apoyo de la columna (cm.).

γ = Menor radio de giro de la columna mínimo (cm.).

CS = Coeficiente de seguridad = $\frac{5}{3} + \frac{3L/r}{8C_c} - \frac{1(L/r)^3}{8C_c^3} =$ entre 1.67 y 1.92

Para miembros principales de compresión L/r no deberá exceder 180, y para otros miembros secundarios L/r no debe exceder 200.

Esfuerzo Máximo Producido por Flexión

- Para tensión y compresión en las fibras externas de placas roladas y miembros estructurales con eje de simetría en el plano de cargas, donde la longitud lateral no soportada de la viga compuesta de compresión no es mayor de 13 veces el ancho, la viga compuesta de compresión no debe exceder de 17 en su relación ancho-espesor, y la relación de alma altura-espesor no debe exceder de 70, y no sobrepasar un esfuerzo de $1,547 Kg / cm^2$ ($22,000lb / pulg^2$).
- Para tensión y compresión en fibras extremas de miembros asimétricos, donde el miembro es soportado lateralmente en intervalos no mayores de 13 veces el ancho de la viga compuesta de compresión, no deberá exceder un esfuerzo de $1,406 Kg / cm^2$ ($20,000lb / pulg^2$).
- Para tensión en fibras extremas de otros miembros rolados, miembros estructurales y trabes, no excederán de un esfuerzo de $1,406 Kg / cm^2$ ($20,000lb / pulg^2$).
- Para compresión en fibras extremas de otros miembros rolados, trabes o miembros estructurales que tienen un eje de simetría en el plano de cargas, el mayor valor calculado del esfuerzo que no ha de ser excedido será como sigue en Kg / cm^2 .

$$1406 - 0.04(l/r)^2$$

$$\frac{843700}{(ld)/A_f} < 1406$$

Donde:

l = Longitud sin apoyo de la viga compuesta de compresión (cm.).

γ = Radio de giro de la sección respecto al eje en el plano de carga (cm.).

d = Peralte de la sección (cm.).

A_f = Área transversal de la viga compuesta (cm.).

Para compresión en fibras extremas de otras secciones asimétricas, el valor calculado de esfuerzo será como sigue en Kg / cm^2 :

$$\frac{843700}{(ld)/A_f} < 1406$$

Esfuerzo Máximo de Corte

- Para soldaduras de filetes, tapones, ranuras, penetración parcial, el esfuerzo permitido en el área de la garganta será como máximo de $956 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($13,600 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).
- En el área del espesor de alma de vigas y traveses donde el peralte del alma de la viga no sea mayor de 60 veces el espesor de esta o cuando el alma es adecuadamente reforzadas, el esfuerzo no debe exceder de $914 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ($13,000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$).
- En el área del espesor de las almas de vigas y traveses que no estén reforzadas o que el peralte del alma de la viga es más de 60 veces al espesor de esta, el mayor promedio de corte permitido (V/A) será calculado como sigue:

$$V/A = \frac{1370}{1 + \left[\frac{h^2}{506t^2} \right]}$$

Donde:

V = corte total (Kg.).

A = Área del alma (cm.).

h = Distancia o claro entre almas de vigas (cm.).

t = Espesor del alma (cm.).

5.3.2 CÁLCULO DE VIGAS CON CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDA

Una viga continua con carga uniforme tiene varios apoyos como la consideración en la figura 5.1

Se considera una sección de viga continua con igual espaciamento (1), un momento M_0 existe sobre los soportes.

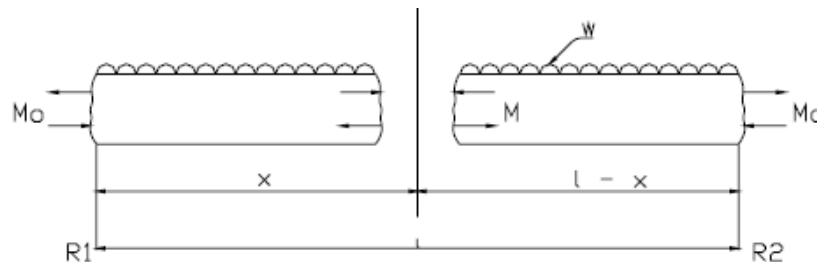


Figura 5.1

Tomando la suma de momentos a la distancia x desde el apoyo R_1 obtenemos:

$$M = M_0 + R_1x - wx(x/2)$$

Pero

$$R_1 = wl/2$$

Para una viga con extremos empotrados y

$$EI(d^2y/dx^2) = M$$

Sustituyendo M y R1 encontramos:

$$M = EId^2y/dx^2 = M_0 + w1x/2 - wx^2/2$$

Integrando obtenemos

$$EI(dx/dy) = M_0x + w1x^2/4 - wx^3/6 + c_1$$

Momento máximo con carga uniforme y extremos fijos.

$$M_0 = -wl^2/12$$

Momento máximo en el centro de claro donde $X = l/2$

$$M^{1/2} = wl^2/24$$

Flexión máxima en $x = l/2$

$$y = -wl^4/384EI$$

5.3.3 ESPACIO ENTRE LARGUEROS Y NÚMEROS DE LARGUEROS

Considere una franja circunferencial de 1 cm. en la periferia del techo, descartando el soporte que ofrece el cuerpo. Esta franja es considerada como sección plana continua uniformemente cargada. El momento de flexión es igual $wl^2/12$ y ocurre sobre los soportes de los largueros.

$$M_{max} = -wx^2/12 = -P(1)l^2/12 = -Pl^2/12$$

Donde:

l = Longitud de viga entre largueros (cm.).

P = Carga unitaria $Kg/cm^2 = w$ donde el ancho es 1 cm.

Sustituyendo el esfuerzo resultante de la flexión se obtiene.

$$f = M/z$$

Donde:

$z = bt/6$ para vigas rectangulares.

b = Ancho de la viga (cm.).

t = Espesor de la viga (cm.). Para este caso b = 1

$$z = t^2/6$$

Por lo tanto

$$f = Pl^2/2t^2$$

Para un esfuerzo máximo permisible de flexión (f) de $1,406 \text{ kg/cm}^2$ ($20,000 \text{ lb/pulg}^2$ especificado por API 650 para placas roladas y miembros estructurales), una placa de 4.76 mm. ($3/16 \text{ pulg.}$) de espesor, más una carga viva de 159 kg/cm^2 (32.65 lb/pie^2), entonces $P = 0.016 \text{ kg/cm}^2 = 0.227 \text{ lb/pulg}^2$.

$$1 = 0.476 \sqrt{(2 \times 1406 / 0.016)} = 199.55 \text{ cm (78.56 pulg.)}$$

Pero API establece que el espacio máximo entre largueros será de 2π pies (1,915 mm. ó 75.39 pulg.) en el perímetro exterior del tanque, y en anillos interiores una separación máxima de 5.5 pies (1,676 mm. ó 66 pulg.).

El número mínimo de largueros usados entre dos trabes adyacentes o entre la pared del tanque y la trabe, está basado en el perímetro del círculo donde está circunscrito el polígono exterior o del cuerpo, por lo que primero se determina el número de polígonos y, por consecuencia, el diámetro en el que se encuentra el polígono, y el número mínimo de largueros estará determinado por la siguiente ecuación, donde el número real de largueros debe ser un múltiplo del número de lados del polígono para mantener un arreglo simétrico:

$$n = \frac{ND \text{sen}(360/2N)}{1}$$

Donde:

n = Número de largueros.

l = Espacio máximo entre largueros (cm.).

N = Número de lados del polígono.

D = Diámetro del círculo donde está circunscrito el polígono o diámetro nominal del tanque en (cm.).

5.3.4 CÁLCULO DE VIGAS ARTICULADAS CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

Refiriéndonos a la figura 5.2, consideraremos cualquier punto x , entre los soportes R_1 y R_2 en una viga con carga uniforme (w). Las fuerzas calculadas en la viga a la izquierda del punto x producen un momento de flexión M , el cual puede evaluarse por la suma de momentos en x . Para una carga uniforme en una viga simplemente apoyada, las reacciones son iguales ($R_1 = R_2$) donde, en la figura 5.2:

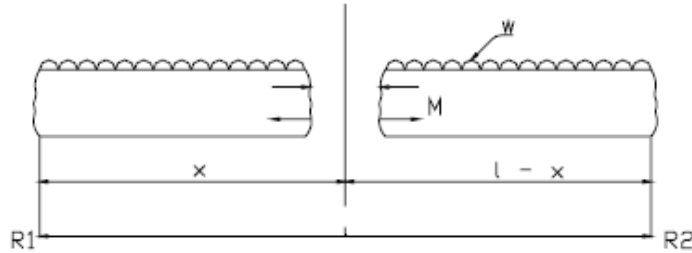


Figura 5.2

$$R_1 = W/2$$

La fuerza o reacción R_1 produce un momento positivo o en sentido horario igual a $(R_1 \cdot x)$ y la resultante de la carga uniforme a la izquierda de x ($w \cdot x$), produce un momento negativo o antihorario igual a $-wx(x/2)$, por lo que;

$$M = \left(\frac{wlx}{2}\right) - \left(\frac{wx^2}{2}\right)$$

Para obtener la localización del momento de flexión máximo

$$dM/dx = d\left(\frac{wx}{2} - \frac{wx^2}{2}\right)/dx =$$

Sustituyendo $X = 1/2$ en las ecuaciones de momentos

$$M_{max} = wl^2/8$$

Para vigas simplemente apoyadas con carga uniforme

La flecha debida a la flexión máxima se calcula por la siguiente fórmula:

$$y = \frac{1}{EI} \left(\frac{wlx^3}{12} - \frac{wx^4}{24} - \frac{wl^3x}{24} \right)$$

Y como sabemos que la flecha máxima ocurre en la mitad del claro

$$x = 1/2 \quad y = \frac{5wl^4}{384EI}$$

5.3.5 SELECCIÓN DE TRABES Y LARGUEROS.

Los largueros están diseñados con cargas uniformemente repartidas y extremos libres. Cada larguero se considera que soporta las placas del techo más la carga viva; dichas cargas se extienden a ambos lados del larguero respecto a la línea de centro del mismo, por lo que se considera que cada larguero soportará un área tributaria igual a la longitud del larguero por el promedio de la separación entre dos largueros consecutivos. Sabiendo que el momento flexionante máximo en una viga con carga uniformemente repartida ocurre en el centro de ésta y, como consecuencia de esto, el esfuerzo máximo que se produce es directamente proporcional al cuadrado de la longitud de la viga, se debe evitar el uso de largueros muy pesados limitando su longitud de 6,096 a 7,315 mm. (20 a 24 pies).

Una vez determinada la carga que absorberán los diferentes largueros así como sus longitudes, se calculará el momento máximo, para que con este valor se proceda a determinar el módulo de sección óptimo para posteriormente recalcar, pero ahora considerando el peso propio del larguero, haciendo esto repetidamente hasta lograr el equilibrio y poder determinar el módulo de sección a emplear.

Siempre se deberá calcular el larguero más crítico (generalmente el exterior), para que todos los largueros, ya sean exteriores y/o interiores, tengan el mismo peralte.

Para recipientes de gran diámetro, el claro del larguero es reducido mediante traveses soportados en sus extremos por columnas, formando polígonos regulares. Estas traveses concurren en el centro y limitan su longitud por:

$$(L/b > 13, L/b < 40)$$

Las traveses son diseñadas para absorber las cargas concentradas que producen los largueros que pueden ser consideradas como carga uniforme siempre y cuando existan cuatro o más largueros en cada traveses. Esta carga se puede determinar de la siguiente manera:

$$w = (w'ln)/L$$

Donde:

w = Carga uniformemente repartida sobre la traveses (Kg /m o lb / pie).

w' = Carga máxima sobre un larguero incluyendo el peso propio del larguero más pesado (Kg /m o lb / pie).

l = La mitad de la longitud del larguero (m o pie).

n = Número de largueros que se apoyarán sobre la traveses.

L = Longitud de la traveses (m. o pie).

Las traveses siguen la misma secuencia de cálculo que los largueros para obtener el módulo de sección requerido, las cuales pueden no ser del mismo peralte entre polígonos, por lo que cada polígono debe ser calculado independientemente.

En tanques localizados en zonas sísmicas, se deberán proveer de redondos de 19 mm. (3/4 pulg.), de diámetro ubicados entre largueros (como tensores), los cuales serán colocados en el anillo exterior. Dichos redondos pueden ser omitidos si se usan secciones "I" o "H" como largueros.

5.3.6 CÁLCULO DE COLUMNA CON CARGA AXIAL

Los miembros estructurales bajo compresión axial tienden al pandeo, causado por una fuerza axial (p), en la longitud de la columna (l), el momento de flexión M, igual a P por brazo de palanca (y), induce un esfuerzo de flexión igual a Mc/I , al cual se le suma el esfuerzo de compresión, P/a .

$$f = Mc/I + P/a = PyC/I + P/a$$

Por definición:

$$I = ar^2 \text{ donde } r = \text{radio de giro}$$

$$f = P/a (1 + yc/r^2)$$

La columna puede ser comparada con una viga simplemente apoyada con carga uniformemente, o sea que:

$$f = Mc/I ; M = wl^2/8 , y = 5wl^4/384EI$$

Que pueden usarse para resolver el producto (yc).

$$yc = 5wl^4/384EI \left(\frac{8If}{wl^2} \right) = 5l^2f/48E = C1l^2$$

Donde:

C1 = constante

$$yc = C_2l^2$$

Entonces:

$$P/a = f / \left(1 + C_2 \left(l^2 / r^2 \right) \right)$$

Donde C_2 depende del material, la carga y el método de soporte. No se conoce ningún método para calcular teóricamente la constante C_2 y esta se determina por experimentación.

El investigador Gordon Rankine encontró por experimentación que C_2 puede ser de 1/18,000 para columnas circulares y 1/36,000 para columnas cuadradas. Para valores de l/r entre 60 y 200, por lo que se recomienda el uso de la siguiente fórmula para columnas de acero.

$$P/a = \frac{1,265}{(1 + (18,000r^2))}$$

Para columnas que tienen valores de l/r entre 0 y 60, no se utiliza esta ecuación, pero se especifica un valor máximo del esfuerzo de compresión igual a $1,055 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

Para valores de l/r mayores de 200 se usa la fórmula:

$$P/a = \frac{1,406}{(1 + (l^2/2,000b^2))}$$

La constante C_2 es especificada por el American Institute Of Steel Construction.

Donde:

l = Longitud no soportada (cm.).

b = Ancho de la sección de compresión.

Esta fórmula está limitada por las condiciones en las cuales $l > 15 b$.

Pero $l < 40 b$.

El valor de $1,406 \text{ kg} / \text{cm}^2$ especificado en el numerador de la ecuación anterior es permitido porque el esfuerzo de flexión máximo existe sólo en las fibras exteriores combinado con el esfuerzo de compresión.

5.3.7 SELECCIÓN DE LAS COLUMNAS.

Una vez que se han calculado y seleccionado los largueros y trabes, se procede al cálculo de las columnas. Teniendo el número de columnas y la carga axial que soportará cada columna, que es la suma de las reacciones que generan las trabes o largueros que estarán apoyados sobre la columna.

Sabiendo que la relación de esbeltez para una columna larga aceptada por API (miembro principal sometido a compresión) es de 180, y conociendo la longitud de la columna podremos obtener el radio de giro que cumpla con esta relación.

$$r = \frac{l}{180}$$

Se busca un perfil que cumpla con el radio de giro mayor tanto en $x - x$ como en $y - y$, y se obtiene el área de la sección transversal. Posteriormente se calcula el esfuerzo de compresión permisible para la columna de Rankine.

$$fp = \frac{1265}{(1 + (l^2/18000r^2))}$$

Teniendo el esfuerzo de compresión permisible y sabiendo que el esfuerzo actuante es P/a , igualamos las ecuaciones obteniendo el área de la sección transversal la cual tendrá que ser menor o igual a la de los perfiles combinados que se seleccionará con anterioridad. Si esto no se cumple, se tendrá que seleccionar otro perfil que tenga por, lo menos, el área transversal requerida y recalculamos la columna con esta nueva relación de esbeltez, hasta que el área de la columna satisfaga la igualdad, cuidando que la relación de esbeltez sea menor de 40 y mayor de 180.

Una vez definida la sección transversal de la columna que cumpla con lo anterior, se calcula el esfuerzo de compresión máximo permisible (C_{ma}) especificados (ver 5.3.1.), el cual tendrá que ser

mayor o igual que el calculado por el procedimiento anterior. Si esto no es logrado, se tomará este esfuerzo máximo de compresión y se igualará a P/a .

Despejando obtendremos el área de la sección transversal, empezando de nuevo la rutina hasta que esto se haya cumplido.

5.4 DISEÑO Y CÁLCULO DEL PERFIL DE CORONAMIENTO.

Este elemento de los tanques es de suma importancia porque, además de soportar el peso del techo, rigidiza al cuerpo evitando una posible deformación u ovalamiento en la parte superior del cuerpo, además de lograr un sello entre el cuerpo y el techo.

5.4.1. CÁLCULO DEL PERFIL DE CORONAMIENTO PARA TECHOS CÓNICOS AUTOSOPORTADOS

El área de la sección transversal para el perfil sobre el cual descansa un techo cónico autosoportado tienen las características que se muestran en la figura 5.3 (detalles a-i) y se determina por la siguiente ecuación:

$$A = \frac{D^2}{432,000 \operatorname{sen} \theta}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal (cm²).

D = Diámetro de asiento del cono (cm.).

θ = Ángulo con respecto a la horizontal (grados).

Para techos de tipo domo y sombrilla el perfil de coronamiento tendrá que hacerse conforme a lo dispuesto en la figura 5.3 y tendrá un área de sección transversal igual a:

$$A = \frac{Dr_r}{216,000}$$

Donde:

D = Diámetro nominal del tanque (cm.).

r_r = Radio de abombado de la tapa (cm.).

Para los perfiles de coronamiento de techos autotransportados el área de la sección transversal será incrementada por la relación siguiente cuando la suma de las cargas muertas (C_m) y las cargas vivas (C_v) excedan de 220 kg/m^2 (45 lb/ pie^2).

$$\frac{C_m + C_v}{220}$$

Donde:

C_m = Cargas muertas (kg / cm^2)

C_v = Cargas vivas (kg / cm^2)

5.4.2. CÁLCULO DE PERFIL DE CORONAMIENTO PARA TECHOS SOPORTADOS

El perfil de coronamiento para tanques que tengan un techo soportado estará de acuerdo a lo mostrado en la figura 5.3 (detalle a-d), y se considerará como una junta frágil, que no es capaz de resistir presión interna por lo que tendrá un venteo según lo especifica API 2000. El área de la sección transversal de la junta no excederá el valor calculado en la siguiente expresión.

$$A = \frac{21765W}{30800tg\theta}$$

Donde:

W = Peso total del techo (Kg)

θ = Ángulo del techo con respecto a la horizontal (grados).

Todos los miembros en la región de la junta techo-cuerpo incluyendo anillos de aislamiento serán considerados como aporte en el área de la sección transversal.

Para tanques de diámetros relativamente pequeños, exceptuando los casos marcados anteriormente para techos autosoportados, las dimensiones mínimas del perfil de coronamiento serán las siguientes:

1. Para tanques de 10,668mm. (35 pies) o menores de diámetro un ángulo de 50.8 x 50.8 x 4.76mm. (2 x 2 x 3/16 pulg.).
2. Para tanques mayores de 10,668mm. (35 pies) pero menores o iguales a 18,288mm. (60 pies) de diámetro un ángulo de 76 x 76 x 9.52mm. (3 x 3 x 3/8 pulg.).

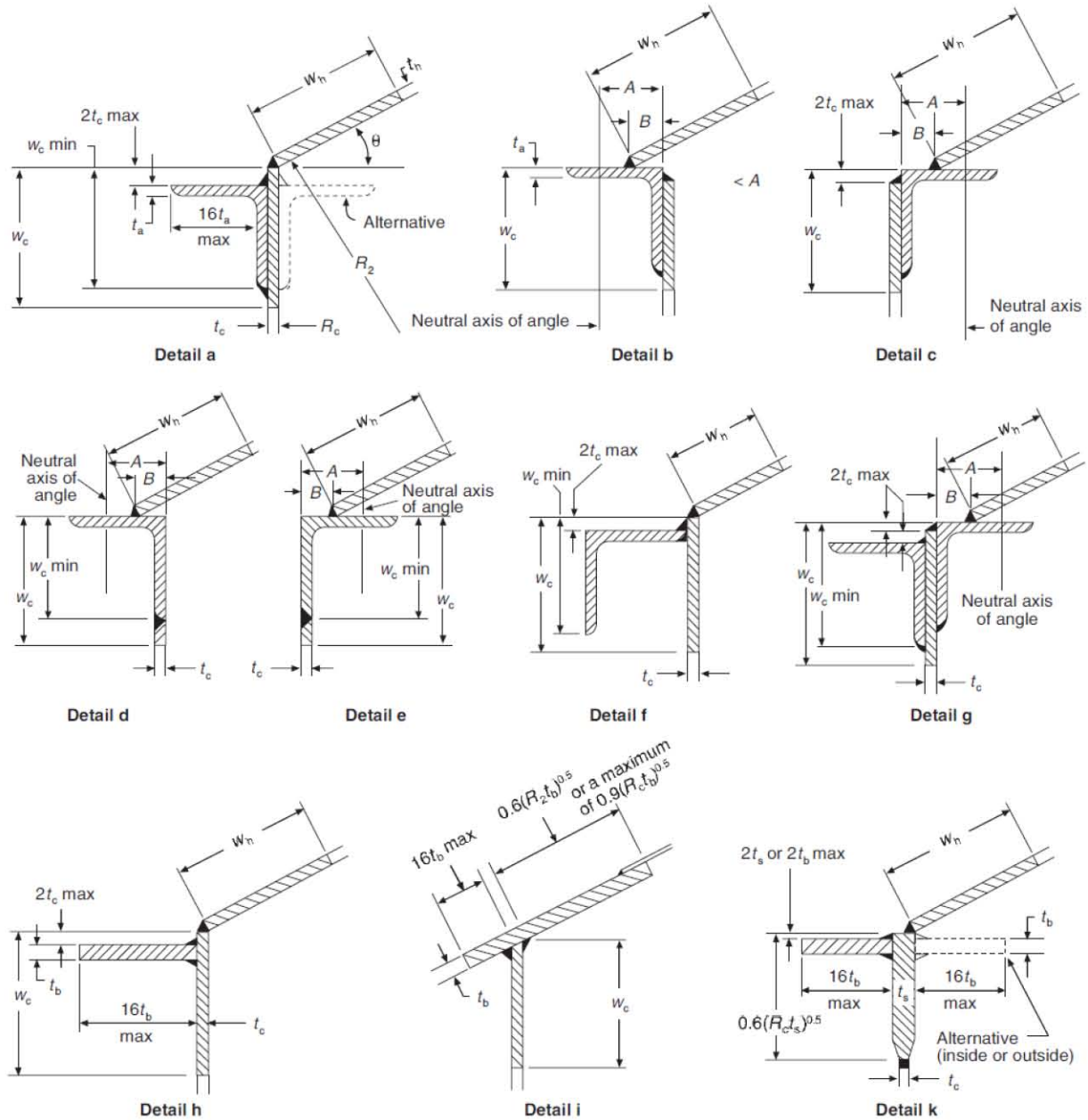
5.5. DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES

Los techos flotantes tienen como objeto la finalidad de eliminar la cámara de aire comprendida entre el espejo de líquido y el techo, con la finalidad de que el fluido no se evapore, causando riesgos tanto para la seguridad del tanque como para el medio ambiente, así como un decremento considerable en el volumen almacenado en el tanque.

Se pueden construir dos tipos de techos flotantes, los cubiertos que son aquellos que no están en contacto directo con la radiación solar y precipitaciones pluviales, debido a que el tanque cuenta con un techo fijo, que protege al flotante; y los techos flotantes externos, los cuales se denominan así porque no cuentan con un techo fijo, por lo que este se encontrará en contacto con el medio ambiente.

5.5.1 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES CUBIERTOS.

Los requerimientos de techos flotantes son limitados sólo por factores que afectan la seguridad, durabilidad y que están involucrados dentro de la calidad y la seguridad.



t_a = thickness of angle leg,
 t_b = thickness of bar,
 t_c = thickness of shell plate,
 t_h = thickness of roof plate,
 t_s = thickness of thickened plate in shell,
 w_c = maximum width of participating shell,
 $= 0.6 (R_c t_s)^{0.5}$, where $t = t_c$ or t_s as applicable,

w_h = maximum width of participating roof,
 $= 0.3 (R_2 t_h)^{0.5}$ or 300 mm (12 in.), whichever is less,
 R_c = inside radius of tank shell,
 R_2 = length of the normal to the roof, measured from the vertical centerline of the tank,
 $= R_c / (\sin \theta)$.

Notes:

1. All dimensions and thicknesses are in mm (in.).
2. Dimension B in details b, c, d, and e is: $0 \leq B \leq A$.

Figura 5.3. Detalles de Perfiles de Coronamiento.

Los tipos de techos flotantes son clasificados y descritos a continuación:

- a) Techos metálicos tipo charola, los cuales están en contacto con el líquido y tienen un anillo perimetral.
- b) Techos metálicos de contención, los cuales están en contacto con el líquido y tiene abierta la parte superior de contención.
- c) Techos metálicos de pontón, los cuales están en contacto con el líquido y tienen cerrado el pontón.
- d) Techos metálicos de doble cubierta, los cuales están en contacto con el líquido.
- e) Techos metálicos en flotación, los cuales tienen la cubierta sobre el líquido
- f) Techos metálicos tipo sándwich, los cuales tienen una superficie revestida de malla tipo panal y están en contacto con el líquido.
- g) Techo plástico tipo sandwich, los cuales tienen una superficie revestida con un panel líquido y están en contacto con el líquido.

El material de fabricación para el techo está regido por la compatibilidad con el líquido contenido en el tanque, que el fabricante someterá a consideración ante el usuario.

Los materiales considerados podrán ser:

Acero al carbón, aluminio conforme a los requerimientos de la sección dos del ANSI/ASME B96.1, acero inoxidable (ASTM A-240 acero austenítico); el impermeabilizante y cubierta plástica deben tener un espesor no mayor de 0.100 pulgadas de acuerdo con ASTM E84

En el caso de plásticos este debe ser rígido, de celda cerrada de poliuretano de acuerdo a ASTM D2341 con las siguientes propiedades mínimas.

- a) Una densidad por ASTM D 1,622 de $1.7 \text{ lb} / \text{pie}^3$.
- b) Un esfuerzo de cedencia a la compresión por ASTM D1621 de $22 \text{ lb} / \text{pulg}^2$.
- c) Un esfuerzo por corte de ASTM C273, de $20 \text{ lb} / \text{pulg}^2$.
- d) Transmisión de vapor de agua por ASTM E96 igual a 2 pulg. De permeabilidad.
- e) Una porosidad de ASTM D2856 de 95%.

Se pueden usar otros materiales para alma, similares, cuando exista un acuerdo entre el fabricante y el usuario.

Los materiales de revestimiento pueden ser fibra de vidrio reforzada de poliéster o resina epóxica usando una buena calidad de fibra de vidrio aplicado con un mínimo de relación de 1.5 onza de fibra por 4.5 onzas de resina. La fibra debe estar completamente seca, compactada y libre de impurezas.

El espacio entre la periferia exterior del techo y el tanque, así como columnas, escaleras, niveles, será sellado por un dispositivo flexible que logre el cierre en la superficie mencionada.

Antes de seleccionar el material del sello, debe considerarse la temperatura ambiente, la temperatura de diseño la permeabilidad, la resistencia a la abrasión, decoloración, endurecimiento, desquebrajamiento y otros factores de compatibilidad. El sello podrá ser de espuma flexible contenida en un envolvente, como poliuretano cubierto con uretano, o el tipo elástico, como goma extruida o sintética.

En el caso de que el sello sea una zapata metálica en contacto con el cuerpo del tanque, tendrá que estar galvanizada si ésta es de acero al carbón con un espesor mínimo nominal del calibre 16 y G90 de revestimiento.

5.5.1.1. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

Los techos flotantes internos y los accesorios deben estar diseñados y contruidos para permitir que el techo opere normalmente sin atención manual y fuera de daños para cualquier parte construida del techo, del techo flotante, del tanque y accesorios.

Los techos flotantes serán diseñados y contruidos para flotar es un posición horizontal, capaces de soportar una carga viva de hombres. Todos los cálculos serán basados en un peso específico de 0.7. Estos criterios pueden ser modificados de mutuo acuerdo entre fabricantes y usuario.

5.5.1.2. DISEÑO DE JUNTAS

Todas las costuras o juntas, ya sea por medio de soldadura, atornillado, remachado o adherencia del techo flotante expuestas directamente al vapor del producto o líquido, deben ser revisadas para prevenir fugas de vapor por medio de prueba de caja de vacío, líquidos penetrantes u otros métodos acordados entre usuarios y fabricantes.

La corrosión permisible será adicionada a los espesores mínimos a continuación listados:

- a) Acero al carbón en contacto con vapor o líquido, debe estar dentro del calibre 7 (4.5 mm). Otros elementos que no estén en contacto con el fluido tendrán un espesor mínimo de 2.38 mm. (0.094 pulg.).
- b) Recubrimiento de aceros inoxidables 0.457 mm. (0.018 pulg.) de espesor. Aceros inoxidables en flotación 1.21 mm. (0.048 pulg.).
- c) Recubrimiento de aluminio 0.45 mm. (0.018pulg.). de espesor, aluminio en flotación 1.27mm. (0.05pulg.).
- d) Recubrimiento plástico de 0.762 mm. (0.030 pulg.).
- e) Para paredes tipo sandwich el interior debe ser de 25.4mm. (1 pulg.) de espesor, el recubrimiento metálico de 0.35mm. (0.014 pulg.) y el recubrimiento plástico de 7.62mm. (0.30 pulg.) de espesor mínimo.

Los sellos periféricos deben estar diseñados con una desviación de (\pm) 102mm. (4 pulg.) entre el techo flotante y el cuerpo. El tanque estará libre de proyecciones interiores que puedan dañar el sello u obstaculizar el movimiento del techo.

Las juntas circunferenciales en la envolvente del sello deben estar a prueba de fugas y cuando la junta está hecha, debe ser hermética. El espesor del envolvente del sello será determinado después de considerar todos los factores implicados.

Si los dispositivos de sello empleados son de acero galvanizado o zapatas de acero inoxidable en contacto con el cuerpo, las zapatas deben ser como mínimo de calibre 16 para acero galvanizado y calibre 18 para acero inoxidable.

Las columnas, escaleras y otros accesorios rígidos verticales que penetran la cubierta deben proveerse de un sello con una desviación de (\pm) 127mm. (5 pulg.).

Los techos flotantes contarán con soportes ajustables por lo que el nivel más bajo de operación debe ser especificado por el usuario.

Los soportes y empotramientos serán diseñados para soportar una carga viva uniforme de 60 kg/m^2 (12.3 lb/ pie^2) sobre el techo flotante y este debe equiparse con drenes u otros medios que eviten la acumulación de líquido. En el fondo de la soldadura de las placas cubiertas donde la flexión es adyacente a los soportes u otros miembros rígidos relativos, un filete completo de soldadura no menor de 51mm. (2 pulg.), de longitud y 254mm. (10 pulg.) , entre centros debe usarse sobre cualquier placa traslapada en 305mm. (12 pulg.), para cualquier soporte.

5.5.1.3. DISEÑO PARA TIPOS DE TECHOS ESPECÍFICOS

Los techos flotantes metálicos en contacto con el líquido, que sean de uno de los siguientes tipos:

- a) Charola metálica sin pontón
- b) Con mampara de contención.
- c) Con portón perimetral
- d) De doble cubierta

Tendrán que ser boyantes y capaces de soportar como mínimo dos veces su carga muerta. Los techos de doble cubierta deben ser capaces de flotar después de sufrir daño en su comportamiento así como el tipo pontón. Cada compartimiento de los techos debe ser accesible por la parte superior y contará con cubiertas de acceso atornilladas para inspección interna.

Los techos metálicos en flotación además de cumplir con lo anterior, tendrán un faldoncillo que atrape el vapor alrededor de la cubierta perimetral, y este se extenderá no menos de 102mm. (4 pulg) dentro del líquido.

Los techos flotantes con superficie revestida en contacto con el líquido, consistirán de un panel tipo sandwich de metal o plástico con una cubierta que proporcione rigidez estructural, la cual tendrá que ser flotante y capaz de soportar dos veces su peso muerto. Los paneles deben estar sellados

para prevenir la entrada de líquidos, y éstos deben prever la acumulación de condensados los cuales serán regresados al tanque. La superficie debe diseñarse para prever una resistencia de 0.000725 ohms por pie de CD a 70° F.

5.5.1.4. ABERTURAS Y ACCESORIOS

Los techos flotantes que cuenten con escaleras, deben diseñarse para recorridos completos del techo flotante, sin hacer caso de cualquier localización de los soportes del techo. La escalera será instalada en el registro del techo fijo, y no será empotrada en el fondo para prevenir movimientos verticales en las conexiones superiores.

Los techos también contarán con venteos para prevenir los sobre esfuerzos de la cubierta del techo, estos venteos deben ser adecuados para dar salida al aire y a los gases bajo el techo cuando este es soportado en la acción de llenado bajo el techo en la operación de vaciado. Estos venteos serán diseñados con la información que el usuario proporcione sobre el llenado y vaciado del tanque.

Las aberturas para la circulación de venteos deben localizarse en el cuerpo o techo fijo incluso sobre el sello del techo flotante, cuando el tanque está lleno, el máximo espacio entre venteos será de 9,753mm. (32 pies), pero en ningún caso serán menos de cuatro venteos igualmente espaciados. El total del área de los venteos será mayor o igual a 185 cm^2 (0.2 pies^2) del diámetro del tanque, los venteos serán resistentes a la corrosión y provistos de una malla 12.7mm (1/2 pulg.) de paso, para evitar la introducción de objetos. En el caso de contar con un venteo en un área mínima de 323 cm^2 (50 pulg^2) será colocado en el centro del tanque en la máxima elevación del techo fijo.

5.5.2. TECHOS FLOTANTES EXTERNOS

A menos que el usuario indique alguna modificación, se presentan los requerimientos mínimos que aplicarán a techos tipo plano, de pontón y de doble cubierta.

Los lineamientos que presentamos a continuación sólo delimitan aquellos factores que afectan la seguridad y durabilidad de la instalación.

5.5.2.1. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

El diseño del techo y de sus accesorios, deberán permitir al primero llegar al límite superior del nivel del líquido y bajar hasta el nivel inferior del líquido sin dañar el cuerpo del tanque, la tapa o cualquier otro accesorio. El techo debe operar con manejo manual, utilizando el borde del faldón y la pared del cuerpo del tanque para soportar los empaques del techo en el punto más alto del nivel.

Debe proveerse el tanque de dispositivos de alarma que indique al personal que se ha sobrepasado el nivel superior de llenado de líquido, a menos que el tanque esté diseñado para contener una altura de columna de fluido igual al límite superior del tanque. El usuario debe indicar un arreglo apropiado a sus necesidades con el fin de proveer salidas de emergencia del líquido para evitar daños en el tanque.

5.5.2.2. DISEÑO PARA CUBIERTAS ESPECÍFICAS

En tanques que almacenan fluidos corrosivos, es importante que el techo entre en contacto con el líquido, evitando así cualquier formación de mezcla aire-vapor debajo de la cubierta. Cabe hacer mención que el espesor mínimo de las placas que conforman el techo será de 4.76mm. (3/16 pulg.), sin incluir corrosión permisible.

Las placas de la cubierta deben soldarse por la parte de arriba con un filete continuo de soldadura, pudiendo soldarse por la parte interior del techo, rigidizarlo con cualquier elemento apropiado para tal fin.

La cara superior de estos techos deberá proveerse con una pendiente de por lo menos 4.76: 304.8 mm. (3/16: 12/pulg.), para proporcionar un buen drenado del techo.

5.5.2.3. DISEÑO DEL PORTÓN

Los techos flotantes deberán permanecer en flotación sobre un líquido con una densidad relativa mínima de 0.7 y bajo las siguientes condiciones:

25.4 cm. de agua de lluvia por un periodo de 24 horas sin drenar el techo, excepto para techos de doble cubierta, los cuales deben estar provistos de drenes de emergencia para mantener el agua a un volumen menor que el indicado.

Sin agua y sin carga viva en techos de cubierta sencilla o doble pontón.

Los pontones no deberán deformarse en presencia de carga por agua de lluvia, por lo que el usuario y el fabricante podrán acordar una prueba simulando las condiciones y poniendo el techo en flotación sobre agua.

El fabricante debe proveer al pontón de acceso para la inspección de cubiertas atornilladas provistas de pescante para abertura rápida, además de llevar venteos para protegerlos contra presiones internas y externas. Los compartimientos del pontón deberán soldarse con filetes continuos de soldadura en sus orillas. Al pontón deberán practicársele pruebas de líquidos penetrantes para comprobar su hermeticidad.

Este tipo de techos debe contar con una escalera que se ajuste al movimiento del techo para facilitar el acceso a éste. La escalera debe cubrir toda la carrera del techo.

5.5.2.4. COLUMNAS Y SOPORTE

Estas columnas tienen la misión de soportar al techo cuando este se encuentre en su nivel más bajo, y deberán estar provistas de drenes. Estos soportes deberán estar diseñados para soportar el techo más una carga viva de 122 kg/m^2 (25 lb/ pie^2). La placa base de las columnas deberán estar unidas al fondo mediante un cordón de soldadura continuo.

5.5.2.5. PRUEBAS

El techo deberá pasar una prueba de flotación desde que se efectúa la operación de llenado hasta que se vacía el tanque completamente.

La cubierta del pontón y los techos de doble cubierta deberán ser inspeccionados visualmente para detectar fugas o soldaduras completamente.

Los sistemas de drenes deberán ser probados con agua a una presión de 3.52 kg / cm^2 (50 lb / pulg^2). Durante la prueba de flotación el venteo del techo deberá estar abierto y operando correctamente.

CAPITULO 6. REVISIÓN CON SOFTWARE SAP2000v14 DE TAPA Y CASCO.

El presente capítulo trata sobre la revisión de tapa y casco del tanque atmosférico mediante el programa Sap2000 v14 y los datos empleados para el modelo corresponden a los obtenidos en la sección de Aplicación del Proyecto, del capítulo 7.

6.1 SAP2000v14

SAP2000 "Structural Analysis Program", es un programa que corresponde a la familia de softwares más usados a nivel mundial para análisis y diseño de estructuras, el autor del software es el Profesor Emérito Edward L. Wilson de la Universidad de California, Berkeley.

6.1.1 MÉTODO DE ANÁLISIS

En el proceso de análisis de estructuras Sap2000 utiliza el método de los elementos finitos.

6.1.2 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos es uno de los procedimientos que existen para aproximar el comportamiento de una estructura con infinitos grados de libertad por el de otra, con aproximadamente las mismas propiedades físicas y geométricas, pero con un número finito de grados de libertad, cuyas ecuaciones de equilibrio pueden expresarse por un sistema algebraico de ecuaciones simultáneas con un número limitado de incógnitas.

6.2 ESTRUCTURA A ANALIZAR

Se analizará el cuerpo del tanque y el techo soportado, para comparar los resultados obtenidos del cálculo realizado por la norma API 650. Las características consideradas para el modelaje del tanque se muestran en las figuras 6.1 y 6.2 así como en la siguiente tabla obtenidas en el capítulo 7 aplicación del proyecto:

Diámetro:	14.0 m.
Atura:	8.05 m
Altura de contenido:	5.70 m
Altura de anillo:	1.52 m
Espesor del primer anillo:	9.5 mm
Espesor del segundo anillo:	7.9 mm
Espesor del tercero anillo:	6.4 mm
Espesor del cuarto anillo:	4.8 mm
Espesor del quinto anillo:	4.8 mm
Espesor del techo:	4.8 mm
Pendiente del techo:	3.6°
Material	Acero A-36

Tabla 6.1 Características del Tanque.

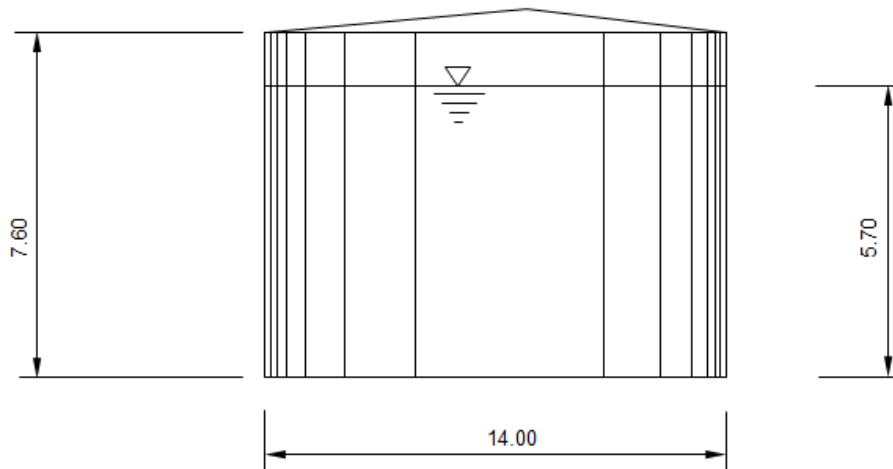


Figura 6.1 Dimensiones del Tanque.

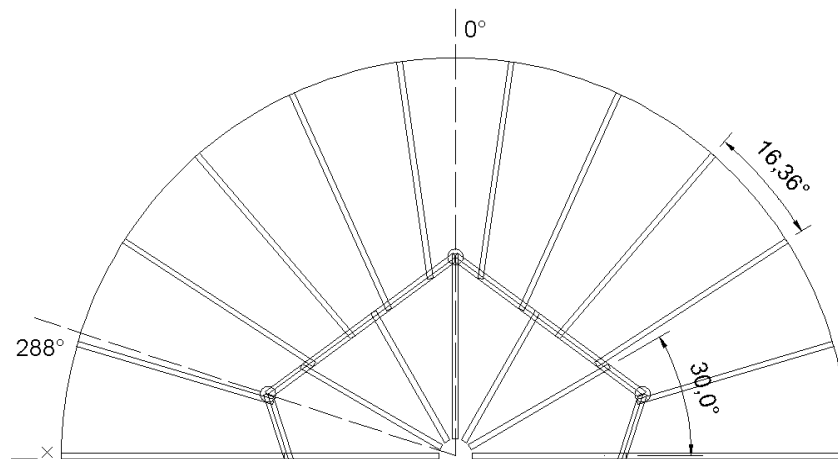


Figura 6.2 Distribución de Largueros en el Techo.

6.3 MODELAJE DE TAPA O TECHO DEL TANQUE.

La geometría de la tapa o techo del tanque corresponde a un techo cónico soportado que cuenta con una pendiente de 3.6° , y una distribución de largueros correspondiente a la figura 6.2.

Las consideraciones para el modelaje del techo son:

Carga viva de 150 kg/m^2

Largueros interiores, perfil C4 x 7.25 (lb/ft)

Largueros exteriores, perfil C7 x 14.75 (lb/ft)

Largueros que conforman el pentágono, viga W6x12

Placa de acero A-36 con un espesor de 4.80 mm

Los largueros interiores corresponden a 12 secciones de perfil C estándar, de las siguientes dimensiones C7 x 7.25 (lb/ft), con una separación de 171.41 cm o 30° entre largueros.

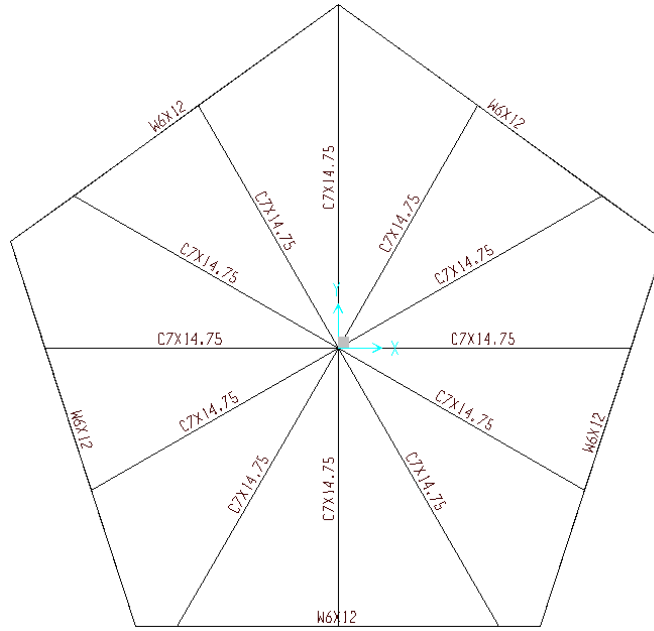


Figura 6.3 Distribución de Largueros Interiores y Configuración del Pentágono.

Los largueros exteriores son 22 secciones de perfil C estándar, de las siguientes dimensiones C7 x 14.75 (lb/ft), con una separación de 187.02 cm o 16.36°.

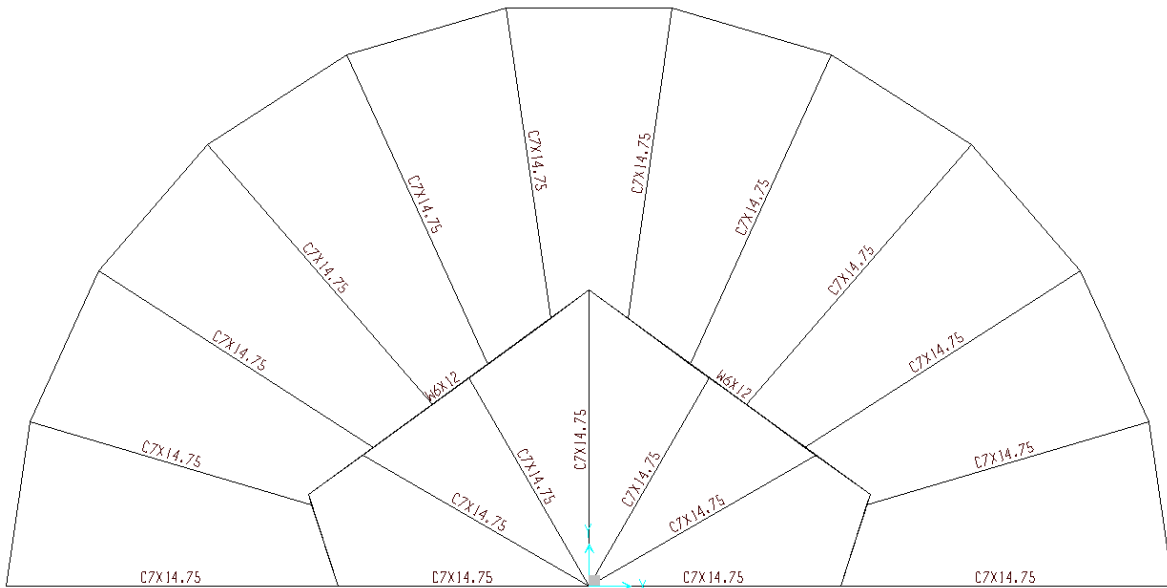


Figura 6.4 Distribución de Largueros Exteriores.

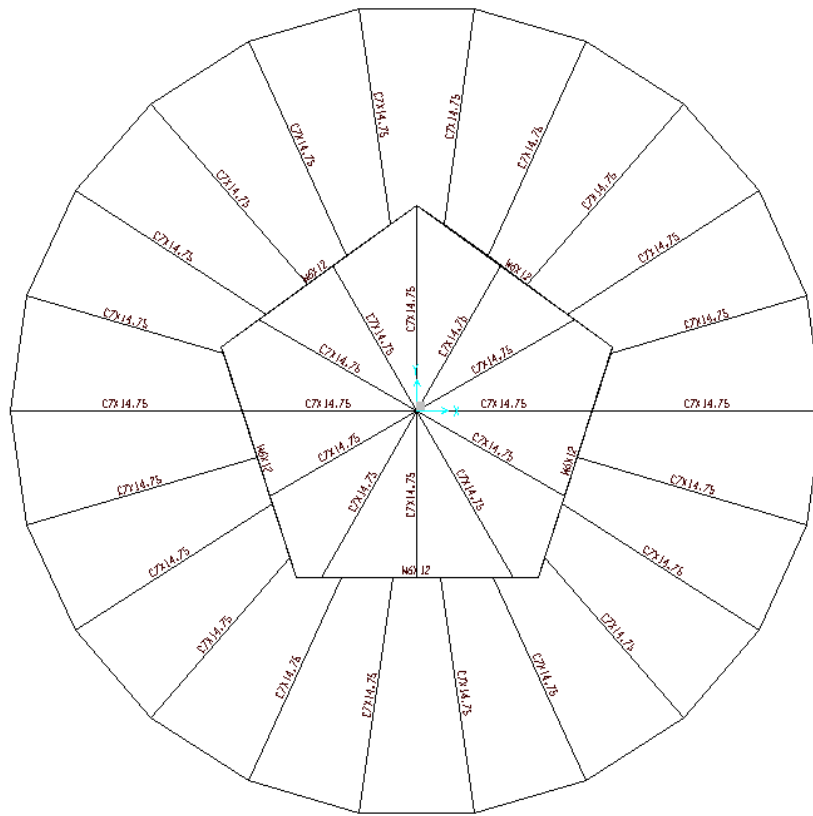


Figura 6.5 Modelo del Techo.

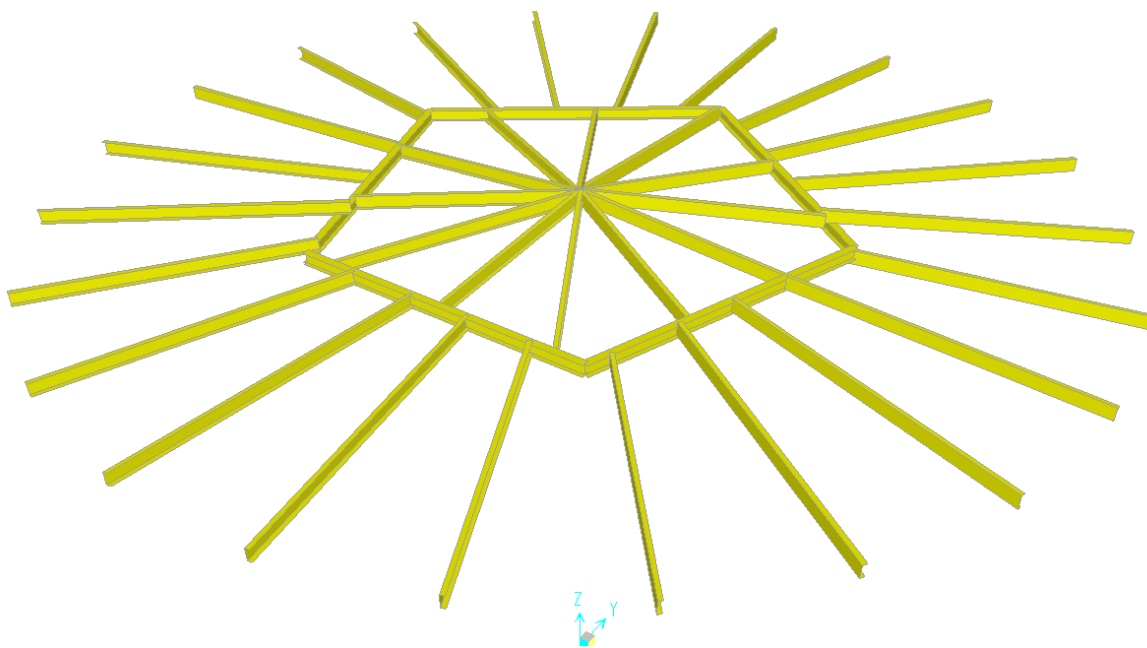


Figura 6.6 Vista Extruida del Techo.

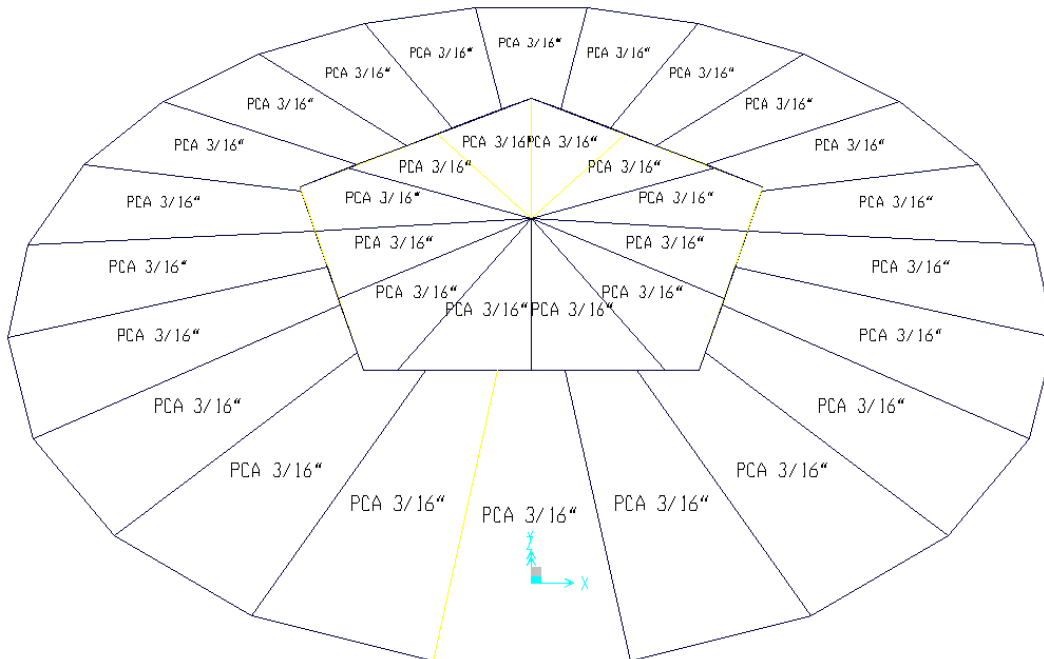


Figura 6.7 Asignación de las Placas de Acero en el Techo.

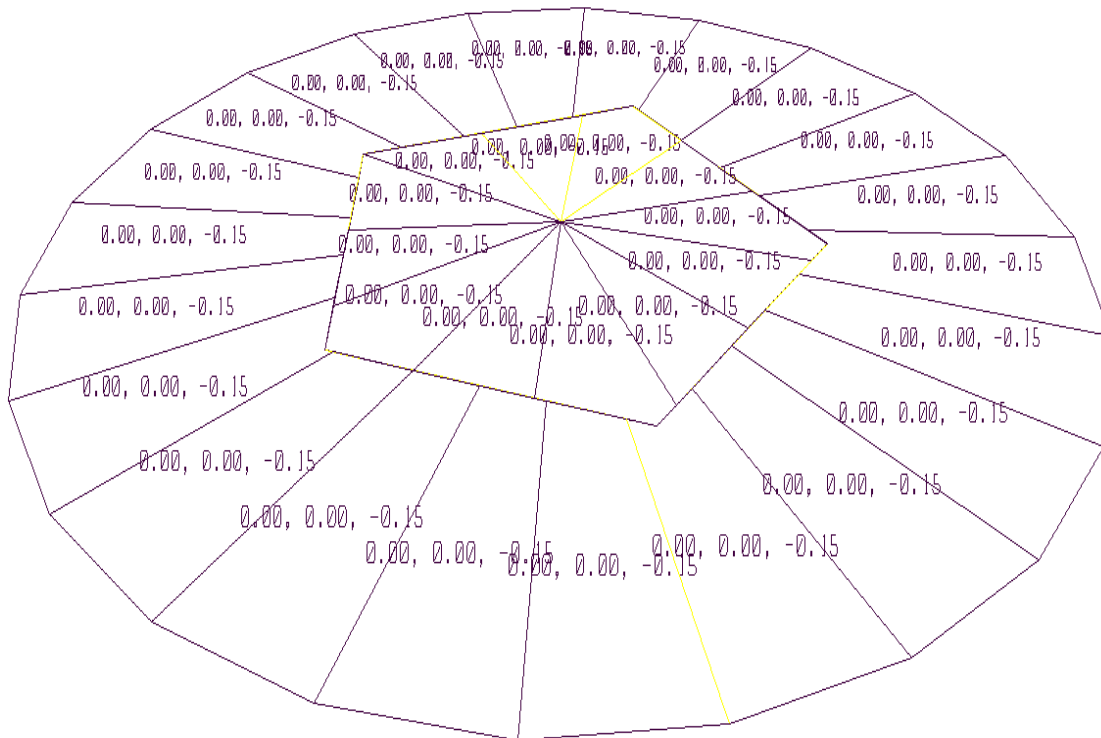


Figura 6.8 Asignación de Carga Uniformemente Distribuida de 150 kg/m^2 en el Techo.

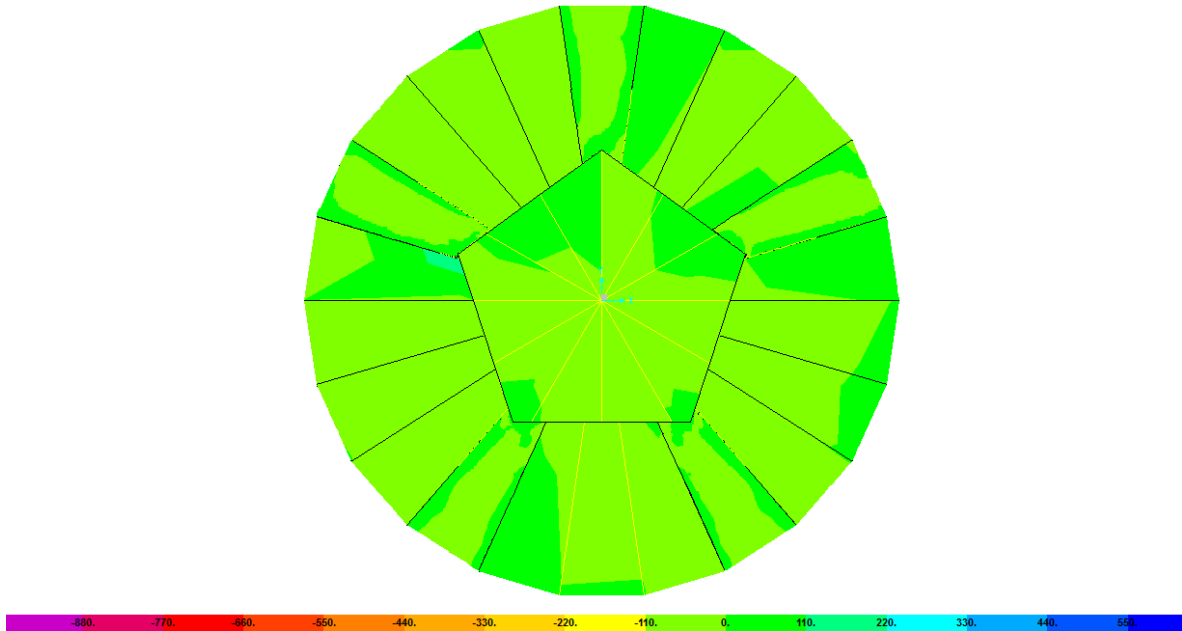


Figura 6.9 Distribución de Esfuerzos en el Techo (Ton/m²).

6.4 REVISIÓN DEL TECHO DE TANQUE

En la figura 6.9 se muestra la distribución de los esfuerzos actuando sobre la placa de acero que conforma el techo. Los esfuerzos presentan magnitudes aproximadas a 1100 ton/m².

Para la revisión, se utilizarán los datos obtenidos del software Sap2000 y se revisará una con el esfuerzo admisible que establece el Manual de Construcción en Acero, IMCA, en su sección 1.5.1.1, que corresponde a 0.60F_y.

Datos:

Placa de Acero A36

F_y = 2,530 Kg/cm²

El esfuerzo admisible en la placa de acero es de: 0.6 F_y = 1,520 Kg/cm²

Por lo tanto el esfuerzo obtenido en el análisis del techo mediante el software es de 1100 ton/m².

Calculo:

Para transformar de ton/m² a kg/cm²:

$$\frac{1100 \text{ ton/m}^2}{10} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$110 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Nuestra propuesta de una placa de acero de 4.80 mm de espesor para el techo es correcta ya que cumple con lo que establece el Manual de Construcción en Acero. IMCA.

6.5 MODELAJE DEL CASCO O CUERPO DEL TANQUE.

El tanque es circular, con un diámetro de 14.0 metros, altura de 7.60 metros, su cuerpo lo conforman placas de acero A36 con las siguientes dimensiones: altura de 152 cm y largo de 610 cm. Por lo tanto el tanque lo conformaran 5 anillos a cada 1.52 metros hasta llegar a la altura de 7.60. Ver figura 6.10

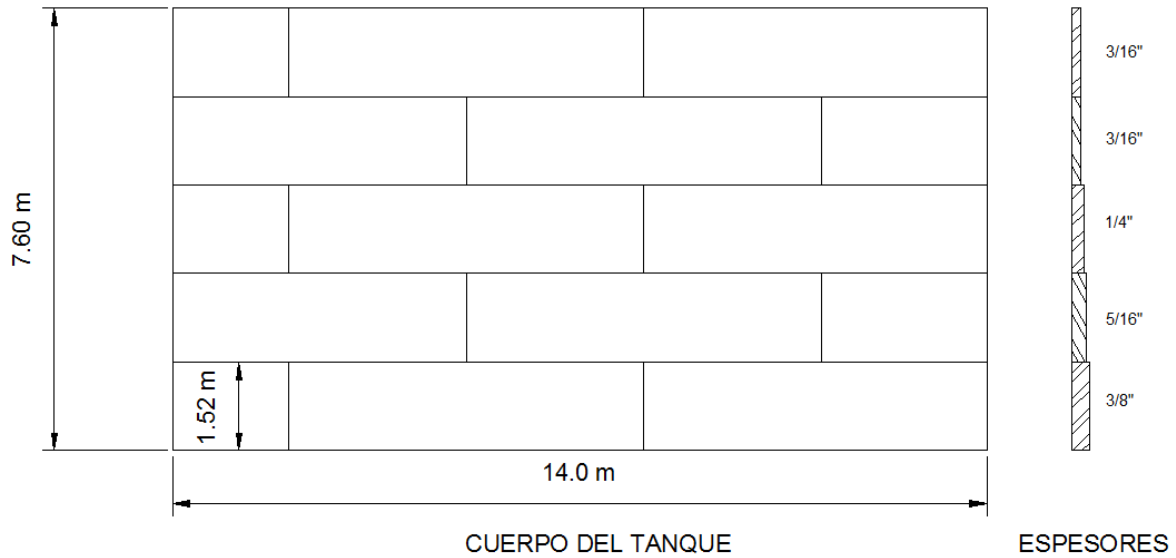


Figura 6.10 Elevación del Cuerpo.

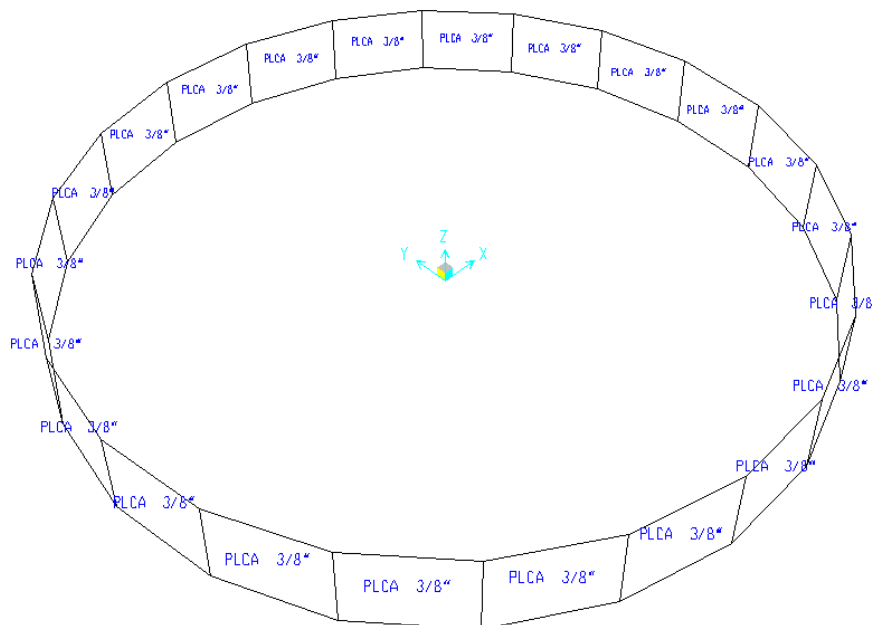


Figura 6.11 Primer Anillo del Tanque con un Espesor de 3/8" (9.5 mm).

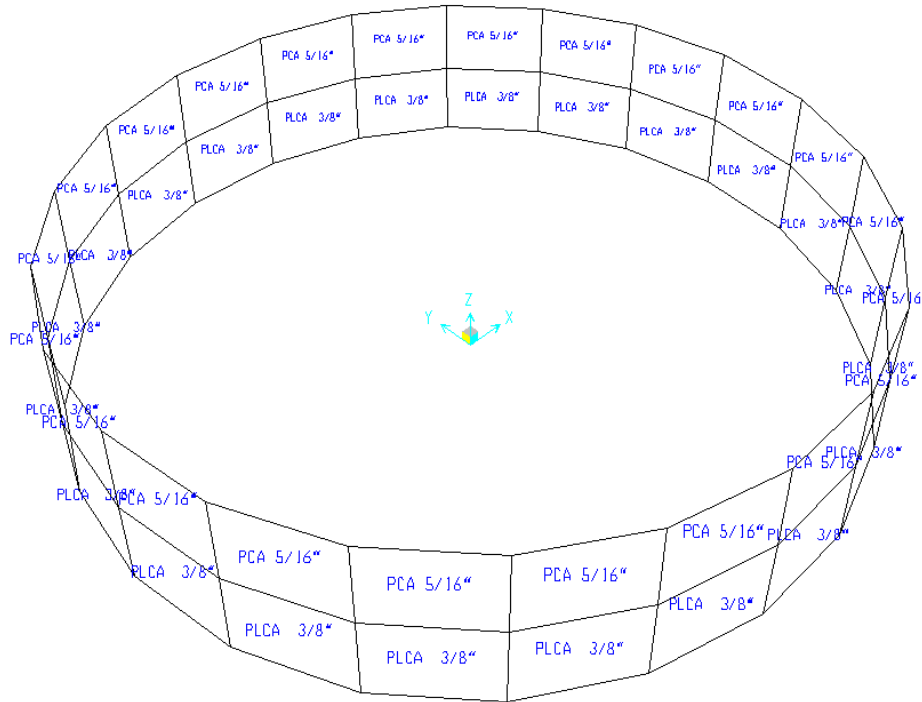


Figura 6.12 Segundo Anillo del Tanque con un Espesor de 5/16" (7.9 mm).

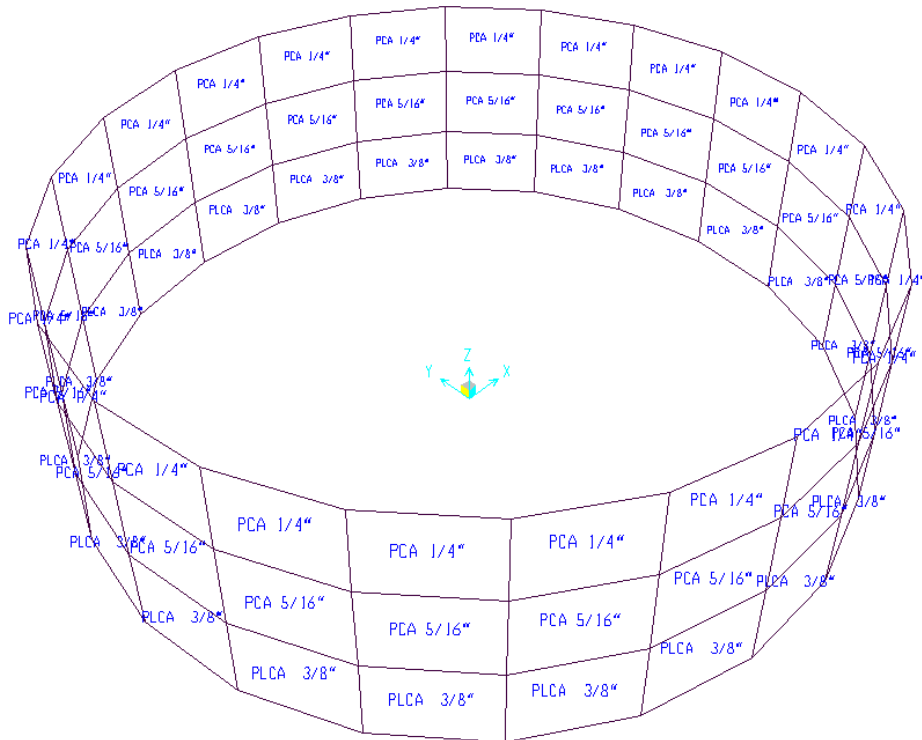


Figura 6.13 Tercer Anillo del Tanque con un Espesor de 1/4" (6.4 mm).

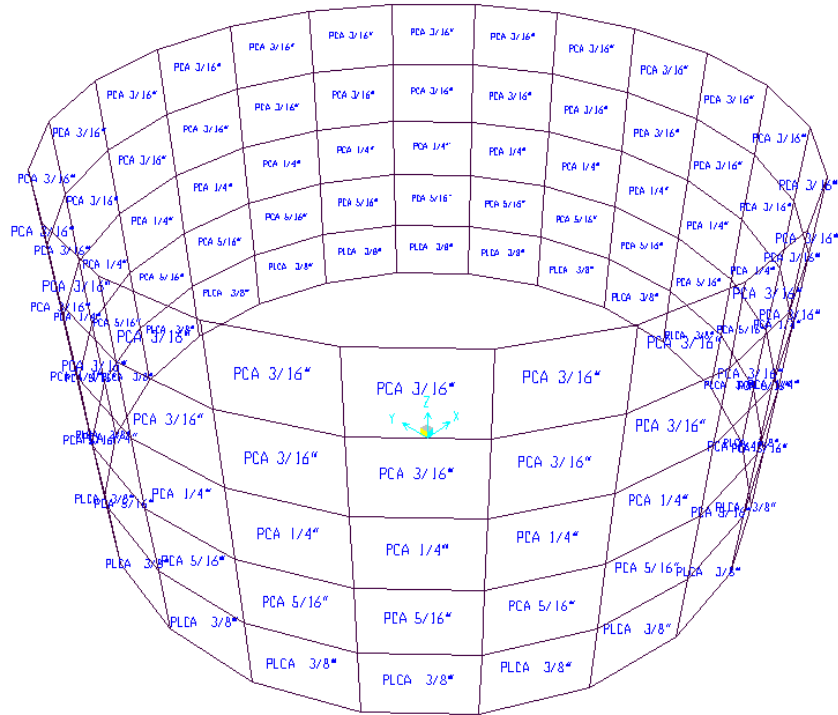


Figura 6.14 Cuarto Y Quinto Anillo del Tanque con Espesores de 3/16" (4.8 mm).

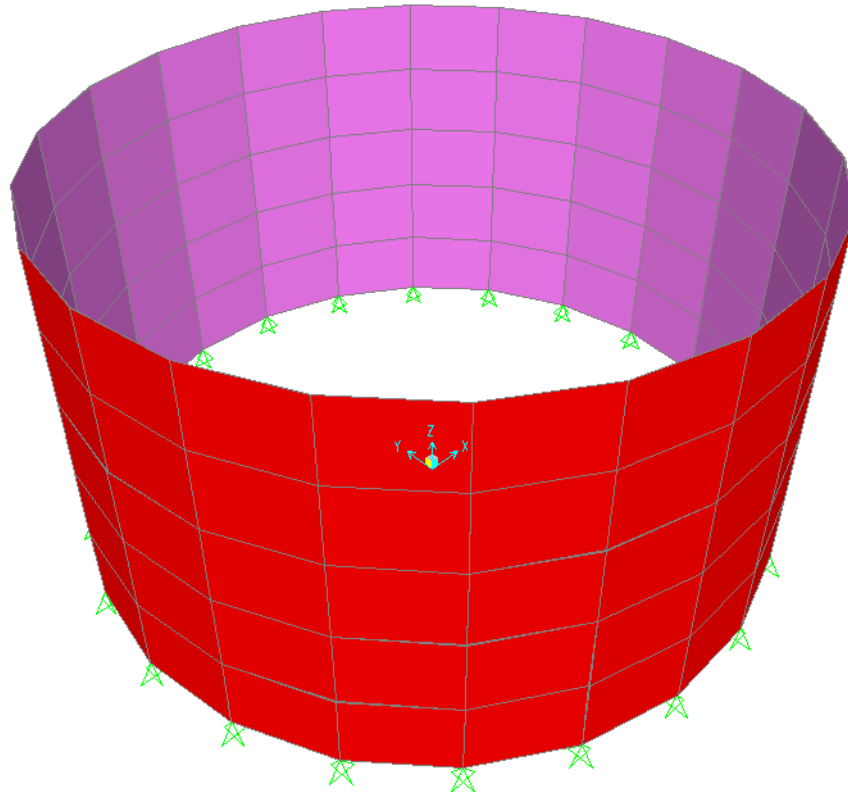


Figura 6.15 Vista Extruida del Cuerpo del Tanque.

Modelado el cuerpo completo del tanque se continúa a definir cargas y condiciones a las que estarán sometidas las placas de acero del tanque. Se considera que la altura del producto contenido en el tanque es de 5.70 metros.

En el modelo se asigna un patrón de juntas, el cual permite establecer la distribución de carga en forma triangular para contemplar presión de líquidos.

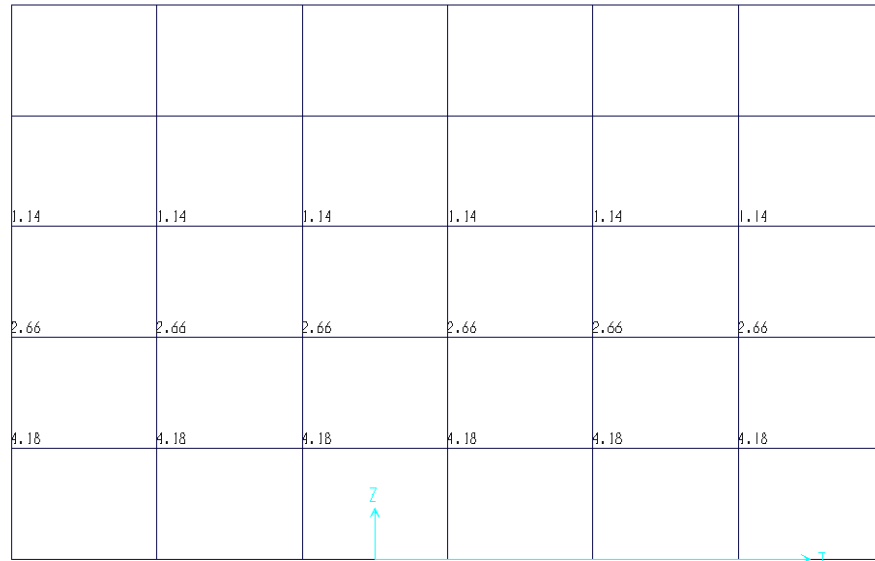


Figura 6.16 Pared del Tanque con Empuje Hidrostático.

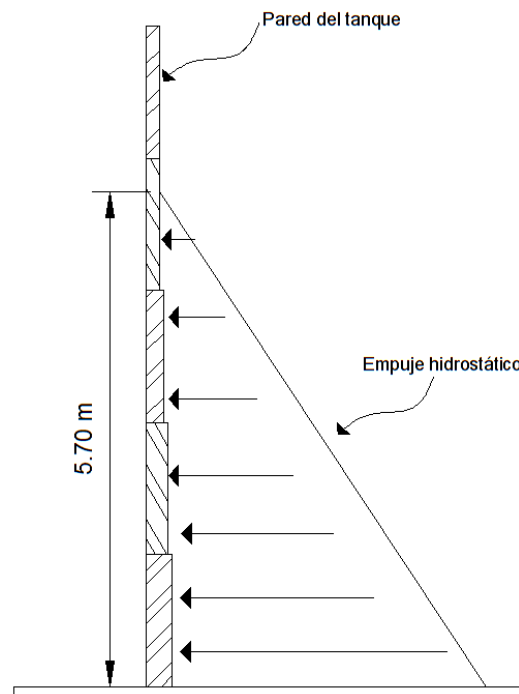


Figura 6.17 Esquema de la Presión Hidrostática.

Asignando el patrón de juntas, se continúa asignando a las paredes del tanque una presión de área como se muestra en la figura 6.15.

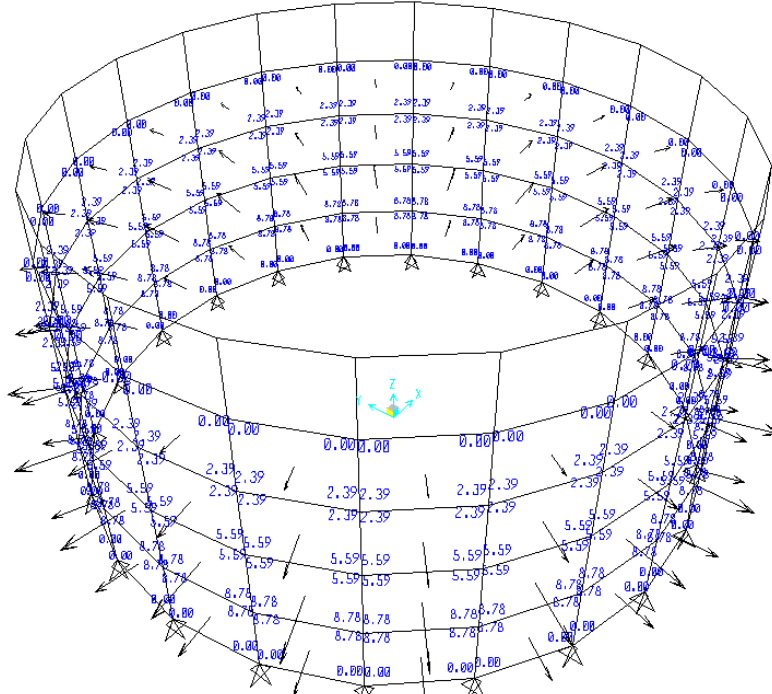


Figura 6.18 Análisis de Patrón de Juntas + Presión Hidrostática.

6.6 REVISIÓN DEL CASCO O CUERPO DEL TANQUE

Los datos obtenidos del análisis hidrostático en el Software Sap2000 se muestran gráficamente a continuación en la siguiente figura:

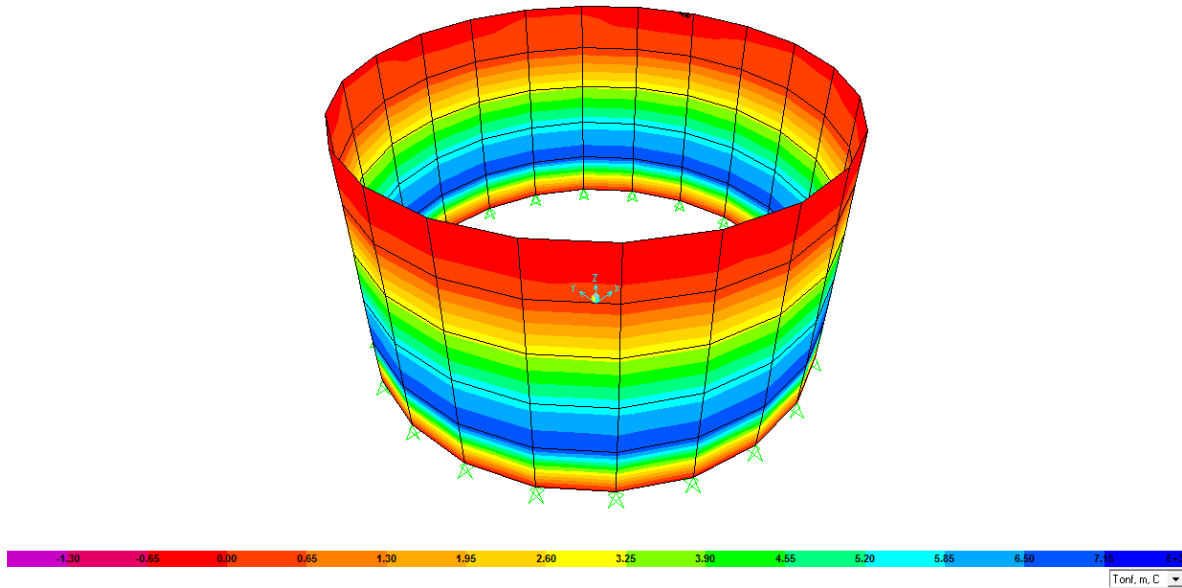


Figura 6.19 Distribución de Esfuerzos en la Pared del Tanque (Ton/m²).

6.6.1 PERFIL DE ESFUERZOS EN LA PARED DEL TANQUE

Primer Anillo del Tanque:

Placa de acero con un espesor de 9.5 mm (3/8”).

Elevación: 0 - 1.52 metros

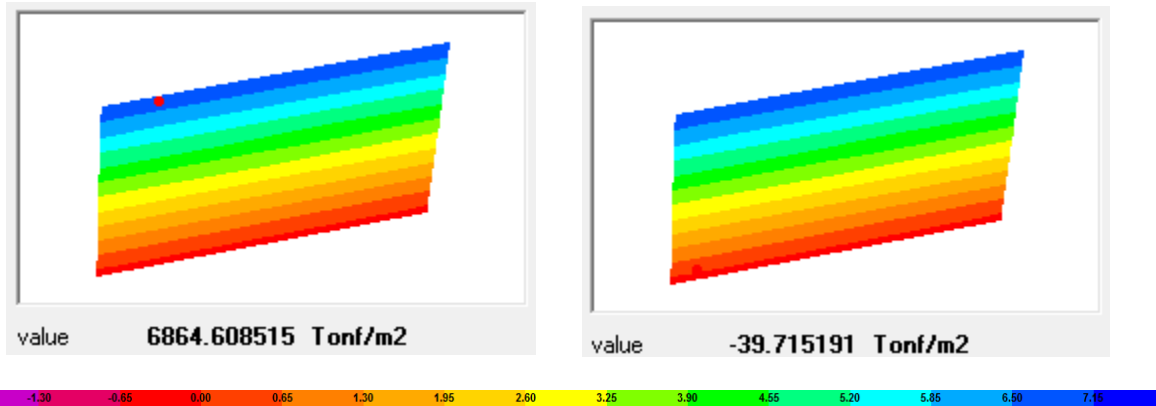


Figura 6.20 Esfuerzos Máximos Y Mínimos en el Primer Anillo del Tanque (Ton/m²).

En la figura 6.20 se muestran los esfuerzos del empuje hidrostático que actúan en la pared del tanque, y estos oscilan entre los 686.46 kg/cm^2 y teniendo un mínimo de -3.97 kg/cm^2 .

Segundo Anillo del Tanque:

Placa de acero con un espesor de 7.9 mm (5/16”).

Elevación: 1.52 - 3.04 metros

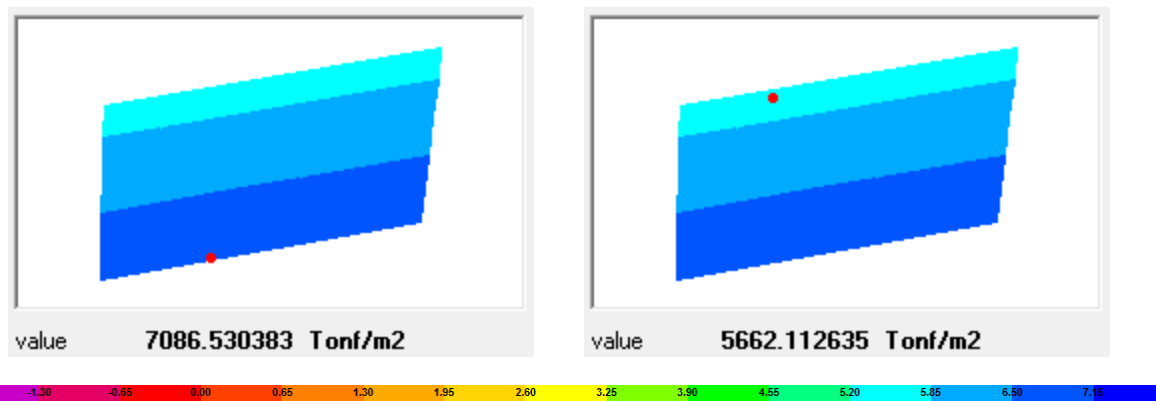


Figura 6.21 Esfuerzos Máximos Y Mínimos en el Segundo Anillo del Tanque (Ton/m²).

En la figura anterior se muestran los esfuerzos del empuje hidrostático que actúan en el segundo anillo del tanque, y estos oscilan entre los 708.65 kg/cm^2 y teniendo un mínimo de 566.21 kg/cm^2 .

Tercer Anillo del Tanque:

Placa de acero con un espesor de 6.4 mm (1/4").

Elevación: 3.04 – 4.56 metros

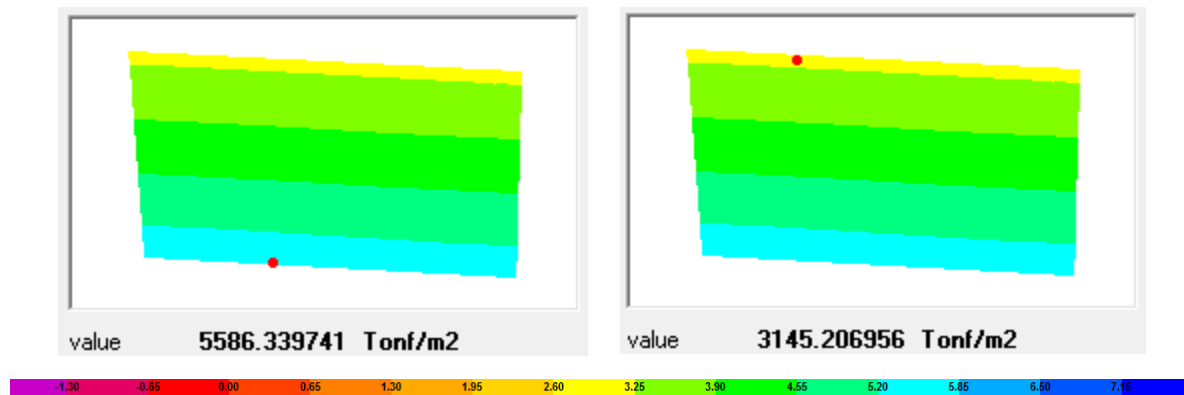


Figura 6.22 Esfuerzos Máximos Y Mínimos en el Tercer Anillo del Tanque (Ton/m²).

En la figura 6.22 se muestran los esfuerzos que actúan en el tercer anillo del tanque, y estos oscilan entre los 558.63 kg/cm² y teniendo un mínimo de 314.52 kg/cm².

Cuarto Anillo del Tanque:

Placa de acero con un espesor de 4.8 mm (3/16").

Elevación: 4.56 – 6.08 metros

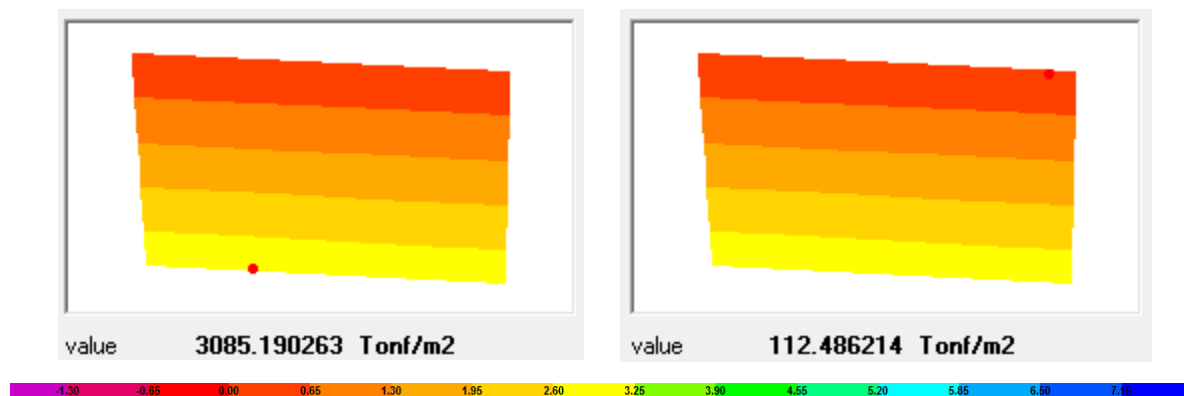


Figura 6.23 Esfuerzos Máximos Y Mínimos en el Cuarto Anillo del Tanque (Ton/m²).

En la figura 6.23 se muestran los esfuerzos que actúan en el cuarto anillo del cuerpo del tanque, y estos oscilan entre los 308.51 kg/cm² y teniendo un mínimo de 11.24 kg/cm².

Quinto Anillo del Tanque:

Placa de acero con un espesor de 4.8 mm (3/16”).

Elevación: 6.08 – 7.60 metros

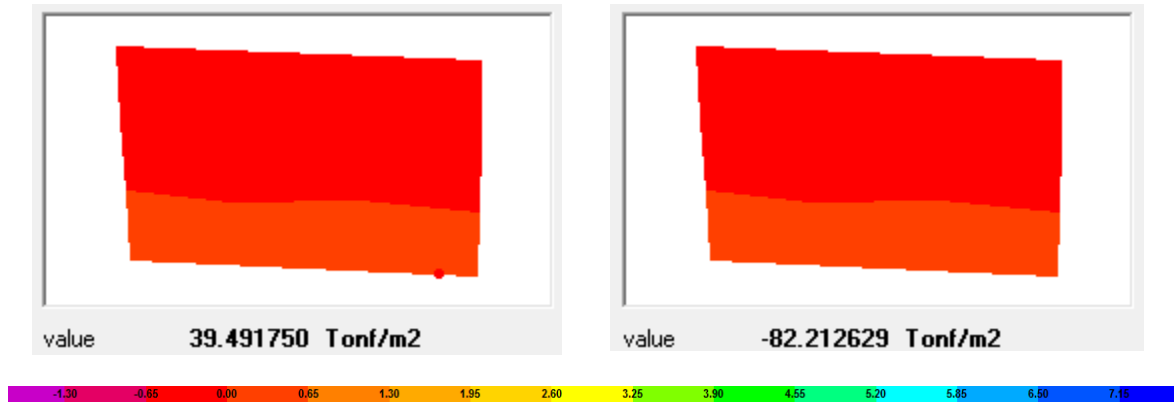


Figura 6.24 Esfuerzos Máximos Y Mínimos en el Quinto Anillo del Tanque (Ton/m²).

En la figura 6.24 se muestran los esfuerzos que actúan en el quinto anillo del cuerpo del tanque, y estos oscilan entre los 3.9 kg/cm² y teniendo un mínimo de -8.22 kg/cm².

6.6.2 COMPARACIÓN DE VALORES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DEL TANQUE

De la revisión del tanque, se obtienen los valores mencionados en la sección anterior (6.4.1), y se comparan con los obtenidos del cálculo por el método de un pie, teniendo en cuenta el esfuerzo admisible en la siguiente tabla.

Datos	Espesor	Esfuerzo Admisible (0.6Fy)	Esfuerzo obtenido del SAP2000
Primer anillo:	9.5 mm	1520 kg/cm ²	686.46 kg/cm ²
Segundo anillo:	7.9 mm	1520 kg/cm ²	708.65 kg/cm ²
Tercer anillo:	6.4 mm	1520 kg/cm ²	558.63 kg/cm ²
Cuarto anillo:	4.8 mm	1520 kg/cm ²	308.51 kg/cm ²
Quinto anillo:	4.8 mm	1520 kg/cm ²	3.9 kg/cm ²

Tabla 6.2 Comparación de Resultados.

Todos los esfuerzos obtenidos en el análisis del Sap2000 son menores al esfuerzo admisible del acero, por lo tanto nuestro diseño del cuerpo del tanque es correcto.

CAPITULO VII. REVISIÓN SÍSMICA.

REVISIÓN SÍSMICA.

Los tanques y depósitos ameritan criterios de análisis sísmico que difieren de los estipulados para estructuras de edificios, puesto que en adición a los efectos de inercia es necesario especificar cómo tomar en cuenta los efectos dinámicos del fluido sobre las paredes y el fondo de recipientes.

En un recipiente cerrado, perfectamente rígido y completamente lleno, toda la masa del líquido, junto con la del recipiente, se mueve como cuerpo rígido. Sin embargo, basta con que el recipiente almacene un poco menos de su capacidad para que las presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo sean prácticamente iguales a las correspondientes al caso de recipiente con superficie libre. En vista de esta situación, para fines de diseño será suficiente con estudiar dos condiciones: recipiente completamente lleno y recipiente con superficie libre.

Para la condición de recipiente completamente lleno cabe acudir a los procedimientos de análisis sísmicos descritos para estructuras de edificios. En cambio, para la condición de recipiente con superficie libre se recomienda un procedimiento de análisis sísmico que a pesar de ser dinámico no deja de ser aproximado, pero que sin embargo conduce a resultados suficientemente precisos desde el punto de vista de diseño estructural. La recomendación de tal procedimiento no excluye la posibilidad de recurrir a métodos dinámicos más rigurosos, como el análisis modal ordinario basado en espectros hidrodinámicos, siempre y cuando se consideren adecuadamente los efectos de inercia y dinámicos del líquido.

En lo que se refiere a los efectos de inercia, buena parte de los comentarios para estructuras de edificios son extensivos a tanques y depósitos, razón por la cual, en la presente sección se presentarán fundamentalmente comentarios complementarios en relación con los efectos hidrodinámicos.

7.1. ANTECEDENTES

El análisis del comportamiento sísmico de tanques de almacenamiento ha sido estudiado por diferentes investigadores, considerando distintas hipótesis simplificadoras. Un listado de los más importantes es el que se muestra a continuación:

1933, Westergaard propuso una solución para determinar las presiones ejercidas por un fluido sobre una presa de pared vertical, sometida a aceleraciones horizontales.

1948, Arias analizó tanques rectangulares y cilíndricos frente a sollicitaciones horizontales suponiendo la envoltura rígida.

1949, Jacobsen resolvió el problema correspondiente a tanques cilíndricos.

1949, Graham y Rodríguez realizaron un completo análisis de las presiones impulsivas y conectivas en un recipiente rectangular.

1957, Housner estudió el comportamiento de las presiones dinámicas de un fluido en un tanque sometido a aceleraciones basales.

1960, Edwards estudió la validez del supuesto hecho por Housner, al suponer tanques rígidos y formuló un procedimiento para incorporar las propiedades de las paredes cilíndricas del tanque.

1969, Newmark y Rosenblueth publicaron un estudio sobre hidrodinámica, donde incluyeron algunas correcciones a la solución planteada por Housner.

1974, Veletsos propuso un procedimiento para evaluar las fuerzas dinámicas inducidas por la componente lateral de un movimiento sísmico en un tanque cilíndrico de sección circular lleno de líquido, incorporando los efectos de la flexibilidad del tanque.

1976, Epstein después de revisar el estado de arte y de la práctica del diseño y construcción de tanques, sugirió un procedimiento de diseño basado en el conocimiento actualizado a la fecha.

De todos los estudios mencionados, en la práctica todos los análisis sísmicos y los diseños de ellos mismos están basados en la metodología desarrollado por Housner en 1957, claro con algunas modificaciones como la flexibilidad del tanque, más aún diversas normas de diseño como la API-650 están basados en el modelo original de Housner

Uno de los procedimientos de diseño sísmico más comunes para los tanques está basado en el modelo mecánico propuesto por G.W. Housner (1963) para tanques de paredes rígidas, en donde simplifica su estudio determinando que basta con considerar una sola masa móvil (convectiva), y una sola masa fija (impulsiva), planteando ecuaciones para evaluar tales masas, sus respectivas alturas desde la base hasta la superficie del líquido, y la rigidez del resorte equivalente que actúa junto a la masa convectiva.

El diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales se debe diseñar apoyándose en las normas API 650 “Welded Steel Tanks for Oil Storage”

En 1963 Housner propuso una simplificación del comportamiento dinámico de los líquidos en los estanques. En la nueva propuesta del investigador se presenta una modelación mecánica equivalente simplificada en donde sólo se debe considerar una masa que represente al oleaje llamada masa convectiva y una masa fija o masa impulsiva. Al igual que en su estudio de 1954 se entregan ecuaciones para obtener dichas masas, las alturas desde la base del estanque y la rigidez equivalente del resorte utilizado para adherir la masa convectiva a la pared del estanque.

La componente impulsiva corresponde al movimiento del líquido que se mueve en forma solidaria al tanque, y la componente convectiva corresponde al primer modo de vibrar de la masa de líquido de la parte superior que se mueve en desfase al movimiento del tanque. Figura 7.1

La metodología a aplicar es el Modelo mecánico propuesto por G.W. Housner (1963), el cual permite evaluar simplificada la respuesta dinámica de un tanque con líquido en su interior. Housner propone que el comportamiento de un tanque sometido a un desplazamiento lateral o sismo, provoca que el líquido que contiene se mueva de dos formas distintas, una porción que trabaja en forma impulsiva y la otra convectiva.

Considerando sólo los efectos de una componente horizontal de los movimientos del suelo, Housner, mostró que los resultados obtenidos de un análisis exhaustivo, basado en la solución de la ecuación de Laplace por series infinitas, hacían ver que se podría establecer un modelo simplificado, en que una parte del contenido líquido se movía rígidamente con la excitación del tanque y que la porción restante actuaba como una masa sujeta a las paredes por medio de resortes, representando la acción del chapoteo del líquido.

Los efectos dinámicos de la porción de líquido, adherido en forma rígida a las paredes del tanque, se conocen con el nombre de "impulsivos". Los efectos del movimiento libre del fluido se denominan "convectivos".

Para muchas aplicaciones prácticas, los supuestos básicos que llevaron a estos resultados, pueden ser justificados como sigue:

1. La compresibilidad del fluido (la compresibilidad se da cuando todos los cuerpos disminuyan de volumen al someterlos a una presión o compresión) podría tener importancia si el tiempo que demora una onda acústica en viajar a través del tanque, no fuera despreciable comparado con el periodo fundamental del movimiento del tanque. Por esto, para grandes estructuras, tales como presas, la compresibilidad del fluido podría jugar un rol importante, pero en tanques usualmente no ocurre así.
2. El amortiguamiento, debido a la viscosidad del líquido, es sólo uno de varios mecanismos de amortiguamiento que afectan a la estructura y no es el más importante. Por esta razón, es perfectamente aceptable realizar una formulación teórica del fenómeno suponiendo fluidos sin viscosidad.
3. La componente de presión asociada a la velocidad del fluido, es proporcional al cuadrado de dicha velocidad. Aún en la mayor parte de los terremotos severos, las presiones inducidas por la velocidad del líquido son pequeñas comparadas con las otras componentes de la presión hidrodinámica. Esto permite usar una teoría lineal de las olas a lo largo de la superficie libre y aunque localmente el supuesto sea violado (en la cercanía de las paredes del estanque), el efecto total no se ve afectado en forma significativa.

Con los supuestos antes descritos, Housner propuso un modelo mecánico equivalente para evaluar la respuesta sísmica de un tanque con líquido en su interior. Este modelo correspondía simplemente a la interpretación física de la ecuación de movimiento, transformando los efectos impulsivos y convectivos en masas equivalentes adheridas a las paredes del estanque a una cierta altura. La acción oscilatoria del líquido, se transformó en apoyos elásticos para la masa convectiva, mientras que la masa impulsiva se interpretó como si estuviera unida en forma rígida a las paredes del estanque.

7.3 MOMENTO DE VOLTEO

El momento de volcamiento es el momento aplicado al fondo del cuerpo del tanque. La cimentación del tanque está sujeta a un momento de volcamiento adicional como un resultado de desplazamiento lateral del contenido del tanque.

El momento de volcamiento para fuerzas sísmicas aplicadas al fondo del casco del tanque deberá ser determinado con la expresión siguiente:

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_rH_t + C_1W_1X_1 + C_2W_2X_2)$$

Donde:

M = Momento de volteo (Kg - m).

Z = Coeficiente sísmico (Ver Figura 7.2. y Tabla 7.1.).

I = Factor de rigidez = 1 para todos los tanques excepto cuando un incremento en este factor es especificado por el usuario. Se recomienda que este factor no exceda de 1.5 que es el máximo valor que se puede aplicar.

C₁, C₂ = Coeficiente de fuerza lateral sísmica.

W_s = Peso total del cuerpo del tanque (Kg.).

X_s = Altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centro de gravedad de este (m.).

W_r = Peso total del techo del tanque más una carga viva especificada por el usuario (Kg.).

H_t = Altura total del cuerpo del tanque (m.).

W₁ = Peso de la masa efectiva contenida en el tanque que se mueve al unísono con el cuerpo del tanque (Kg.).

X₁ = Altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centroide de la fuerza lateral sísmica aplicada a W₁ (m.).

W₂ = Peso efectivo de la masa contenida por el tanque que se mueve en el primer oleaje (Kg.).

X₂ = Altura desde el fondo del tanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W₂ (m.).

Zona Sísmica	Coeficiente Sísmico
A	0.1875
B	0.375
C	0.75
D	1.0

Tabla 7.1 Coeficientes Sísmicos.

7.4 MASA EFECTIVA CONTENIDA EN EL TANQUE.

Las masas efectivas W₁ y W₂ se determinarán multiplicando W_T por las relaciones W₁/W_T y W₂/W_T respectivamente obtenidas de la Figura 7.3. y de la relación D/H.

W_T = Peso total del fluido del tanque (Kg.).

D = Diámetro nominal del tanque (cm.).

H = Altura de diseño del líquido (cm.).

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 7.4. y de la relación D/H .



Figura 7.2 Zonas Sísmicas de la República Mexicana.

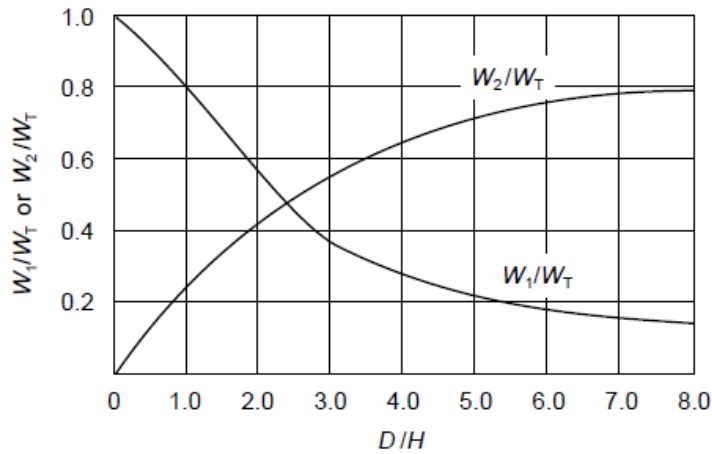


Figura 7.3. Masa Efectiva.

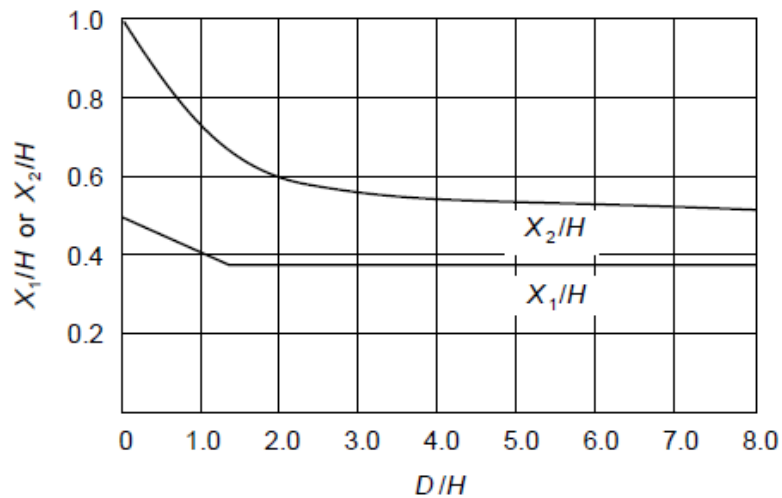


Figura 7.4. Centroide de la Fuerza Sísmica.

7.5 COEFICIENTES DE FUERZAS LATERALES

El coeficiente C_1 de fuerza lateral será 0.24.

El coeficiente C_2 de la fuerza lateral será determinado por la función del periodo natural T y las condiciones del terreno donde se sitúa el tanque.

Cuando $T < 4.5$

$$C_2 = \frac{0.3 S}{T}$$

Cuando $T > 4.5$

$$C_2 = \frac{1.35 S}{T}$$

Donde:

S = factor de amplificación Tabla 7.2.

T = periodo natural de la ondulación en segundos = $L D^{0.5}$

K = factor determinado en la Figura 7.5. y la relación D/H .

Los terrenos se clasifican en tres tipos, de acuerdo con 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.

Tipo de Suelo	Factor de Amplificación
I	1.0
II	1.0
III	1.5

Tabla 7.2 Factor de amplificación del lugar.

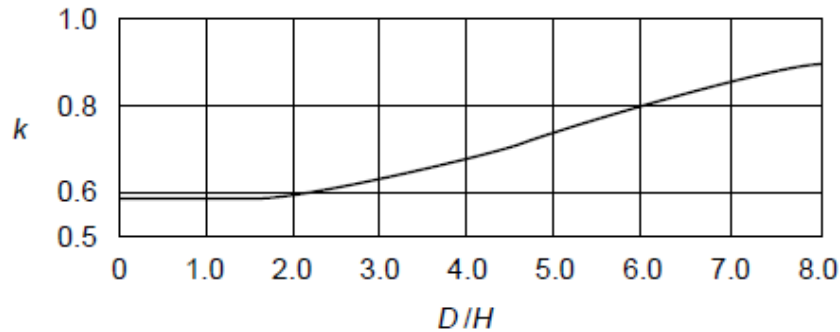


Figura 7.5 Valores del Factor K

7.6 RESISTENCIA A LA VOLCADURA

La resistencia al momento de volcadura respecto del fondo del tanque podrá ser prevenido 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 la volcadura.

$$W_L = 99T_b \sqrt{(F_{by}GH)}$$

Siempre y cuando W_L no exceda $196GHD$.

Donde:

W_L = peso máximo del líquido contenido en el tanque que puede ser usado para resistir la volcadura ($kg - m.$), de la circunferencia del cuerpo.

T_b = espesor de la placa del fondo bajo el tanque (cm.).

F_{by} = esfuerzo mínimo de cedencia especificado del fondo (kg / cm^2).

G = Densidad relativa del líquido.

El espesor de la placa del fondo bajo el cuerpo t_b , no debe exceder el espesor del primer anillo, el cual siempre será mayor. Donde la placa del fondo debajo del cuerpo es más gruesa que el resto del fondo, el ancho de esta placa de mayor espesor medido en forma radial hacia el interior del cuerpo será mayor o igual a:

$$0.1745 \times 10^{-3} \frac{W_L}{GH} \quad (m)$$

7.7 COMPRESIÓN DEL CUERPO

7.7.1 TANQUES NO ANCLADOS

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

Cuando $M/[D^2(W_t + W_L)]$ es menor o igual a 0.785

$$b = W_t + \frac{1.273M}{D^2}$$

Cuando $M/[D^2(W_t + W_L)]$ es mayor o igual a 0.785 pero menor o igual a 1.5, b puede ser calculada del valor obtenido a partir de la Figura 7.6

$$1.48791(b + W_L)/(W_t + W_L)$$

Cuando $M/[D^2(W_t + W_L)]$ es mayor de 1.5 pero menor o igual a 1.57

$$\frac{b + W_L}{W_t + W_L} = \frac{1.49}{\left(1 - \frac{0.637M}{D^2(W_t + W_L)}\right)^{0.5}}$$

Donde:

b = fuerza máxima de compresión en el fondo del cuerpo (Kg/m) en la circunferencia del cuerpo)

W_t = peso del cuerpo del tanque y la porción de techo soportado por el techo (Kg . Por metro de circunferencia del cuerpo).

Cuando $M/[D^2(W_t + W_L)]$ es mayor de 1.57, el tanque es estructuralmente inestable.

Cuando el tanque necesite ser anclado, la fuerza máxima de compresión longitudinal en el fondo del cuerpo, será determinada por:

$$b = W_t + \frac{1.273M}{D^2}$$

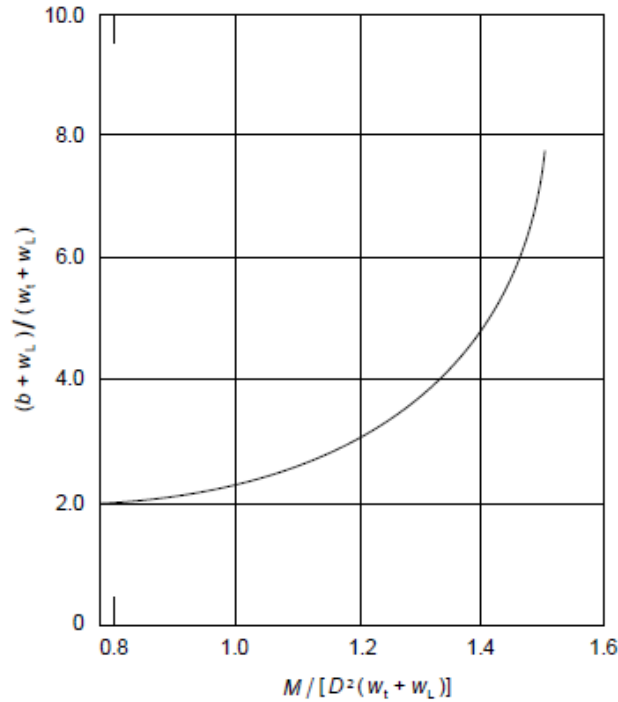


Figura 7.6 Fuerza de Compresión (b).

7.7.2 COMPRESIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL CUERPO.

El esfuerzo máximo de compresión longitudinal en el cuerpo, $(b/12t)$ no excederá el máximo esfuerzo admisible, F_a , determinada por la fórmula siguiente para F_a , la cual toma dentro del cálculo de los efectos de la presión interna propia del líquido contenido.

Cuando GHD^2/t^2 es mayor que o igual a $44 \text{ m}^3/\text{mm}^2$.

$$F_a = \frac{83t}{D}$$

Cuando GHD^2/t^2 es menor a 10^6 .

$$F_a = \frac{83t}{D} + 7.5\sqrt{GH}$$

Sin embargo, F_a no será mayor que $0.5F_{ty}$

Donde:

G: gravedad específica de diseño del líquido a almacenar.

t = Espesor del anillo inferior del tanque sin corrosión permisible (cm.).

F_a = Esfuerzo máximo de compresión longitudinal permisible (kg / cm^2).

F_{ty} = Esfuerzo mínimo de cedencia especificado del anillo inferior (kg / cm^2)

Siempre y cuando no se exceda el esfuerzo máximo permisible de compresión, el tanque se considera estructuralmente estable, por lo que es capaz de resistir un movimiento sísmico, pero si esto no fuese cumplido, es necesario tomar alguna de las siguientes medidas:

- a) Incrementar el espesor del cuerpo (t).
- b) Reducir la relación de esbeltez, incrementado el diámetro y reduciendo la altura.
- c) Anclar el tanque.

Si el espesor del primer anillo calculado para resistir el momento de volcadura por sismo, es mayor que el espesor requerido para prueba hidrostática, excluyendo cualquier corrosión permisible, el espesor calculado para cada anillo superior por prueba hidrostática, será incrementado en la misma proporción bajo un análisis especial hecho para determinar el momento de volcadura por sismo y los esfuerzos correspondientes en la parte baja de cada anillo superior.

7.7.3 TANQUES ANCLADOS.

Cuando el anclaje es necesario, el tanque debe diseñarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\left(\frac{1.2731M}{D^2}\right) - W_t$$

Que presenta la resistencia mínima a la volcadura (kg/m).

Los esfuerzos debidos a las fuerzas de anclaje en el cuerpo del tanque en los puntos de sujeción de las anclas, deben ser analizados.

Cuando se decida el uso de anclas, éstas tendrán un diámetro mínimo de 25.4 mm y el esfuerzo máximo permisible para cualquier pieza del conjunto de las anclas, no debe exceder de los siguientes valores:

Para anclas, el esfuerzo será de 0.8 veces el esfuerzo de cedencia (el esfuerzo de cedencia mínimo de 0.6 multiplicado por 1.33).

7.8 EJEMPLO ILUSTRATIVO DEL CÁLCULO DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO

7.8.1 PLANTEAMIENTO.

Se calculará un tanque de almacenamiento para sosa caustica, esta operará a presión atmosférica y temperatura ambiente, el tanque se ubicara en la Col. Lechería, Municipio de Tultitlán en el Estado de México. La finalidad del ejemplo ilustrativo es hacer más claro los conceptos mencionados en los capítulos anteriores de la presente tesis.

7.8.2 DATOS GENERALES PARA EL CÁLCULO DEL TANQUE ATMOSFERICO.

DIAMETRO DEL TANQUE:	$d =$	14.00 m
ALTURA DEL TANQUE:	$H =$	7.60 m
PESO ESPECIFICO DEL LIQUIDO:	$\gamma_L =$	1,600 kg/m ³
NIVEL MAXIMO DEL LIQUIDO:	$H_L =$	5.70 m
PESO PARED DEL TANQUE:	$W_s =$	17,475 kg
ALTURA CENTRO DE GRAVEDAD (CUERPO):	$X_s =$	3.80 m
PESO DEL TECHO DEL TANQUE:	$W_r =$	8,209 kg
ESPESOR PROMEDIO PAREDES DEL TANQUE:	$t_m =$	6.40 mm
ESPESOR PLANCHA BASE DEL TANQUE:	$t_b =$	9.50 mm
PESO UNITARIO DEL SUELO:	$\gamma_s =$	1,800 kg/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO:	$\phi =$	35 °
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:	$R_s =$	1.80 kg/cm ²
MODULO DE BALASTO DEL SUELO:	$K_b =$	3.50 kg/cm ³
RESISTENCIA A COMPRESION CONCRETO:	$f_c =$	250 kg/cm ²
PESO UNITARIO DEL CONCRETO:	$\gamma_c =$	2,400 kg/m ³
RESISTENCIA A FLUENCIA ACERO REFUERZO:	$F_y =$	4,200 kg/cm ²

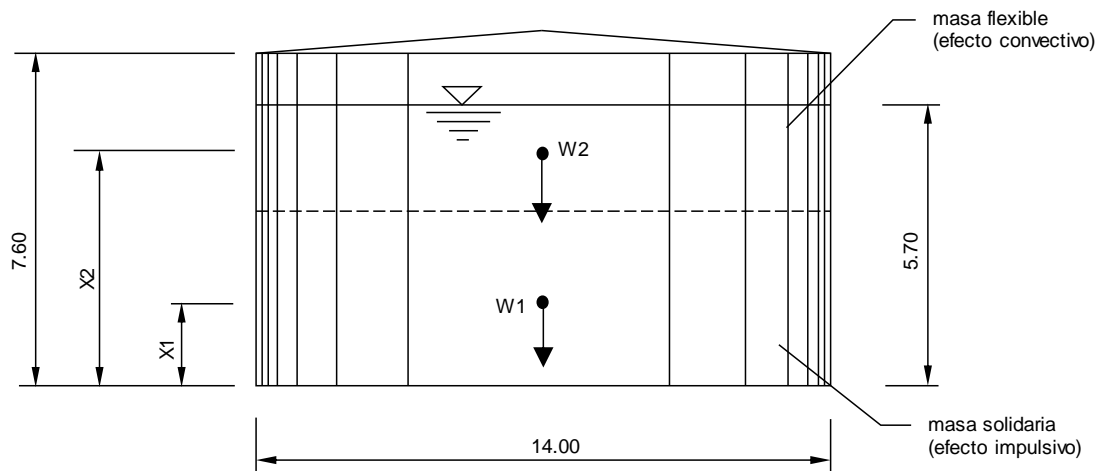


Figura 7.7 Datos Generales para el Cálculo.

7.8.3 CALCULO DEL ESPESOR DE LAS PLACAS DEL CUERPO DEL TANQUE.

En el cálculo de los espesores de la pared del cuerpo se realizara por el método de un pie, por condiciones de diseño y prueba hidrostática y se utilizara el espesor mayor, si el espesor llega a ser menor a lo que indica la norma, se utilizara el mínimo que es de 4.76 mm. (Ver tabla 4.1). Todo esto conforme al Capítulo 4, sección 4.1.

Dimensiones de la placa a usar:

Ancho: 1.52 m Largo: 6.10 m

Formulas a utilizar:

Espesor por condiciones de diseño.

$$td = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{Sd} + C.A$$

Espesor por condiciones de prueba hidrostática.

$$tt = \frac{4.9D(H - 0.3)}{St}$$

Cálculo del primer anillo.

Espesor por condiciones de diseño:

$$td = \frac{4.9(14.0)(7.60 - 0.3)2.1}{1630} + 0.16$$

$$td = 0.81 \text{ cm}$$

Espesor por condiciones de prueba hidrostática:

$$tt = \frac{4.9(14.0)(7.60 - 0.3)}{1750}$$

$$tt = 0.31 \text{ cm}$$

Espesor de placa a usar 9.5 mm. (3/8")

Cálculo del segundo anillo.

Espesor por condiciones de diseño:

$$td = \frac{4.9(14.0)(6.08 - 0.3)2.1}{1630} + 0.16$$

$$td = 0.67 \text{ cm}$$

Espesor por condiciones de prueba hidrostática:

$$tt = \frac{4.9(14.0)(6.08 - 0.3)}{1750}$$

$$tt = 0.23 \text{ cm}$$

Espesor de placa a usar 7.9 mm. (5/16")

Debido a que el cálculo de espesor por condiciones de diseño es el que rige, podemos descartar el cálculo por prueba hidrostática.

Cálculo del tercer anillo.

Espesor por condiciones de diseño:

$$td = \frac{4.9(14.0)(4.56 - 0.3)2.1}{1630} + 0.16$$

$$td = 0.54 \text{ cm}$$

Espesor de placa a usar 6.4 mm. (1/4")

Cálculo del cuarto anillo.

Espesor por condiciones de diseño:

$$td = \frac{4.9(14.0)(3.04 - 0.3)2.1}{1630} + 0.16$$

$$td = 0.40 \text{ cm}$$

Espesor de placa a usar 4.8 mm. (3/16") (por ser el mínimo permitido en el diseño)

Cálculo del quinto anillo.

Espesor por condiciones de diseño:

$$td = \frac{4.9(14.0)(1.52 - 0.3)2.1}{1630} + 0.16$$

$$td = 0.27 \text{ cm}$$

Espesor de placa a usar 4.8 mm. (3/16") (por ser el mínimo permitido en el diseño)

7.8.4 CÁLCULO Y SELECCIÓN DEL ESPESOR DEL FONDO.

Según el Capítulo 3 y la norma API 650 en el punto 3.4.1, el espesor mínimo será de ¼”, se sumara la tolerancia por corrosión especificado.

Por lo que el espesor de placa a utilizar es de 9.5 mm (3/8”)

7.8.5 CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Por especificación el techo tendrá un espesor no menor de 4.76 mm (3/16 pulg) y no mayor a 12.7 mm (1/2 pulg.), y se establece para este diseño un espesor del techo de 6.4 mm (1/4 pulg.), (49.80 kg/m²) y se tomara la pendiente recomendable que es 19:305 mm (3.6°).

API establece que el espacio máximo entre largueros será de 2π pies (1,915 mm. ó 75.39 pulg.) en el perímetro exterior del tanque, y en anillos interiores una separación máxima de 5.5 pies (1,676 mm. ó 66 pulg.).

Se propone un radio para el círculo donde se circunscribirá el pentágono de aproximadamente a la mitad del radio nominal, se determina el número de largueros para cada caso.

Larguero Interior	Larguero Exterior
Diámetro = 700 cm	Diámetro = 1400 cm
N = 5	N = 5
l = 167.6 cm	l = 191.5 cm
$n = \frac{NDSen\left(\frac{360}{2N}\right)}{l}$	$n = \frac{NDSen\left(\frac{360}{2N}\right)}{l}$
$n = \frac{5 * 700Sen\left(\frac{360}{10}\right)}{167.6} = 12.0$	$n = \frac{5 * 1400Sen\left(\frac{360}{10}\right)}{191.5} = 22.0$
$n = 12.0$	$n = 12.0$
$l = \frac{NDSen\left(\frac{360}{2N}\right)}{n}$	$l = \frac{NDSen\left(\frac{360}{2N}\right)}{n}$
$l = \frac{5 * 700Sen\left(\frac{360}{10}\right)}{12} = 171.4 \text{ cm}$	$l = \frac{5 * 1400Sen\left(\frac{360}{10}\right)}{22} = 187.02 \text{ cm}$

La distribución obtenida son 12 largueros al primer polígono con una separación de 171.40 centímetros y 22 largueros del polígono a la periferia del tanque con una separación de 187.02 centímetros. La estructura tendrá una geometría de acuerdo a la siguiente figura:

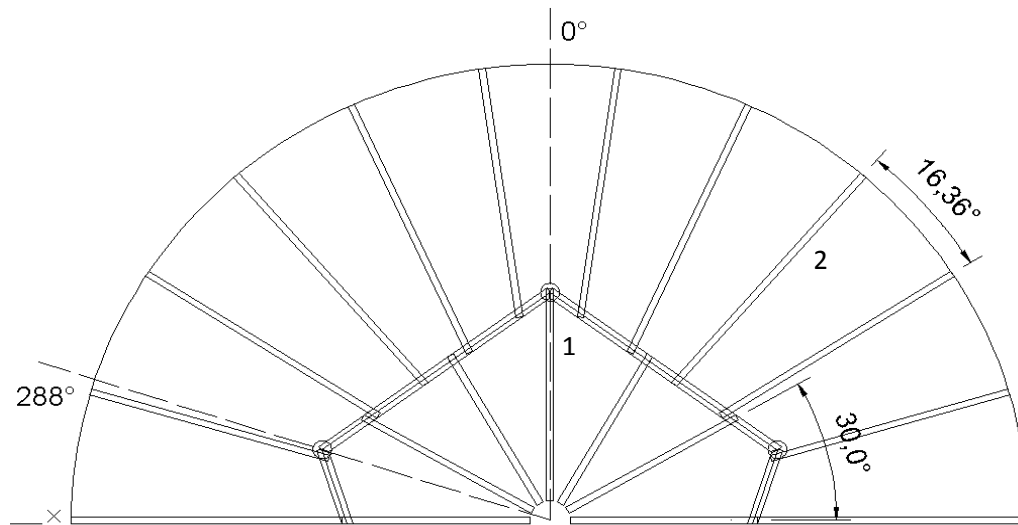


Figura 7.8. Distribución de Largueros en el Techo.

7.8.6 CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LOS LARGUEROS.

En la figura anterior es apreciable que el larguero interior y exterior de mayores longitudes son el 1 y 2 respectivamente. Teniendo en cuenta la pendiente de $3,6^\circ$ del techo, las longitudes reales entre los apoyos de estos largueros son:

Larguero Interior: 3.30 m

Larguero Exterior: 4.25 m

La carga sobre los largueros es directamente proporcional al área que soportan individualmente. (Ver figura 7.9 y 7.10)

Los largueros están diseñados con cargas uniformemente repartidas y extremos libres. Se considera que cada larguero soporta la carga producida por el peso de las placas que forman el techo más una carga viva 150 kg/m^2 . (Ver Tabla 7.4); dichas cargas se extienden a ambos lados del larguero respecto a la línea de centro del mismo, por lo que se considera que cada larguero soporta un área tributaria igual a la longitud del larguero por el promedio de la separación entre dos largueros consecutivos.

La tabla 7.4 contiene los valores correspondientes a las áreas tributarias para cada larguero, espesor y peso de la placa a emplear, carga viva, que se emplearán para el cálculo de la sección emplear en el techo.

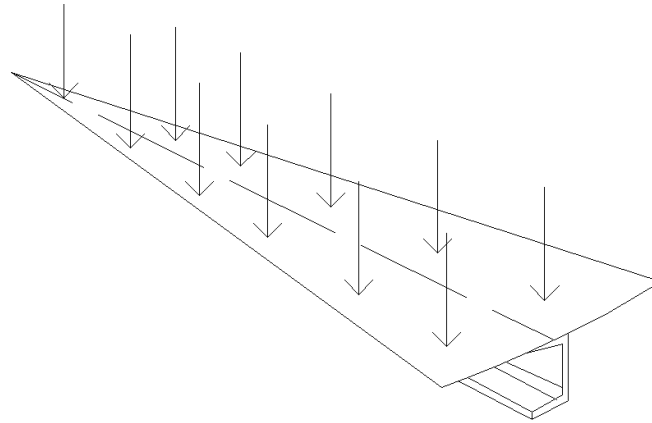


Figura 7.9 Área Tributaria-Larguero Interior

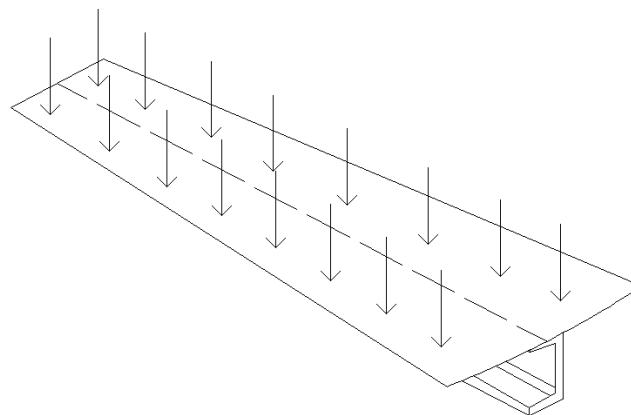


Figura 7.10 Área Tributaria-Larguero Exterior

Larguero	Longitud (m)	Espesor de Placa (mm)	Peso de la Placa (kg/m ²)	Area Tributaria (m ²)	Carga Viva (reglamento) (kg/m ²)	Carga Muerta (ton/m)	Carga Viva (ton/m)
Interior	3.30	4.80	37.40	2.517	150	0.0285	0.114
Exterior	4.25	4.80	37.40	5.882	150	0.0518	0.208

Tabla 7.4 Cargas en los Largueros.

Una vez determinada la carga que absorben los diferentes largueros así como sus longitudes, para que con este valor se proceda a determinar el módulo de sección óptimo con el software Sap2000v14, pero ahora considerando el peso propio del larguero, haciendo esto repetidamente hasta lograr el equilibrio y poder determinar el módulo de sección a emplear.

Del análisis se debe de seleccionar el larguero más crítico (generalmente el exterior), para que todos los largueros, ya sean exteriores e interiores, tengan el mismo peralte.

Diseño de la Viga Interior

Se propone un perfil C estándar de 3.30 m, de las siguientes dimensiones: C4 x 7.25 (lb/ft)

Viga propuesta:

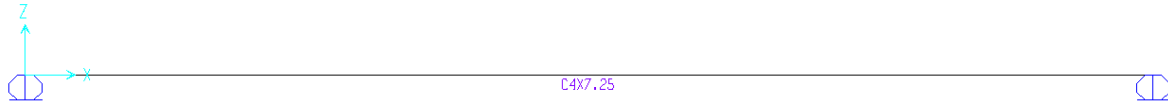


Diagrama de cargas:

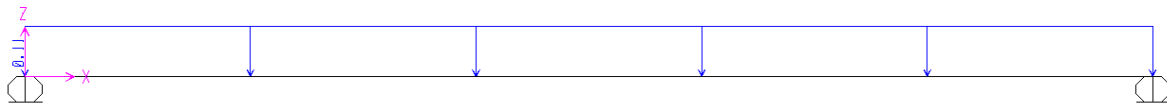
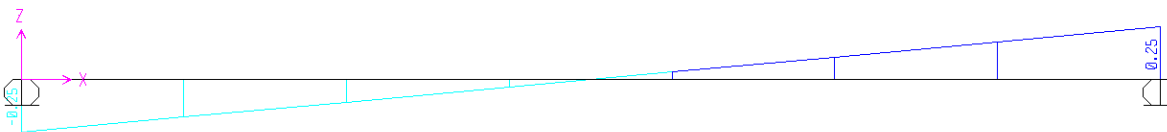


Diagrama de momentos:



Diagrama de cortantes:

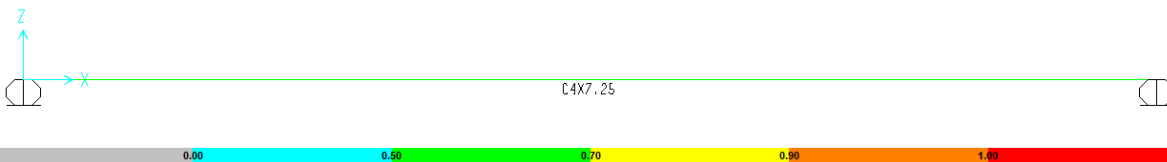


Deformación máxima:

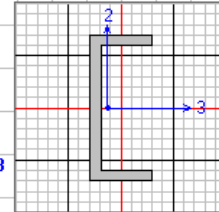


Deflection (2-dir)
0.005847 m
at 1.88571 m
Positive in -2 direction

Relaciones de esfuerzos:



AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK		Units Tonf, m, C							
Combo : DSTL2									
Units : Tonf, m, C									
Frame : 2		Design Sect: C4X7.25							
X Mid : 1.650		Design Type: Beam							
Y Mid : 0.000		Frame Type : Ordinary Moment Frame							
Z Mid : 0.000		Sect Class : Compact							
Length : 3.300		Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 1.886		RLLF : 1.000							
Area : 0.001		SMajor : 3.761E-05		rMajor : 0.037		AVMajor: 8.284E-04			
IMajor : 1.911E-06		SMInor : 5.623E-06		rMinor : 0.011		AVMinor: 6.573E-04			
IMInor : 0.000		ZMajor : 4.605E-05		E : 20389019.158					
Ixy : 0.000		ZMinor : 1.142E-05		Fy : 25310.507					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location		P	M33	M22	U2	U3	T		
1.886		0.000	0.205	0.000	0.036	0.000	0.000		
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (BENDING)		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
		0.659	= 0.000	+ 0.659	+ 0.000	1.000	OK		
AXIAL FORCE DESIGN									
		P Force	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable				
Axial		0.000	0.000	1264.437	15186.304				
MOMENT DESIGN									
		M Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment		0.205	5449.922	8270.123	13403.620	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment		0.000	0.000	15186.304	1264.437	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN									
		U Force	Fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion		
Major Shear		0.036	43.737	10124.203	0.004	OK	0.000		
Minor Shear		0.000	0.000	10124.203	0.000	OK	0.000		



Revisión por Cortante

La resistencia por cortante de una viga es satisfactoria cuando la llamada fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas V_u sea menor o igual que el producto del factor de resistencia por cortante $F_R = 0.9$ multiplicado por la resistencia nominal por cortante de la sección V_N . De tal manera que:

$$V_u \leq V_R = F_R V_N \text{ cumpliendo con la siguiente condicion } \frac{h}{t} \leq 0.98 \frac{\sqrt{EK}}{F_y}$$

Por lo tanto la fórmula de resistencia nominal por cortante es: $V_N = 0.66 F_y A_a$.

Donde:

A_a : área del alma

t = grueso del alma

h = peralte del alma

k = Coeficiente sin dimensiones igual a 5.0

Cálculo de la resistencia nominal

$$V_N = 0.66 F_y A_a$$

$$V_N = 0.66 (2530 \text{ kg/cm}^2) (6.8\text{cm} * 0.813\text{cm})$$

$$V_N = 9231.32 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia de diseño al cortante

$$V_R = F_R V_N$$

$$V_R = 0.9 (9231.32 \text{ kg})$$

$$V_R = 8308.19 \text{ kg}$$

Revisando que se cumpla la condición $V_u \leq V_R$

$$V_u = 253.6 \text{ kg} < V_R = 8308.19 \text{ kg}$$

La resistencia al corte es adecuada.

Revisión de la deformación máxima permisible.

$$\Delta_{max} = l/300$$

El larguero tiene una longitud de 3.30 metros.

$$\Delta_{max} = 3.30 \text{ m} / 300 = 0.011 \text{ m.}$$

Por lo tanto la deformación presentada en la viga es de 0.0058 m y es aceptable ya que cumple con la siguiente condición:

$$\Delta_{max} = 0.011 \text{ m} > 0.0058 \text{ m} \quad OK$$

Se acepta la viga C4 x 7.25 (lb/ft)

Diseño de la Viga Exterior

Se propone un perfil C estándar de 4.25 m, de las siguientes dimensiones: C7 x 14.75 (lb/ft)

Viga propuesta:

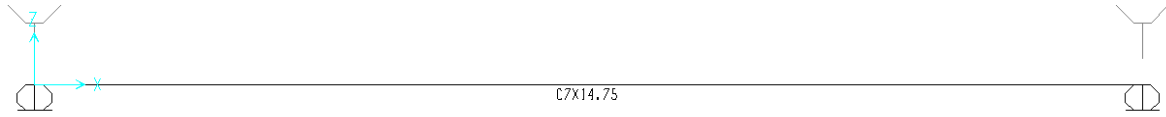


Diagrama de cargas:

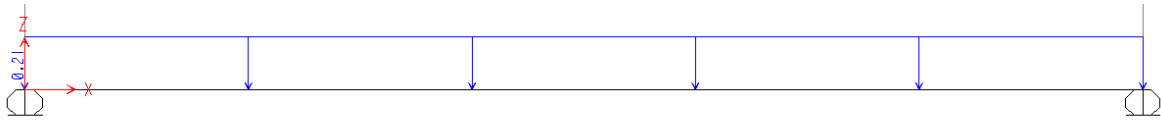


Diagrama de momentos:

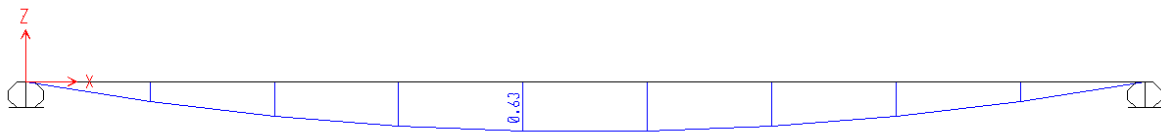
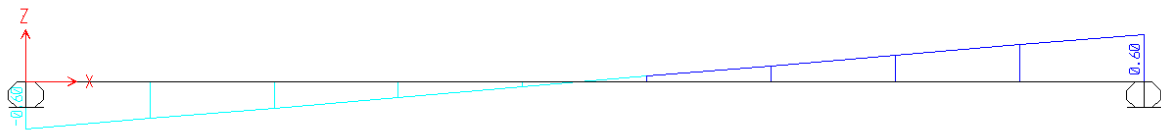
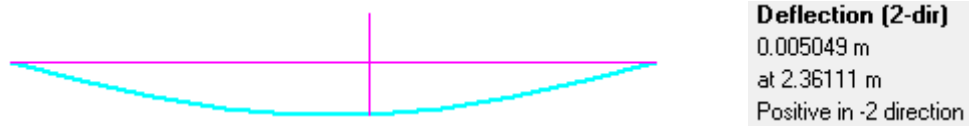


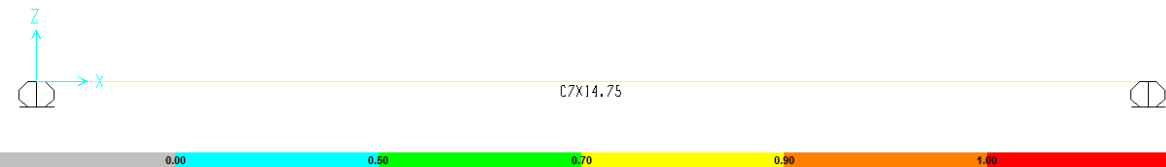
Diagrama de cortantes:



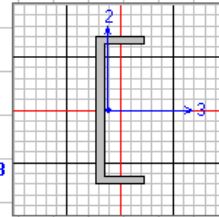
Deformación máxima:



Relaciones de esfuerzos:



AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK							Units	Tonf, m, C
Combo : DSTL2								
Units : Tonf, m, C								
Frame : 2	Design Sect: C7X14.75							
X Mid : 2.125	Design Type: Beam							
Y Mid : 0.000	Frame Type : Ordinary Moment Frame							
Z Mid : 0.000	Sect Class : Compact							
Length : 4.250	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 2.361	RLLF : 1.000							
Area : 0.003	SMajor : 1.274E-04	rMajor : 0.064	AVMajor: 0.002					
IMajor : 1.132E-05	SMinor : 1.280E-05	rMinor : 0.014	AVMinor: 0.001					
IMinor : 0.000	ZMajor : 1.586E-04	E : 20389019.158						
Ixy : 0.000	ZMinor : 2.687E-05	Fy : 25310.507						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	U2	U3	T		
2.361	0.000	0.627	0.000	0.066	0.000	0.000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation (BENDING)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
	0.813	= 0.000	+ 0.813	+ 0.000	1.000	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	P Force	fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable				
Axial	0.000	0.000	1195.172	15186.304				
MOMENT DESIGN								
	M Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	
Major Moment	0.627	4925.032	6061.029	23557.006	1.000	1.000	1.000	
Minor Moment	0.000	0.000	15186.304	1195.172	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	U Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion		
Major Shear	0.066	35.096	10124.203	0.003	OK	0.000		
Minor Shear	0.000	0.000	10124.203	0.000	OK	0.000		



Revisión por cortante..

Utilizando el mismo principio del análisis de la viga interior se tiene que:

$$V_u \leq V_R = F_R V_N$$

Cálculo de la resistencia nominal

$$V_N = 0.66 F_y A_a$$

$$V_N = 0.66 (2530 \text{ kg/cm}^2) (13.4 \text{ cm} * 1.06 \text{ cm})$$

$$V_N = 23717.83 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia de diseño al cortante

$$V_R = F_R V_N$$

$$V_R = 0.9 (23717.83 \text{ kg})$$

$$V_R = 21346.05 \text{ kg}$$

Revisando que se cumpla la condición $V_u \leq V_R$

$$V_u = 597.7 \text{ kg} < V_R = 21346.05 \text{ kg}$$

La resistencia al corte es adecuada.

Revisión de la deformación máxima permisible.

$$\Delta_{max} = l/300$$

El larguero tiene una longitud de 4.25 metros.

$$\Delta_{max} = 4.25 \text{ m}/300 = 0.014 \text{ m.}$$

Por lo tanto la deformación presentada en la viga es de 0.0050 m y es aceptable ya que cumple con la siguiente condición:

$$\Delta_{max} = 0.014 \text{ m} > 0.0050 \text{ m} \quad OK$$

Se acepta la viga C7 x 14.75 (lb/ft)

7.8.7 CÁLCULO DE PESOS Y ALTURAS EFECTIVAS DEL TANQUE.

(Ref. Sección 5, PDVSA FJ-251)

Pesos efectivos

Peso total del líquido:

$$W = \frac{\pi d^2 H_L \gamma_L}{4} = 1,403,915 \text{ kg}$$

$$\frac{d}{H_L} = 2.46$$

$$\frac{W_1}{W} = \frac{\tanh(0.866(d/H_L))}{0.866(d/H_L)} = 0.457$$

$$\frac{W_2}{W} = 0.23(d/H_L) \tanh(3.67/(d/H_L)) = 0.511$$

$$W_1 = 641,548 \text{ kg}$$

$$W_2 = 717,029 \text{ kg}$$

Alturas efectivas

$$\frac{X_1}{H_L} = 0.5 - 0.094 * \left(\frac{d}{H_L} \right)$$

$$\frac{X_1}{H_L} = 0.375$$

$$\frac{X_2}{H_L} = 1 - \frac{\cosh(3.67/(d/H_L)) - 1}{(3.67/(d/H_L))\sinh(3.67/(d/H_L))}$$

$$\frac{X_2}{H_L} = 0.576$$

$$X_1 = 2.14 \text{ m}$$

$$X_2 = 3.28 \text{ m}$$

7.8.8 CÁLCULO DE FUERZAS SISMICAS.

(Ref. PDVSA JA-221 y FJ-251)

Parámetro que definen la zona sísmica

Ubicación de la estructura: Col. Lechería, Tultitlán, Estado de México

$$a^* = 51 \text{ cm/s}^2$$

Figura 6.1 PDVSA JA-221

$$\gamma = 4.5$$

Figura 6.2 PDVSA JA-221

Características del contenido y riesgos asociados

El contenido del tanque es: no inflamable

Grado de Riesgo: A

Tabla 4.1 PDVSA JA-221

Probabilidad de excedencia anual del movimiento sísmico de diseño

$$p1 = 0.002$$

Tabla 4.1 PDVSA JA-221

Aceleración horizontal máxima del terreno

$$a = a^* (-\ln(1 - p1))^{-1/\gamma}$$

Ecuación 6.1 PDVSA JA-221

$$a = 202.88 \text{ cm/s}^2$$

$$A_o = a/g$$

Ecuación 6.3 PDVSA JA-221

$$g = 981 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_o = 0.207$$

Valores que definen el espectro de respuesta

Perfil del suelo = S3

Tabla 5.1 PDVSA JA-221

$$\varphi = 1.0$$

idem

$$\beta = 2.8$$

Tabla 6.1 PDVSA JA-221

$$T^o = 0.3 \text{ s}$$

idem

$$T^* = 1.2 \text{ s}$$

idem

Condición inicial de anclaje asumida para el tanque

Condición de anclaje = no anclado

Nota: En el caso de no anclado esta condición deberá ser verificada en el cálculo de la estabilidad.

Coefficiente de amortiguamiento equivalente

a) Efecto impulsivo horizontal

$$\zeta = 0.05$$

Tabla 3.1 PDVSA FJ-251

$$\beta^* = \beta / 2.3(0.0853 - 0.739 \ln \zeta) = 2.799$$

Ecuación 6.4 PDVSA JA-221

b) Efecto convectivo

$$\zeta = 0.05$$

Tabla 3.1 PDVSA FJ-251

$$\beta^* = 4.870$$

Periodos de vibración

a) Efecto impulsivo horizontal

$$T_1 = 1.762 (H_L / K_h) (\gamma_L / g * E_s)^{1/2}$$

Ecuación 6.1 PDVSA FJ-251

$$tm / 1000 (0.5d) = 0.00091$$

$$H_L / 0.5d = 0.81$$

$$K_h = 0.075$$

Figura 6.1 PDVSA FJ-251

$$E_s = 2.1 * E06 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_1 = 0.118 \text{ s}$$

b) Efecto convectivo

Ecuación 6.1 PDVSA FJ-251

$$T_2 = \frac{20 \pi (d/2g)^{1/2}}{(1.84 \tanh(1.84 H_L / 0.5 * d))^{1/2}}$$

$$T_2 = 4.113 \text{ s}$$

Ordenadas de los espectros de diseño para la componente horizontal

$$Ad = (\varphi A_0 (1 + (T/T^*)(\beta^* - 1)) / (1 + (T/T^+)^c (D - 1)))$$

para $T < T^+$

$$Ad = \varphi A_0 \beta^* / D$$

para $T^+ \leq T \leq T^*$

$$Ad = \varphi A_0 \beta^* (T^*/T)^{0.8} / D$$

para $T^* \leq T \leq 3$

$$Ad = (\varphi A_0 \beta^* / D) (T^*/3)^{0.8} (3/T)^{2.1}$$

para $T > 3$

$$c = (D/\beta^*)^{1/4}$$

Cálculo de las Ordenadas

T+	T*
0.3	1.2

Cálculo de Ad			
MODO	PERIODO T (s)	CONDICION ACTUAL	VALOR Ad
CONVECTIVO	4.113	T > 3	0.24942
IMPULSIVO	0.118	T < T+	0.35317

ORDENADAS Ad (seccion 7, PDVSA JA-221)		Ad (convectivo)	Ad (impulsivo)
$Ad = (\varphi A_o (1 + (T/T^+) (\beta^* - 1)) / (1 + (T/T^+)^c (D$	T < T ⁺	11.182	0.353
$Ad = \varphi A_o \beta^* / D$	T ⁺ ≤ T ≤ T*	1.007	0.579
$Ad = \varphi A_o \beta^* (T^*/T)^{u, \sigma} / D$	T* ≤ T ≤ 3	0.376	3.701
$Ad = (\varphi A_o \beta^* / D) (T^*/3)^{u, \sigma} (3/T)^{z, 1}$	T > 3	0.249	248.377
$c = (D / \beta^*)^{1/4}$		0.673	0.773

Factor de ductilidad

$$D = 1$$

Sección 3 PDVSA FJ-251

$$T^+ = 0.1 * (D - 1) = 0$$

Tabla 7.1 PDVSA JA-221

como debe cumplirse $T^0 \leq T^+ \leq T^*$ entonces

$$T^+ = T^0 = 0.30 \text{ s}$$

- a) Ordenada del espectro para el modo impulsivo horizontal

$$T_1 = 0.118 \text{ s}$$

$$Ad_1 = 0.353 \qquad T < T^+$$

- b) Ordenada del espectro para el modo convectivo horizontal

$$T_2 = 4.113 \text{ s}$$

$$Ad_2 = 0.249 \qquad T > 3$$

Altura máxima de oscilación del líquido

$$h = 0.48 * d * Ad_2$$

$$h = 1.68 \text{ m}$$

$$h_{camara \ de \ aire} = 7.60 - 5.70$$

$$h_{camara \ de \ aire} = 1.90 \text{ m}$$

$$h < h_{camara \ de \ aire} = OK$$

Fuerza cortante en la base del tanque

- a) Modo impulsivo

$$V_1 = Ad_1(W_1 + W_s + W_r)$$

$$V_1 = 235,645 \text{ kg}$$

- b) Modo convectivo

$$V_2 = Ad_2 * W_2$$

$$V_2 = 178,841 \text{ kg}$$

- c) Cortante Basal máximo probable

$$V = (V_1^2 + V_2^2)^{1/2}$$

$$V = 295,826 \text{ kg} \quad (\text{cortante ultimo})$$

- d) Cortante Basal reducida en la base

$$V_r = 0.8 V$$

$$V_r = 236,660 \text{ kg} \quad (\text{cortante de servicio})$$

Momento de volcamiento en la base del tanque

- a) Modo impulsivo

$$M_1 = Ad_1(W_1 * X_1 + W_s * X_s + W_r * X_r)$$

$$M_1 = 529,789 \text{ kg} * m$$

- b) Modo convectivo

$$M_2 = Ad_2 * W_2 * X_2$$

$$M_2 = 587,258 \text{ kg} * m$$

- c) Momento de volcamiento máximo probable

$$M = (M_1^2 + M_2^2)^{1/2}$$

$$M = 790,916 \text{ kg} * m \quad (\text{momento último})$$

- d) Momento de volcamiento reducido en la base

$$M = 0.8 M \quad (\text{momento de servicio})$$

$$M = 0.8 (790,916)$$

$$M = 632,733 \text{ kg} * m$$

7.8.9 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TANQUE.

(Ref. PDVSA FJ-251)

Limite elástico de la placa base

$$F_{by} = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

Peso máximo del contenido que resiste el volcamiento

$$W_L = 3.16t_b (F_{by} * G * H_L)^{1/2}$$

$$W_L = 4,560 \text{ kg/m}$$

$$W_{Lmax} = 20 * G * H_L * d$$

$$W_{Lmax} = 2,554 \text{ kg/m}$$

Peso de tanque vacío por unidad de circunferencia (solo pared y techo)

$$W_t = (W_s + W_r)/\pi d$$

$$W_t = 584 \text{ kg/m}$$

Factor de estabilidad

$$SF = Mr/d^2(W_t + W_L)$$

$$SF_{sismo} = 1.03 < 1.50$$

Con la revisión del factor de estabilidad se deduce que el “**Tanque es Estable**”. En el caso de que no se cumpliera con la estabilidad, se requerirán anclajes.

7.8.10 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN ANULAR.

Dimensiones y propiedades geométricas del anillo

Altura del anillo (min. 0.60 m).	$h_0 =$	0.80	m
Altura del anillo sobre el terreno	$h_t =$	0.30	m
Ancho mínimo preliminar del anillo			
$b_{min} = 2Wt/(g_L * H_L + 2h_0(g_s - g_c)) =$		0.14	m
Ancho seleccionado anillo (min 0.30)	$b =$	0.65	m
Diámetro externo del anillo	$De =$	14.65	m
Diámetro interno del anillo	$Di =$	13.35	m
Área de la base del anillo	$A =$	28.59	m^2
Inercia de la base del anillo	$I =$	701.93	m^4
Módulo de sección	$S =$	95.83	m^3
Inercia sección transv. del anillo	$I_t =$	2,773,333	cm^4
Coficiente de rigidez			
$\beta L = 0.5\pi d(Kb/(4 Ec * I))^{1/2} =$		0.00253	

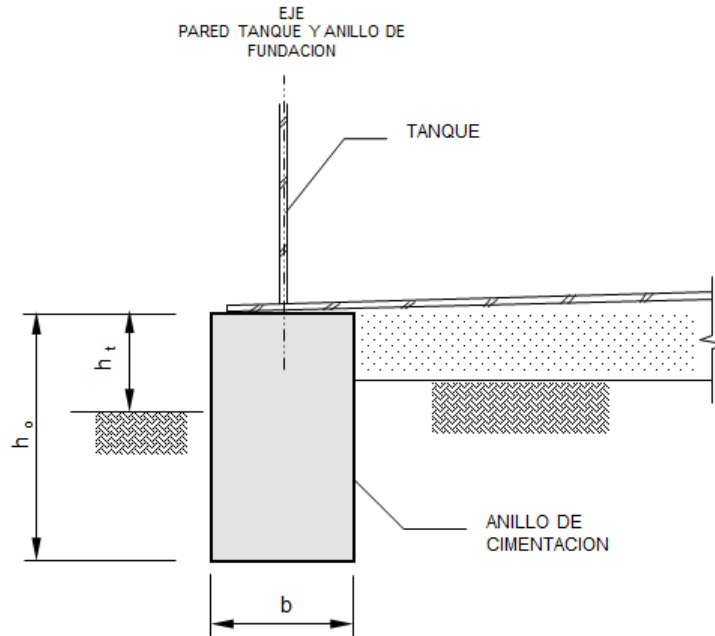


Figura 7.11 Cimentación Anular

Revisión del Coeficiente de Rigidez

$$\beta L < 0.785 \rightarrow \text{LA CIMENTACION ES RIGIDA}$$

Verificación de esfuerzos en el suelo

Cargas verticales (por unidad de longitud de circunferencia)

Peso de Paredes y Techo del Tanque $Wt_1 = 584 \text{ kg/m}$

Peso del Líquido sobre el Anillo $Wt_2 = 2,280 \text{ kg/m}$

Peso del Anillo de Concreto $Wt_3 = 1,248 \text{ kg/m}$

Máxima Compresión en la Base por Sismo

$$Wt_4 = \begin{cases} = 1.273 M/d^2 & \text{cuando } SF \leq 0.785 \text{ ó tanques anclados} \\ = (Wt + W_L) * k - W_L & \text{cuando } 0.785 \leq SF \leq 1.50 \\ = 1.49(Wt + W_L)/(1 - 0.637 * SF)^{1/2} - W_L & \text{cuando } 1.50 \leq SF \leq 1.75 \end{cases}$$

Factor de Estabilidad por Sismo

$$SF_s = 1.03$$

$$k = 2.30$$

$$Wt_4 = 4,663 \text{ kg/m}$$

Figura 9.1 PDVSA FJ-251

1er. Caso: Operación (tanque lleno)

Cálculo de esfuerzos en el suelo

$$\sigma_s(adm) = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = P/A = \Sigma Wi/A = \pi * d(Wt_1 + Wt_2 + Wt_3)/A$$

$$P = 210,938 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = 0.74 \text{ kg/cm}^2 < 1.80 \quad OK$$

2do. Caso: Operación + Sismo (tanque lleno)

Cálculo de esfuerzos en el suelo

$$\sigma_s(adm) = 1.33 * R_s$$

$$\sigma_s(adm) = 2.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = P/A = \Sigma Wi/b$$

$$\sigma_s = (Wt_1 + Wt_2 + Wt_3)/b$$

$$P_{max} = 9,459 \text{ kg/m}$$

$$P_{min} = 133 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_{s \text{ max}} = 1.46 \text{ kg/cm}^2 < 2.39 \quad OK$$

$$\sigma_{s \text{ min}} = 0.02 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

3er. Caso: Tanque vacío

Cálculo de esfuerzos en el suelo

$$\sigma_s = P/A \pm M/S$$

$$W_{fund} = A * h_o * \gamma_c = 54,890 \text{ kg}$$

$$P = W_s + W_r + W_{fund} = 80,574 \text{ kg}$$

$$M = M_v + F_v * H_{fund} = 25,525 \text{ kg * m}$$

$$\sigma_{s \text{ max}} = 0.31 \text{ kg/cm}^2 < 2.39 \quad OK$$

$$\sigma_{s \text{ min}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Diseño del Acero de Refuerzo

Presión horizontal interna del anillo

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi$$

$$K_o = 0.43$$

$$F = 1/2 * K_o * \gamma_s * h_o^2 + K_o * h_o * \gamma_L * H_L$$

$$F = 3,357 \text{ kg/m}$$

Tracción actuante en el anillo

$$Tf = 1/2 * F * d$$

$$Tf = 23,498 \text{ kg} \quad (\text{servicio})$$

$$Tu = 1.7 * Tf$$

$$Tu = 39,946 \text{ kg} \quad (\text{última})$$

Acero principal requerido por tracción

$$Ash = Tu/0.9 Fy = 10.57 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{min} = 0.0025 * h_o * b = 13.00 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{colocado} = 15 \text{ cm}^2$$

Acero vertical requerido en cada cara (estribos)

$$Asv = (0.0015 * b * 100)/2$$

$$Asv = 4.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tracción admisible en el concreto

$$f_{ct adm} = 0.15 f'c$$

$$f_{ct adm} = 37.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 * (f'c)^{1/2}$$

$$E_c = 238,732 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 9.00$$

Tracción actuante

$$f_{ct} = (0.0003 * E_s * Ash + Tf)/(Ac + nAs)$$

$$f_{ct} = 7.23 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Armado del Anillo de Cimentación

Del análisis de la cimentación se concluye que el acero requerido por tracción de 15 cm^2 y el acero por refuerzo vertical (estribos) es de $4.88 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se proponen para el acero por tracción 10 varillas del No. 5 (5/8") con un área de 1.99 cm^2 .

$$10 * 1.99 \text{ cm}^2 = 19.9 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo vertical del anillo de cimentación debe de armarse con un mínimo de acero de 4.88 cm^2 por cada metro de longitud del anillo. Se proponen 10 estribos con varilla del No. 2.5 (5/16") con un área de 0.49 cm^2

$$10 * 0.49 \text{ cm}^2 = 4.90 \text{ cm}^2$$

Se acepta el armado de 10 varillas por tracción y 10 varillas como refuerzo vertical a cada 10 centímetros como se representa en la siguiente figura 7.12.

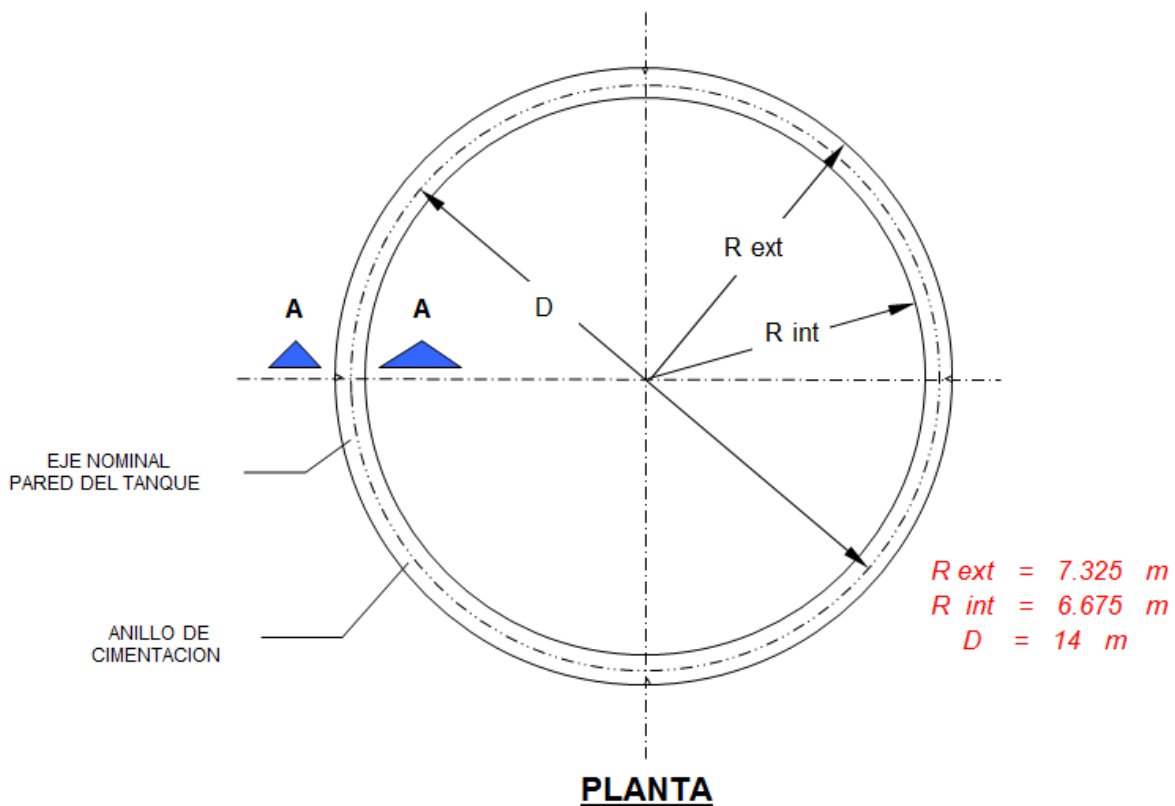


Figura 7.12 Planta del Anillo de Cimentación

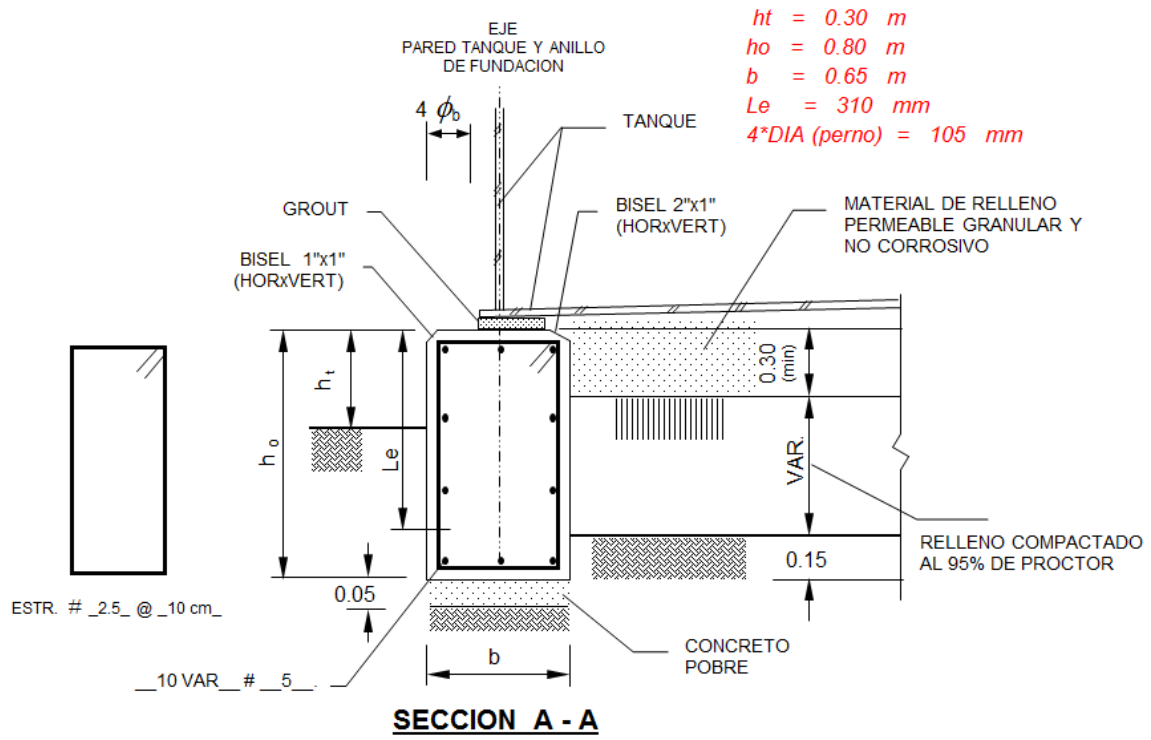


Figura 7.13 Sección A-A del Anillo de Cimentación

CONCLUSIONES.

El tanque diseñado en la presente tesis basada en el criterio de la Norma del Instituto Americano del Petróleo, API 650 y respecto a los resultados obtenidos se puede deducir que:

- La pared del tanque cumple con los requisitos de diseño que es de 4.8 mm de espesor mínimo en la placa de acero, y para tanques con las características similares se puede desprestigiar el análisis por condiciones de prueba hidrostática.
- En la revisión de la tapa y casco del tanque con el software, se mostró que existe mucha similitud entre el método de un pie para el dimensionamiento de las paredes del tanque, y el método de análisis de elementos finitos que utiliza el software, ya que los resultados del diseño del tanque son aceptables y cumple con los requisitos especificados en la norma.
- Para el techo del tanque la propuesta fue de un techo cónico autosoportado, pero los más viables dentro de la industria son los techos flotantes, para así eliminar cámaras de aire que pudieran presentar algún riesgo, cabe mencionar que el diseño de los techos flotantes están patentados.
- Con los resultados obtenidos del análisis sísmico del tanque, se encontró que los efectos impulsivos y convectivos que actúan en el tanque no afectan su estabilidad, así como la altura máxima de oscilación del líquido se encuentra por debajo del valor máximo. Y con la revisión del factor de estabilidad se concluye que el tanque es estable.
- En el diseño de la cimentación anular se recurrió a las normas de Petróleos de Venezuela S. A., en su apartado PDVSA FJ-251, ya que en nuestro país no existen normas para evaluar cimentaciones del tipo anular, el diseño de la cimentación se unificaron normas vigentes en el país y en el extranjero, y los resultados son los que se presentan en el apartado 7.8.9.

También se concluye que para el análisis y diseño de tanques atmosférico, en México existen normas a las cuales consultar, pero son escasas en cuanto a información ya que la mayor parte del diseño de tanques atmosféricos se rige por las normas que proporciona el Instituto Americano del Petróleo.(API)

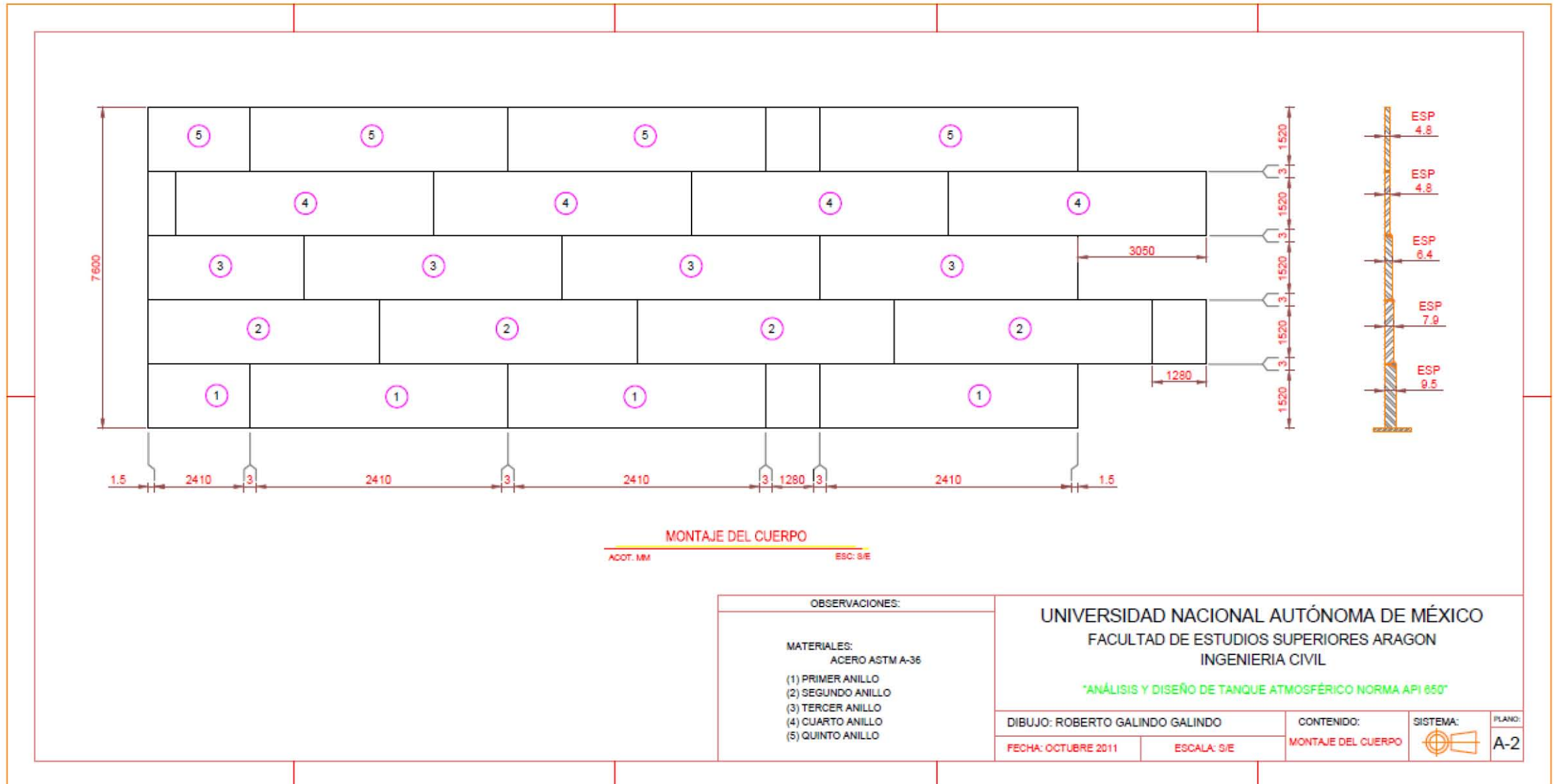
BIBLIOGRAFÍA.

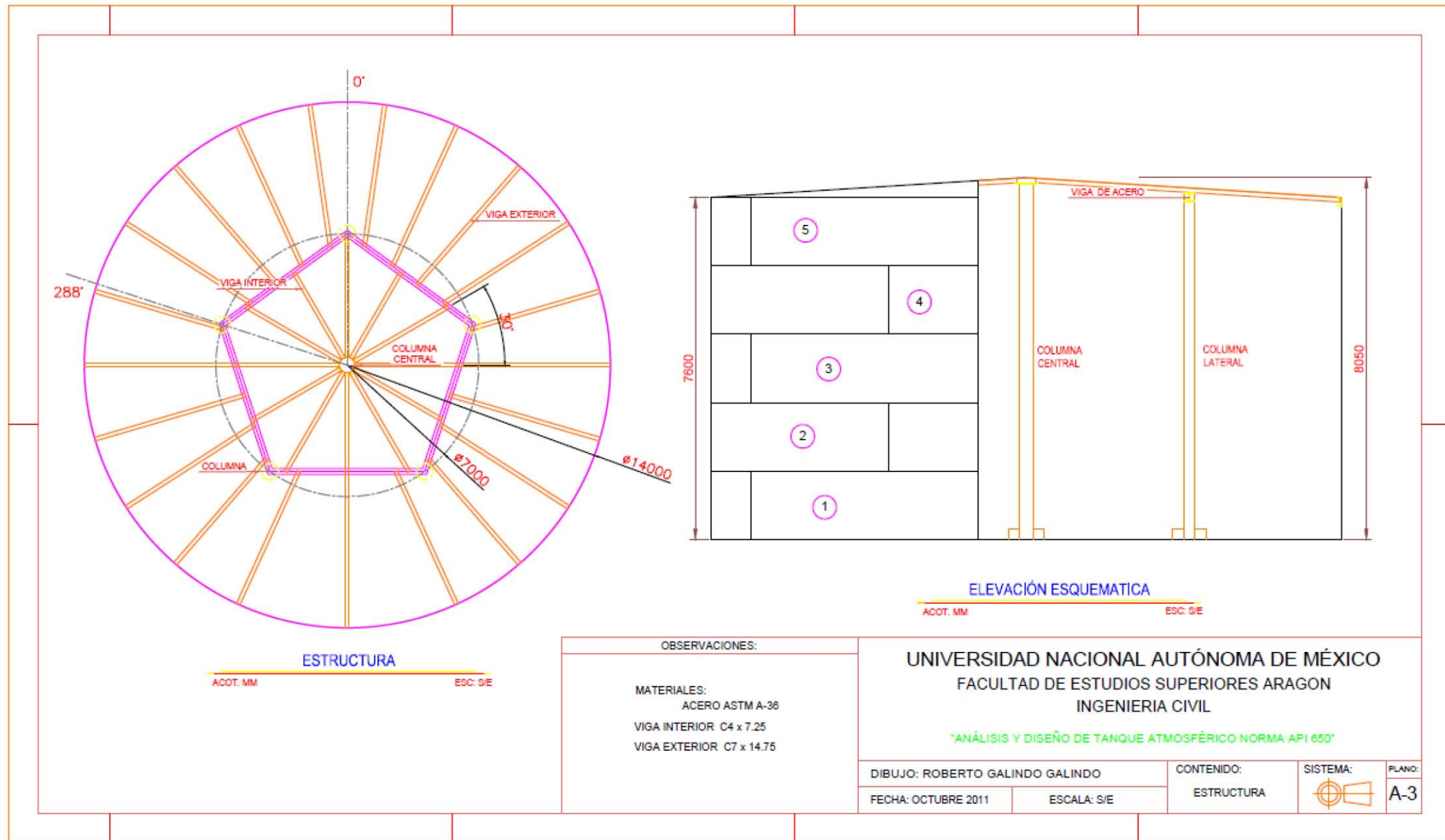
1. API STANDARD 650, 10th EDITION, NOVEMBER 1998 “Welded Steel Tanks for Oil Storage”. (Tanques de Acero Soldados para el Almacenamiento de Petróleo).
2. API STANDARD 650, 11th EDITION, JUNE 2007 “Welded Steel Tanks for Oil Storage”. (Tanques de Acero Soldados para el Almacenamiento de Petróleo).
3. API STANDARD 620, 10th EDITION, FEBRUARY 2002 “Design and Construction of Large Welded, Low-Pressure Storage Tanks”.(Diseño y construcción de grandes tanques, soldados, de baja presión)
4. API STANDARD 653, 4th EDITION, APRIL 2009 “Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction”. (Inspección, Reparación, Modificación y Reconstrucción de Tanques).
5. A.S.M.E. (AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS), EDITION 2010 “Boiler and Pressure Vessel Code”. (Código de Calderas y Recipientes a Presión).
6. ASTM A36 / A36M - 08 “Standard Specification for Carbon Structural Steel”. (Especificación Normalizada para Acero al Carbono Estructural).
7. N.F.P.A 30, 2008 EDITION. “Flammable and Combustible Liquids Code”. (Código de Líquidos Inflamables y Combustibles).
8. NRF-113-PEMEX-2007 “Diseño de Tanques Atmosféricos”.
9. PRIESTLEY, M, “Seismic Design of Storage Tanks” New Zealand National Society of Earthquake Engineering, New Zealand, December 1986.
10. EUGENE F. MEGYESY “Manual de Recipientes a Presión, Diseño y Cálculo”, 7ª Edición, Ed. Limusa, México D.F.
11. JUAN MANUEL LEON ESTRADA, “Diseño y Calculo de Recipientes a Presión”, Edición 1994, México D.F.
12. INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION DE ACERO (IMCA). “Manual de Construcción en Acero, Diseño por Esfuerzos Permisibles”, 4ª Edición. Ed. Limusa, 2007.
13. INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO. “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)”
14. JACK C. McCORMAC, “Diseño de Estructuras de Acero (Método LRFD)”, 2ª Edición, Ed. Alfaomega, 2007.

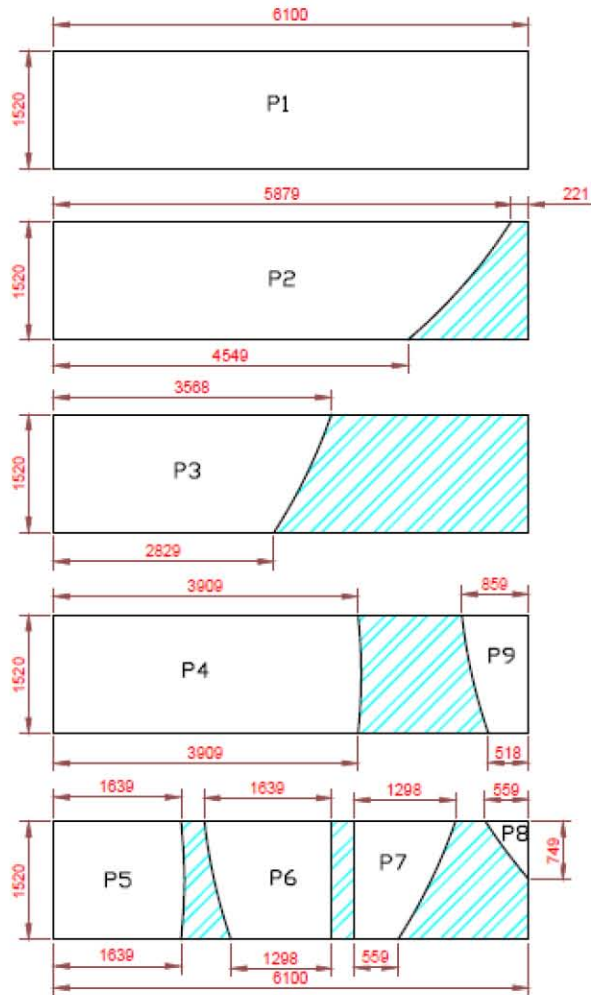
15. CARLOS CRESPO VILLALAZ, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 5ª Edición, Ed. Limusa, 2004.
16. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C. "Manual de Cimentaciones Profundas". México, D.F. 2001
17. BRAJA M. DAS "Principios de Ingeniería Geotécnica". Thomson Editores, Edición 2001.
18. ROBERTO MELI PIRALLA, "Diseño Estructural", 2ª Edición, Ed. Limusa 2008.
19. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "Diseño pos Sismo", Comisión Federal de Electricidad. México, D.F., Edición 2008
20. NTC – CONCRETO, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México, D.F., 2004.
21. NTC – METÁLICAS, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", México, D.F., 2004.
22. NTC – SISMO, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México, D.F., 2004.
23. NTC – CIMENTACIONES, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", México, D.F., 2004.
24. PDVSA. PETROLEOS DE VENEZUELA S.A., "Manual de Ingeniería de Diseño" Edición Febrero 1999.
25. PDVSA FJ-251 "Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos", Edición Febrero 1999.
26. PDVSA JA-222 "Diseño Sismorresistente de Recipientes y Estructuras" Edición Febrero 1999.
27. PDVSA JA 221 "Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales" Edición Febrero 1999.
28. INESA, ELIU HERNÁNDEZ, "Manual de Aplicación del Programa Sap2000v14"
29. ALTOS HORNOS DE MÉXICO, "Manual AHMSA para Construcción con Acero" Edición Julio 1996.
30. www.api.org/ - Instituto Americano del Petróleo
31. www.concrete.org/ Instituto Americano del Concreto
32. www.pdvsa.com/ Petróleos de Venezuela S.A.
33. www.astm.org/ Sociedad Americana para Pruebas y Materiales

ANEXOS

(PLANOS)



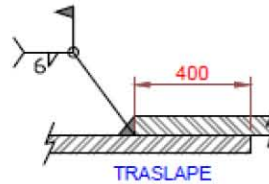




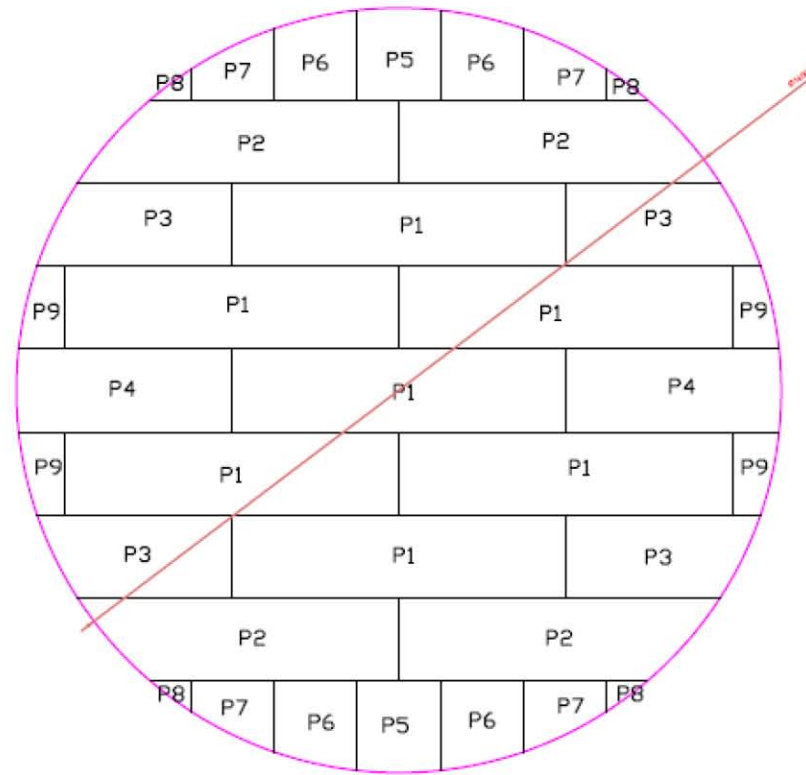
ELEMENTOS DE FONDO

ACOT. MM

ESC: S/E



TRASLAPE



DISTRIBUCIÓN DEL FONDO

ACOT. MM

ESC: S/E

OBSERVACIONES:

MATERIALES:
 PLACAS DE ACERO ASTM A-36
 (P1) = 7 UNIDADES
 (P2) = 4 UNIDADES
 (P3) = 4 UNIDADES
 (P4) = 2 UNIDADES
 (P5) = 2 UNIDADES
 (P6) = 4 UNIDADES
 (P7) = 4 UNIDADES
 (P8) = 4 UNIDADES
 (P9) = 4 UNIDADES

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUE ATMOSFÉRICO NORMA API 650"

DIBUJO: ROBERTO GALINDO GALINDO

CONTENIDO:
 DISTRIBUCIÓN Y
 ELEMENTOS DEL FONDO

SISTEMA:

PLANO:
 A-4

FECHA: OCTUBRE 2011

ESCALA: S/E