

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESCUELA DE POSGRADO EN INGENIERÍA Y CIENCIAS

**DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE TANQUES DE ACERO
SOLDADOS, PARA ALMACENAMIENTO ATMOSFÉRICO Y A BAJA
PRESIÓN DE LÍQUIDOS**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MAGISTER EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

MIGUEL ÁNGEL CEDEÑO GUDIÑO
cedenomiguel@gmail.com

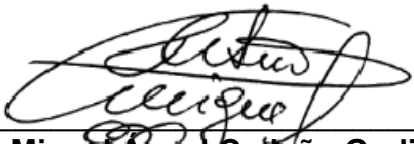
DIRECTOR: ING. ROBERTO ARELLANO B. M.Sc.
rarellanob@yahoo.com

Quito, Abril del 2009

DECLARACIÓN

Yo, Miguel Cedeño G., declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.



Ing. Miguel Ángel Cedeño Gudiño

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el Ing. Miguel Cedeño G., bajo mi supervisión.

Ing. Roberto Arellano B.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Mi aprecio y gratitud al Ingeniero Roberto Arellano Bueno, por su apoyo incondicional en el desarrollo de esta investigación.

Agradezco a los Ingenieros Sigifredo Díaz y Jorge Vintimilla, Miembros del Tribunal Examinador, por su valioso aporte y su ágil revisión.

Igualmente agradezco a todos los profesores de la Maestría y a su personal administrativo, quienes me han obsequiado su conocimiento, experiencia y amistad.

DEDICATORIA

A mi familia por ese tiempo que no pude dedicarles, por invertirlo en esta meta importante de mi vida profesional.

CONTENIDO

Declaración	II
Certificación	III
Agradecimientos	IV
Dedicatoria	V
Contenido	VI
Resumen	XIV
Presentación	XVII
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	3
1.3 ALCANCE DEL PROYECTO	4
1.3.1 CARACTERÍSTICAS DE ESTADO BÁSICAS, UNIDADES Y CONVERSIONES	5
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	6
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
Capítulo 2. GENERALIDADES	8
2.1 FUNDAMENTOS	8
2.1.1 CONCEPTOS BÁSICOS	8
2.1.1.1 Densidad y gravedad específica (density, specific gravity)	9
2.1.1.2 Temperatura de almacenamiento (operating temperature)	9
2.1.1.3 Presión de vapor (vapor pressure)	10
2.1.1.4 Punto de ebullición (boiling point)	10
2.1.1.5 Punto de ignición (flash point)	11
2.1.1.6 Presión interna (internal pressure)	11
2.1.1.7 Presión externa (external pressure)	11
2.1.1.8 Líquidos inflamables (flammable liquids)	12
2.1.1.9 Líquidos combustibles (combustible liquids)	12
2.1.1.10 Presión interna (internal pressure)	12
2.1.1.11 Presión externa (external pressure)	13
2.1.1.12 Rangos de presión	14
2.1.2 CLASIFICACIÓN	14
2.1.3 COMPONENTES PRINCIPALES	16
2.1.3.1 Tanques con techo fijo (fixed roof tanks)	17
2.1.3.1.1 Tanques con techo cónico (cone roof tanks)	17
2.1.3.1.2 Tanques con techo tipo paraguas (umbrella roof tanks)	18
2.1.3.1.3 Tanques con techo de domo (dome roof tanks)	18
2.1.3.1.4 Tanques con techo de domo geodésico de aluminio (geodesic	

dome roof tanks)	19
2.1.3.1.5 Tanques con techos especiales	21
2.1.3.2 Tanques con techo flotante (floating roof tanks)	22
2.1.3.2.1 Techos flotantes tipo bandeja (pan type floating roofs)	26
2.1.3.2.2 Techos flotantes de membrana simple (single deck floating roofs or pontoon type)	26
2.1.3.2.3 Techos flotantes de membrana doble (doublé deck floating roofs)	28
2.1.3.2.4 Techos flotantes internos (internal floating roofs)	29
2.1.3.2.5 Sellos anulares para techos flotantes (rim seals)	32
2.1.3.3 Fondos de los tanques	39
2.1.3.3.1 Fondos planos (flat bottoms)	40
2.1.3.3.2 Fondos cónicos (conical bottoms)	41
2.1.3.3.3 Fondos de domo o esferoide	42
2.1.4 COMPONENTES SECUNDARIOS	43
2.1.4.1 Acceso a los tanques	43
2.1.4.2 Accesorios principales	44
2.1.5 FUNDACIONES DE TANQUES	52
2.1.5.1 Asentamientos	54
2.1.5.2 Estudio de suelos	57
2.1.5.2.1 Componentes del suelo	59
2.1.5.2.2 Clasificación de los suelos	60
2.1.5.2.3 Consolidación de suelos	61
2.1.5.2.4 Asentamientos y capacidad soportante de los suelos	63
2.1.5.2.5 Resistencia al corte de los suelos	64
2.1.5.3 Métodos generales para mejoramiento de las condiciones del suelo	65
2.1.5.3.1 Muro anular de tablestacas o pantallas anulares	66
2.1.5.3.2 Anillo profundo de grava compactada	67
2.1.5.3.3 Sustitución del suelo con material seleccionado	68
2.1.5.3.4 Mejoramiento del suelo con refuerzos	69
2.1.5.3.5 Mejoramiento del suelo con lechada de cemento	72
2.1.5.3.6 Mejoramiento del suelo con vibro flotación	72
2.1.5.3.7 Mejoramiento del suelo con compactación dinámica	73
2.1.5.3.8 Mejoramiento del suelo con precarga del terreno	74
2.1.5.4 Sistemas de fundaciones para tanques	75
2.1.5.4.1 Fundaciones sobre cojín de arena (compacted soil foundations)	77
2.1.5.4.2 Fundaciones con anillo de piedra (crushed stone ringwall foundations)	78
2.1.5.4.3 Fundaciones con anillo de concreto (concrete ringwall foundation)	79
2.1.5.4.4 Fundaciones completas de concreto (slab foundations)	81
2.1.5.4.5 Fundaciones sobre pilotes (pile supported foundations)	82
2.1.5.5 Parámetros generales a considerar en el diseño de las fundaciones	85
2.1.5.5.1 Cargas del tanque sobre la fundación	87
2.2 CONSIDERACIONES DE INGENIERÍA	90
2.2.1 MATERIALES UTILIZADOS	90

2.2.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE TANQUES	91
2.2.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES	95
2.2.3.1 Tanques criogénicos (cryogenic tanks)	95
2.2.3.2 Tanques con sistemas de calentamiento (heating tanks)	97
2.2.4 CORROSIÓN Y PREVENCIÓN	99
2.2.4.1 Mecanismos de corrosión en tanques de almacenamiento	99
2.2.4.1.1 Corrosión atmosférica	99
2.2.4.1.2 Corrosión por inmersión en el producto	99
2.2.4.1.3 Corrosión del fondo del tanque	100
2.2.4.1.4 Corrosión del espacio interno de vapor	100
2.2.4.1.5 Corrosión de la parte inferior del fondo del tanque	100
2.2.4.2 Control de corrosión y prevención	101
2.2.4.2.1 Diseño de tanques expuestos a corrosión	102
2.2.4.2.2 Corrosión por almacenamiento de productos petroquímicos	103
2.2.4.2.3 Corrosión en tanques con doble fondo	103
2.2.4.2.4 Corrosión del aluminio en techos flotantes internos	104
2.2.4.2.5 Corrosión resultante de la prueba hidrostática del tanque	104
2.2.4.3 Prevención de la corrosión mediante la aplicación de recubrimientos	105
2.2.4.3.1 Preparación superficial	106
2.2.4.3.2 Tipos de recubrimientos externos	110
2.2.4.3.3 Tipos de recubrimientos internos	111
2.2.4.4 Prevención de la corrosión mediante tratamientos químicos	115
2.2.4.4.1 Inhibidores	115
2.2.4.4.2 Pasivadores	115
2.2.4.5 Prevención de la corrosión con protección catódica	116
2.2.4.5.1 Protección galvánica o sacrificial	118
2.2.4.5.2 Protección con corriente impresa	121
2.3 CÓDIGOS, ESTÁNDARES Y REGULACIONES	123
2.3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES	123
2.3.1.1 Tipos de Códigos y Estándares	125
2.3.1.2 Organizaciones	125
2.3.2 REGULACIONES Y LEYES	126
Capítulo 3. DISEÑO	127
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES	127
3.1.1 ESTÁNDARES	127
3.1.2 DATOS DE DISEÑO	129
3.1.3 MATERIALES	129

3.1.4 CONSIDERACIONES OPERATIVAS Y DE TAMAÑO	136
3.2 SOLDADURA Y FABRICACIÓN	141
3.2.1 PROCESOS DE SOLDADURA UTILIZADOS	142
3.2.2 DISEÑO DE UNIONES O JUNTAS	143
3.2.3 REQUERIMIENTOS GENERALES DE SOLDADURA EN TANQUES	145
3.2.4 MÉTODOS DE INSPECCIÓN DE UNIONES O JUNTAS	149
3.2.4.1 Prueba hidrostática	151
3.2.4.2 Prueba neumática	151
3.3 DISEÑO DE COMPONENTES	152
3.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO	152
3.3.1.1 Excesiva deformación elástica	152
3.3.1.1.1 Esfuerzos inducidos	152
3.3.1.1.2 Módulos de elasticidad	153
3.3.1.1.3 Flexión elástica	155
3.3.1.2 Inestabilidad elástica	155
3.3.1.2.1 Inestabilidad de columnas	156
3.3.1.2.2 Cuerpos de recipientes bajo carga axial	158
3.3.1.3 Inestabilidad plástica	159
3.3.1.3.1 Relaciones esfuerzo-deformación	159
3.3.1.3.2 Esfuerzos admisibles (Allowable stress)	161
3.3.1.4 Ruptura frágil	162
3.3.1.4.1 Muecas quebradizas (Notch Brittleness)	164
3.3.1.4.2 Cargas cíclicas repetitivas	165
3.3.1.5 Deslizamiento (Creep)	166
3.3.1.6 Corrosión	166
3.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	167
3.3.3 CARGAS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO	169
3.3.4 DISEÑO DE FONDOS	171
3.3.4.1 Fondos planos	171
3.3.4.1.1 Modulación de láminas de fondos planos	174
3.3.4.1.2 Evaluación del asentamiento de fondos planos	176
3.3.5 DISEÑO DE CUERPOS	179
3.3.5.1 Modulación de láminas de cuerpo	182
3.3.5.2 Esfuerzos actuantes	182
3.3.5.3 Cálculo de espesores según API 650	184
3.3.5.3.1 Cálculo del espesor por el método del un pie	184
3.3.5.3.2 Cálculo del espesor por el método del punto variable	189

3.3.5.3.3 Cálculo del espesor por análisis elástico	194
3.3.5.4 Cálculo de espesores según API 620	194
3.3.6 DISEÑO DE TECHOS FIJOS	200
3.3.6.1 Techo domo y paraguas auto-soportados	201
3.3.6.1.1 Cálculo del espesor de placas de techo	202
3.3.6.1.2 Rango geométrico del techo domo o paraguas	203
3.3.6.1.3 Cálculo del área requerida de la zona a compresión	203
3.3.6.2 Techo cónico auto-soportado	204
3.3.6.2.1 Cálculo del espesor de placas de techo	204
3.3.6.2.2 Rango geométrico del techo toro-esférico	205
3.3.6.3 Techo cónico auto-soportado	205
3.3.6.3.1 Rango geométrico del techo cónico auto-soportado	206
3.3.6.3.2 Cálculo del espesor de placas de techo	206
3.3.6.3.3 Cálculo del área requerida de la zona a compresión	210
3.3.6.4 Techo toro-cónico auto-soportado	212
3.3.6.4.1 Cálculo del espesor de placas de techo	212
3.3.6.2.2 Rango geométrico del techo toro-cónico	213
3.3.6.5 Techo cónico soportado	214
3.3.6.5.1 Parámetros geométricos	214
3.3.6.5.2 Metodología de diseño	216
3.3.6.5.3 Esfuerzos admisibles y espesores mínimos	217
3.3.6.5.4 Condiciones de carga de elementos a flexión	217
3.3.6.5.5 Condiciones de carga en elementos a compresión	219
3.3.6.5.6 Espaciamiento entre correas (rafters)	219
3.3.6.5.7 Selección de correas y vigas	222
3.3.6.5.8 Selección de columnas	223
3.3.6.6 Techo domo soportado	224
3.3.6.6.1 Estructura separada de las placas del techo	226
3.3.6.6.2 Estructura unida a las placas del techo domo	227
3.3.6.6.3 Análisis de fuerzas principales y momentos (Tabla 3.32, Figs. 3.46 y 3.47)	227
3.3.6.7 Criterio de diseño para Tanques de Almacenamiento con Juntas de techo frágiles	229
3.3.6.7.1 Reglas de diseño para juntas frágiles	230
3.3.6.7.2 Presión interna admisible	233
3.3.6.7.3 Área de compresión requerida en la unión techo-cuerpo	235
3.3.6.7.4 Área límite para juntas frágiles	236
3.3.6.7.5 Máxima presión de diseño	236
3.3.6.7.6 Presión calculada de falla	237
3.3.6.7.7 Determinación del área a compresión	238
3.3.7 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES	242
3.3.7.1 Techo flotante de membrana simple	242
3.3.7.1.1 Flotabilidad y Estandarización geométrica	242
3.3.7.1.2 Comportamiento estructural de la membrana central	243
3.3.7.1.3 Comportamiento estructural del flotador anular	246
3.3.7.1.4 Comportamiento estructural de los soportes de techo	249
3.3.7.2 Techo flotante de membrana doble	250

3.3.7.2.1 Flotabilidad y Estandarización geométrica	251
3.3.7.2.2 Comportamiento estructural	251
3.3.8 DISEÑO DE ANILLOS DE RIGIDEZ	253
3.3.8.1 Anillo de rigidez superior	254
3.3.8.2 Anillos de rigidez intermedios	255
3.4 CONSIDERACIONES DE VIENTO	260
3.5 CONSIDERACIONES SÍSMICAS	261
3.5.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE	261
3.5.1.1 Evaluación del riesgo	262
3.5.1.2 Hidrodinámica del fluido	262
3.5.1.2.1 Modelo básico	263
3.5.1.2.2 Modelo simplificado	265
3.5.1.2.3 Relación de aspecto	266
3.5.1.2.4 Fuerzas horizontales	267
3.5.1.2.5 Presiones en la pared y el fondo del tanque	268
3.5.1.2.6 Porción efectiva de masa que es impulsiva o convectiva	270
3.5.1.2.7 Modos de chapoteo (sloshing modes)	274
3.5.1.3 Pandeo en cuerpos delgados	276
3.5.1.3.1 Esfuerzo admisible de pandeo	276
3.5.1.3.2 Esfuerzos admisibles de compresión (API 650)	278
3.5.1.4 Demanda sísmica establecida por el API	279
3.5.1.5 Metodología del API	285
3.5.2 EVALUACIÓN SÍSMICA Y ADAPTACIÓN DE TANQUES EXISTENTES	286
3.5.2.1 Rango de exposición y riesgo	287
3.5.2.2 Mecanismos de daño en tanques	288
3.5.2.3 Programa evaluativo del riesgo sísmico	290
3.5.2.4 Consideraciones de diseño útiles para modificaciones de tanques existentes	290
3.5.2.5 Diseño de anclajes de tanques existentes	295
3.6 PRINCIPIOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES	295
3.6.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	295
3.6.2 CARGAS DE DISEÑO	296
3.6.2.1 Peso propio	296
3.6.2.2 Cargas vivas	297
3.6.2.2.1 Carga hidrostática	297
3.6.2.2.2 Cargas de levantamiento y volcamiento	297
3.6.2.2.3 Cargas por presión interna	300
3.6.3 ANCLAJE	301
3.5.3.1 Diseño de sillas de anclaje	302

3.5.3.2 Presión admisible del suelo	305
Capítulo 4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS	306
4.1 INTRODUCCIÓN	306
4.2 PARÁMETROS OPERATIVOS E IDENTIFICACIÓN DE COMPONENTES DEL SISTEMA COMPUTARIZADO	306
4.3 FORMULACIÓN DE EJEMPLOS DE DISEÑO Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS	307
4.4 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ACTUANTES	343
4.4.1 RESPUESTA DEL TANQUE A LA SOBRE PRESURIZACIÓN	345
4.4.2 CRITERIOS DE DISEÑO ADICIONALES PARA TANQUES CON JUNTA FRÁGIL	346
Capítulo 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	348
5.1 CONCLUSIONES GENERALES	348
5.2 CONCLUSIONES PARTICULARES	350
5.3 RECOMENDACIONES	351
Referencias Bibliográficas	353
Apéndices	358
Apéndice A. Propiedades físicas de líquidos	359
Apéndice B. Presión de vapor de líquidos en función de la temperatura	361
Apéndice C. Geometrías típicas utilizadas para tanques de almacenamiento de líquidos	362
Apéndice D. Selección de materiales para almacenamiento de líquidos	375
Apéndice E. Estándares y Códigos relacionados a tanques	376
Apéndice F. Código de colores aplicado a recubrimientos de tanques	379

Apéndice G. Sistemas de Pintura	380
Apéndice H. Curvas típicas esfuerzo-deformación para metales de uso frecuente en tanques de almacenamiento de líquidos	381
Apéndice I. Método alternativo para evaluación sísmica de tanques existentes (método Manos)	384
Apéndice J. Resistencia de juntas techo-cuerpo y cuerpo-fondo (tanque #2)	388
Apéndice K. Índices de fabricación y costos	396
Apéndice L. Guía del Usuario	398

RESUMEN

El diseño de equipos de proceso requiere de un cabal conocimiento del proceso en sí, de los materiales involucrados y de los métodos de fabricación. Los factores de diseño a considerar son muchos y variados, siendo frecuentemente imposible formular métodos exactos de cálculo. Se requiere por tanto, que el diseñador aplique su juicio y experiencia profesional para la utilización de algún método específico de diseño.

La selección de un sistema de almacenamiento en particular, depende de la capacidad de diseño, de las condiciones locales y de la naturaleza del líquido a ser almacenado. Por otra parte, en un sistema de almacenamiento de fluidos se debe lograr la mayor economía posible considerando las restricciones de seguridad, ecología y calidad de los productos.

Variada información está ampliamente esparcida en la literatura técnica, boletines industriales, códigos aplicables y manuales. No se intenta cubrir todas las ramificaciones de los problemas de diseño de estos equipos, pero sí servirá como una guía para obtener diseños eficientes y económicos de estos equipos para la industria de procesos.

El propósito del presente trabajo investigativo es consolidar los conceptos básicos, la práctica industrial y la relación teórica; mediante el desarrollo y la concatenación de modelos matemáticos simplificados útiles para el diseño de tanques verticales cilíndricos soldados, sobre superficie, para almacenamiento de agua, petróleo y derivados.

El capítulo inicial establece la importancia del buen diseño de estos tanques, mediante un breve estudio de la realidad referente al sistema de almacenamiento utilizado, sus preferencias industriales y tendencias operativas. Se establecen los límites técnicos a considerarse y se plantean los objetivos que se proponen lograr.

El segundo capítulo contiene los conceptos y fundamentos necesarios en la ingeniería de tanques de almacenamiento, conduce al lector desde la clasificación hasta la identificación de sus componentes primarios y secundarios, llegando a la descripción operativa, sus particularidades, ventajas y limitantes. Se incluyen temas de interacción suelo-estructura, los parámetros críticos que deben ser considerados y los métodos recomendados para lograr su buen funcionamiento. Además, se detallan criterios útiles para la correcta selección del tanque requerido, mediante una óptica de resistencia a la corrosión del material principal y sus métodos de prevención.

El tercer capítulo inicia con el estudio sintetizado de los estándares internacionales referentes a tanques, encuentra los parámetros críticos para su diseño en base a las teorías de falla aplicables, y utiliza los principios estructurales y de resistencia de materiales para el desarrollo de los modelos matemáticos requeridos en el cálculo de cada uno de sus componentes principales. Encuentra un procedimiento recomendado para el diseño del componente, sus limitaciones y ventajas. Se hace especial énfasis en temas vitales para el buen funcionamiento del tanque frente a las solicitaciones especiales de carga (presión, vacío, alta o baja temperatura, sismo y viento), llegando a la determinación de las principales cargas que llegan a su fundación.

El capítulo cuarto corresponde al desarrollo de una metodología de cálculo propuesta, que está totalmente basada en la información de los capítulos anteriores. Se plantean algoritmos matemáticos integrados en un programa de diseño, para ser comprobados posteriormente con ejemplos reales de diseño de tanques de almacenamiento construidos en nuestro país. Es decir, se llega a la validación de resultados para evaluar la confiabilidad del programa desarrollado como parte del alcance de la tesis. Finalmente se hace un estudio de esfuerzos actuantes y deformaciones en zonas críticas del tanque utilizando programas de elementos finitos, y se plantean recomendaciones para prevenir fallas estructurales frente a la presurización excesiva.

El capítulo final concluye aspectos incidentes en el desarrollo del presente trabajo investigativo y recomienda acciones que a criterio personal son importantes para la obtención de resultados competitivos en la ingeniería y fabricación de tanques de almacenamiento sobre superficie.

Los apéndices incluidos contienen valiosa información relativa al diseño, selección geométrica, selección de materiales, y estándares de pesos e índices de costos para la manufactura, que seguramente serán de utilidad a las personas inmersas en esta especialidad.

PRESENTACIÓN

Los tanques de almacenamiento sobre superficie han sido usados desde el inicio de la transformación industrial, pero asombrosamente muy poca ingeniería práctica o información general está fácilmente disponible al inspector, ingeniero u operador del tanque. Especulativamente se puede pensar que un tanque es algo poco complejo y no se requiere invertir recursos en su desarrollo y operación. El dueño del tanque además cree que es apropiado delegar todo lo relativo al tanque al fabricante, porque es un equipo confiable o porque es parte de la infraestructura.

Cual fuere el caso, para quienes tienen que tratar con estos tanques, comprenden que existen cuestiones complejas, problemas y dificultades en la implementación de un buen diseño, inspección y operación, que les conducen al cometimiento de errores con altos costos, daños ambientales, vida corta de los equipos, inefectivos programas de inspección, y hasta accidentes y enfrentamientos con la legislación.

En los últimos años se ha incrementado la polarización entre la industria, los grupos ambientales, las regulaciones, y el público. Cada facilidad que opera con tanques tiene mayores riesgos que el simple daño de sus equipos. Sin importar el resultado, las lesiones, las fatalidades y los incidentes; se crea una clase de prensa que es utilizada contra la industria sin real beneficio. Más allá del uso apropiado de estándares industriales para mantener la integridad de la facilidad, vemos una tendencia donde el diseño, la inspección y la operación de instalaciones se controlan o regula políticamente. Ésta es la peor manera posible de hacer funcionar estas instalaciones porque no trata las causas fundamentales de los problemas y crea ineficacias de proporciones gigantescas. Sin embargo, esto no quiere decir que no debe haber responsabilidad en el funcionamiento de instalaciones, su seguridad, y de acuerdo con buenas prácticas reconocidas y generalmente aceptadas. Es necesario por tanto, promover la información tal como la presentada en este trabajo, para reducir los incidentes y para ser más dinámico en el proceso regulador, evitando el escribir simplemente prácticas o estándares industriales recomendados.

El propósito de esta investigación es romper el ciclo descrito, mediante la introducción de información apropiada que lograra facilidades de tanques seguras, no siendo necesarias regulaciones más exigentes. Específicamente este trabajo puede ayudar a individuos, compañías o industrias que utilizan tanques de almacenamiento sobre superficie a mejorar su eficiencia en áreas de seguridad, operaciones de responsabilidad ambiental e implementación de buenas prácticas.

El presente trabajo abarca desde los principios fundamentales hasta los conceptos más avanzados tal como la ingeniería sísmica necesaria para el trabajo en áreas susceptibles. Enfatiza el área de ingeniería de diseño de tanques para almacenamiento, mediante la identificación de parámetros y variables en que se fundamenta su diseño, provee soluciones paso a paso a los problemas más frecuentes encontrados, agrupa modelos matemáticos en un orden lógico para reducir tiempos de obtención de diseños confiables. Será de interés por ingenieros, inspectores, diseñadores, entidades reguladoras, dueños de facilidades y personas involucradas en alguna o varias especialidades relativas a tanques. Cada tópico es tratado desde una perspectiva conveniente para conducir al lector desde un nivel básico hasta profundizar en temas especializados.

La principal fuente de información relativa a tanques, documentos relativos a petróleos y todo tipo de problemas asociados con el negocio petrolero es el Instituto Americano del Petróleo (API). Esta organización ha producido numerosos estándares de alta calidad, prácticas recomendadas y publicaciones desde las cuales el lector puede tener acceso al estado de arte de estos tópicos.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Los procesos industriales utilizados para convertir un material en otro por medios físicos o químicos, requieren del manejo y/o almacenamiento de grandes cantidades de líquidos en contenedores de variada construcción. La selección del tipo de contenedor o tanque que cumpla su cometido de la manera más satisfactoria, depende del material a almacenar y sus propiedades físico-químicas, de sus requerimientos operativos y volumétricos, del nivel tecnológico disponible para su construcción y de las condiciones regulatorias locales relativas a seguridad, ecología y calidad, garantizando la mayor economía posible en relación con su servicio y vida útil, además de requerir buena apariencia estética.

Los tanques han sido utilizados hace cientos de años, almacenando todo tipo de productos que la sociedad ha requerido para sobrevivir. Inicialmente tanques de madera fueron usados para contener agua, alcohol, aceites y alimentos.

En la actualidad los tanques de acero son probablemente los componentes más versátiles del equipamiento industrial, utilizados para almacenar petróleo, gasolinas, combustibles para aviación, aceites térmicos o comestibles, lubricantes, kerosenes, materiales petroquímicos y sintéticos, agua, etc.; siendo utilizados en docenas de formas, desde el simple almacenamiento hasta tanques con sistemas de calentamiento y decantación, útiles para procesos de separación.

Las áreas petroleras relativas a refinación, terminales de almacenamiento y expendio, transportación, facilidades y producción, en nuestro país requieren de la construcción de decenas de tanques de almacenamiento sobre superficie de

variada capacidad, debido a su creciente demanda¹. Más aun, considerando que sobre el 50% de la población utiliza el agua del subsuelo como fuente de agua de consumo, se incrementa la necesidad de evitar riesgos de filtraciones y daños potenciales de esta fuente de suministro mientras estos tanques enfrentan su proceso de envejecimiento². Esto hace imprescindible el uso de tecnologías con cierto grado de ingeniería que garanticen diseños confiables, hechos a medida y con la flexibilidad necesaria para cumplir requerimientos predefinidos actuales y demandas futuras.

El diseño de tanques de almacenamiento sobre superficie, requiere por tanto de un cabal conocimiento de los procesos industriales en sí, de las metodologías disponibles para el cálculo estructural de todos sus componentes, de la disponibilidad de materiales y métodos de fabricación. Los diseñadores de estos

¹ El resultado de un estudio conducido por API que cubre todos los segmentos de la industria petrolera: venta, refinamiento, transportación y producción; establece las siguientes relaciones porcentuales:

Tabla 1.1 – Número de tanques, rangos de capacidad y material contenido en barriles [15]

Área	%. Tanques	Capacidad almacenamiento	26 a 500	500 a 1 mil	1 mil a 10 mil	10 mil a 100 mil	Más de 100 mil	Crudo pesado	Lube oils	Destilado y gasolina	Agua no potable
Venta	12.64	21.46	11.18	9.856	17.48	39.38	9.945	2.731	0.092	87.99	0.373
Refinación	4.240	41.65	0.620	5.489	22.73	39.93	49.24	40.55	4.209	48.69	1.708
Transporte	1.312	24.51	0.180	0.695	3.470	17.33	40.16	56.33	0.154	39.77	0.322
Producción	81.79	12.36	88.02	83.96	56.32	3.360	0.655	49.58	0.212	8.967	32.63
Total (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	NA	NA	NA	NA

El 82.8% del total de tanques corresponde a la categoría de 26 a 500 bbl, el 6.4% a la categoría de 500 a 1000 bbl y el 0.6% a la categoría de más de 100000 bbl.

² El resultado de un estudio conducido por API que cubre todos los segmentos de la industria petrolera: venta, refinamiento, transportación y producción; establece las siguientes relaciones porcentuales:

Tabla 1.2 – Número de tanques clasificados por su edad de fabricación y operación [15]

Área	0 a 10 años	11 a 20 años	21 a 30 años	Más de 31 años	Facilidades que cumplen regulaciones ambientales SPCC	Facilidades que tienen planes de contingencia
Venta	4.259	7.233	15.12	29.73	91.60	96.00
Refinación	0.918	1.851	3.440	13.02	100.0	97.60
Transporte	0.393	0.746	1.320	3.440	37.30	79.70
Producción	94.43	90.17	80.12	53.81	58.20	47.60
Total (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	NA	NA

El 32.1% del total de tanques corresponde a la categoría de 0 a 10 años, el 26.6% a la categoría de 11 a 20 años.

tanques frecuentemente tienen información esparcida en numerosos libros, periódicos, jornales y notas antiguas; luego, cuando se enfrentan con un problema particular, invierten considerable tiempo tratando de encontrar una solución confiable.

El nivel tecnológico nacional obliga en varias ocasiones a la contratación de empresas extranjeras para la elaboración de diseños y/o fabricación especialmente para el almacenamiento en grandes volúmenes.

1.2 JUSTIFICACIÓN

El diseño de modernos tanques para almacenamiento sobre superficie, requiere de un vasto conocimiento en varios campos especializados, como: mecánica aplicada, resistencia de materiales, mecanismos de fatiga y fractura, metalurgia, transferencia de calor y métodos computacionales.

El diseñador debe utilizar información existente en varios códigos y estándares relativos al diseño, procesos de manufactura, inspección y mantenimiento³, además de considerar requerimientos establecidos por los procesos operativos industriales y por la experiencia de diseñadores, fabricantes y dueños de tanques.

Los códigos y estándares internacionales definen lineamientos mínimos obligatorios que deben ser considerados para el diseño, fabricación, montaje y pruebas de tanques de acero cilíndrico-verticales usados para el almacenamiento

³ Los estándares influyentes en el diseño, fabricación, inspección y mantenimiento:

Tabla 1.3 – Estándares usados en la fabricación, inspección y mantenimiento de Tanques de Almacenamiento sobre Superficie

<p>API SPEC 12B – Specification for Bolted Tanks for Storage of Production Liquids API SPEC 12D – Specification for Field Welded Tanks for Storage of Production Liquids API SPEC 12F – Specification for Shop Welded Tanks for Storage of Production Liquids API RP 12R1 – Setting, Maintenance, Operation and Repair of Tanks in Production Service API STD 620 - Recommended Rules for Design and Construction of Large Welded, Low-Pressure Tanks, Welded Steel Tanks for Oil Storage API STD 650 – Welded Steel Tanks for Oil Storage API RP 651 – Cathodic Protection of ASTs API RP 652 – Lining of Aboveground Petroleum Storage Tank Bottoms API STD 653 – Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction</p>

sobre superficie de líquidos, con el fin de prevenir fugas, derrames o pérdidas catastróficas causadas por corrosión del fondo o cuerpo, fractura frágil o excesivo asentamiento. Sin embargo estos no contemplan diseños para todas y cada una de sus partes, dejando áreas importantes a criterio del fabricante, como son ciertos temas estructurales, de flotabilidad, de estabilidad, de interacción con su base o cimentación, y la interrelación entre ellos; dando libertad de diseño a partes neurálgicas que prácticamente marcan el nivel tecnológico de los fabricantes.

El propósito que tiene el presente trabajo investigativo es facilitar las actividades relativas al diseño mecánico-estructural con especial enfoque sismo-resistente, mediante la selección, desarrollo y uso de información apropiada que haga segura y confiable la fabricación y utilización de cualquier nueva facilidad de tanques de almacenamiento sobre superficie mediante implementación de las siguientes estrategias:

- Reforzamiento del área de ingeniería de diseño de los mismos, mediante la identificación de parámetros y variables en que se fundamenta el diseño de tanques para almacenamiento.
- Provisión de soluciones paso a paso a problemas frecuentes encontrados en su diseño, empezando con principios fundamentales del almacenamiento y dando especial enfoque a principios más avanzados de la ingeniería sismo resistente, necesarios para garantizar su seguridad en áreas susceptibles.
- Agrupamiento de modelos matemáticos en rutinas informáticas de cálculo, para reducción de tiempos empleados en obtención de diseños confiables.
- Elaboración de análisis simplificados para estimación de tiempos, recursos y costos.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO

El presente trabajo enfoca el análisis y diseño sismo resistente de tanques de acero soldado, cilíndrico-verticales para almacenamiento sobre superficie de líquidos, con los siguientes parámetros limitantes y/o de alcance:

Tabla 1.4 – Parámetros límites de alcance a ser considerados en el presente trabajo investigativo.

Ítem	Descripción	Mínimo	Máximo	Comentarios
1	Capacidad geométrica	30 bbl (4.8 m ³)	1'258,000 bbl (200,000 m ³)	
2	Diámetro nominal	6 ft (1.82 m)	350 ft (106.7 m)	
3	Altura	6 ft (1.82 m)	80 ft (24.38 m)	Nominal de cuerpo
4	Presión interna	0 psig (0 kg/cm ²)	15 psig (1.054 kg/cm ²)	
5	Presión externa	0 psig (0 kg/cm ²)	1 psig (0.0703 kg/cm ²)	
6	Temperatura de diseño	-49 oF (-45 oC)	500 oF (260 oC)	
7	Tipo de techo	<ul style="list-style-type: none"> - Cónico auto soportado - Paraguas auto soportado - Domo auto soportado - Toro-esférico auto soportado - Cónico soportado - Flotante de membrana simple - Flotante de membrana doble 		
8	Tipo de fondo	<ul style="list-style-type: none"> - Plano anular - Plano no anular 		
9	Componentes estructurales principales	<ul style="list-style-type: none"> - Sistemas de anclajes - Anillos de compresión de techo e intermedios - Vigas contra viento - Escaleras helicoidales, verticales y rodantes 		
10	Accesorios de seguridad y medición	<ul style="list-style-type: none"> - Válvulas de seguridad, - Instrumentos de medición de volumen, temperatura y presión, - Accesorios de protección contra incendios 		
11	Sistemas complementarios	<ul style="list-style-type: none"> - Protección catódica interna, - Sistemas de limpieza, recubrimientos internos y externos 		
12	Interacción suelo-estructura	<ul style="list-style-type: none"> - Establecimiento de cargas actuantes sobre las fundaciones, - Asentamientos permisibles 		
13	Principales Códigos y Estándares aplicables	<ul style="list-style-type: none"> - API 327, 620, 650, 651, 652, 653, 937, 1104, 2000, 2350, 2U, 2V, 12D, 12F, - UL 142, - AISI E1, E2, AISC-ASD, ASCE/SEI 7, AWS D1.1 		

1.3.1 CARACTERÍSTICAS DE ESTADO BÁSICAS, UNIDADES Y CONVERSIONES

Las características de estado básicas asociadas con el análisis tensional a ser utilizadas son:

- Características geométricas tales como longitud, área, volumen, centroide, centro de gravedad, y momento de inercia;
- Características materiales tales como densidad de masa, módulo de elasticidad, cociente de Poisson, y coeficiente de expansión termica;

- Características de carga tales como fuerza, momento, y distribuciones de la fuerza (e.g., fuerza por unidad longitud, fuerza por unidad de superficie, y fuerza por volumen de unidad);
- Características del análisis tensional tales como deformación, y tensión.

Dos sistemas de unidades básicos se emplearán en el presente trabajo investigativo (tabla 1.5), aunque en el capítulo correspondiente al diseño se preferirán unidades inglesas debido a que la bibliografía mayormente utilizada para la obtención de modelos matemáticos utiliza dicho sistema de unidades.

Tabla 1.5 – Unidades básicas a utilizarse en el presente trabajo investigativo

Parámetro	Sistema Inglés	Unidad Sistema Internacional
Longitud	pulgada (in) o pie (ft)	metro (m)
Área	pulgada cuadrada (in ²)	metro cuadrado (m ²)
Volumen	pie cúbico (ft ³) o barril (bbl)	metro cúbico (m ³)
Momento de inercia	in ⁴	metro a la cuarta (m ⁴) o cm ⁴
Masa	lb-s ² /in	kilogramo (kg)
Fuerza	libra fuerza (lbf)	Newton, N (kg-m/s ²)
Esfuerzo ó Presión	psi (lbf/in ²)	Pascal, Pa (N/m ²)
Temperatura	Grados Fahrenheit (oF)	Grados Kelvin (oK) o Celcius (oC)
Tiempo	segundo (s)	segundo (s)

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Consolidar los conceptos básicos, la práctica industrial y las relaciones teóricas; mediante el desarrollo y la concatenación de modelos matemáticos simplificados útiles para el diseño sismo-resistente de tanques de acero soldado, cilíndrico-verticales para almacenamiento sobre superficie de líquidos.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar herramientas que permitan optimizar diseños y predecir dificultades en la prefabricación y el montaje.

- Utilizar estándares internacionales aplicables e incorporarlos en los modelos de diseño a establecerse.
- Agilitar los procesos de diseño de estos equipos, mediante el desarrollo de modelos matemáticos e inclusión en rutinas informáticas de cálculo que reúnan el resultado de la presente investigación.
- Estimar tiempos, recursos y costos relacionados a las etapas de diseño, prefabricación, montaje y pruebas.
- Enfocar la presente investigación al diseño de tanques utilizados en la industria petrolera.

CAPÍTULO 2

GENERALIDADES

2.1 FUNDAMENTOS

Los tanques son utilizados en innumerables formas, ya sea para almacenamiento o para procesamiento de líquidos, vapores o sólidos. Por ejemplo, son utilizados en unidades de proceso para permitir asentamiento, mezclado, cristalización, separación de fases, intercambio de calor y como reactores. El presente estudio enfocará el almacenamiento de líquidos con planteamientos ocasionales a otras aplicaciones especializadas; sin embargo los principios a tratar tendrán una aplicación general a tanques para otros servicios.

La principal diferencia entre varios tipos de tanques se basa en su ubicación: sobre superficie y bajo superficie. Los primeros permanecen completamente asentados sobre su cimentación, tienen mayor facilidad constructiva y son menos costosos; pudiendo almacenar grandes volúmenes de líquidos. Un caso particular de tanques sobre superficie son los llamados tanques elevados, requieren de una estructura para ser soportados y generalmente se utilizan para la provisión de agua de consumo.

Los tanques bajo superficie almacenan volúmenes limitados a 60.000 galones, debido al efecto compresivo del suelo sobre sus contornos, y al empuje ejercido por el nivel freático que los obliga a flotar si no son anclados adecuadamente. La exposición a medios corrosivos limitan su vida útil, si no están equipados con recubrimientos adecuados. Además requieren de un sistema de monitoreo eficiente, para facilidad de control de fugas. Son muy utilizados para contener combustibles y químicos en estado líquido.

2.1.1 CONCEPTOS BÁSICOS

El tipo de tanque requerido para una aplicación específica, depende principalmente de las propiedades físicas del líquido a almacenar, como son: densidad y gravedad específica, presión de vapor y puntos de ebullición e inflamación, viscosidad, temperaturas de congelamiento o solidificación, velocidad de expansión térmica, corrosividad, presión interna de soluciones multicomponentes, tendencia a formar depósitos, etc. El Apéndice A resume propiedades físicas de líquidos mayormente utilizados en procesos industriales.

Los factores complementarios incidentes en la selección del tipo de tanque son: función, localización geográfica, presión y temperatura de almacenamiento, volumen neto de trabajo, tecnología disponible para diseño y fabricación, disponibilidad de materia prima.

2.1.1.1 Densidad y gravedad específica (density, specific gravity)

La densidad de un líquido incide directamente en el diseño, pues a mayor densidad se requerirá mayor espesor de la pared del tanque. Por tanto, cuando se requiere cambiar el líquido a almacenar, es necesario evaluar el efecto del incremento en la gravedad específica del nuevo líquido, debido al incremento efectivo de la presión hidrostática actuante en la pared del tanque, si es que el nivel de líquido no es reducido proporcionalmente.

La medida de la gravedad específica en la industria petrolera es la gravedad API (grados API), la misma que caracteriza a los distintos tipos de petróleo en el mercado:

$$\text{Grados API} = \frac{141.5}{\text{gravedad específica}} - 131.5$$

2.1.1.2 Temperatura de almacenamiento (operating temperature)

La temperatura de almacenamiento del líquido define el tipo de material a utilizar en la fabricación del tanque, pues a bajas temperaturas se requiere suficiente

resistencia a la fractura frágil y a altas temperaturas, tanto la corrosión acelerada como la expansión térmica son los factores más incidentes en el diseño.

Los tanques son utilizados para almacenar líquidos en un amplio rango de temperaturas, líquidos criogénicos tales como gases licuados de hidrocarburos pueden ser manejados a -330°F (-201.11°C), y líquidos calientes como asfalto son manejados hasta 500°F (260°C). Sin embargo, la mayoría de líquidos son almacenados a temperatura ambiente o con pequeños rangos bajo o sobre ella.

2.1.1.3 Temperatura de autoignición (autoignition temperature)

La temperatura mínima a la cual un combustible expuesto al aire se debe calentar, para comenzar la combustión autónoma sin una fuente de ignición separada. Esto significa que, si ocurre un escape en una línea que contiene productos petrolíferos sobre su temperatura de autoignición, la ignición puede ocurrir independiente de una fuente de ignición.

2.1.1.4 Presión de vapor (vapor pressure)

La presión de vapor de un líquido puro, es igual a la presión de vapor del espacio sobre el líquido en un contenedor cerrado; su valor varía con la temperatura y siempre se incrementa con el incremento de esta. Por tanto la presión de vapor del líquido afecta al diseño y selección del tanque y su techo, a las pérdidas por evaporación y su polución resultante, y para líquidos inflamables define la caracterización de riesgo de incendio.

El incremento en la presión de vapor causa incrementos en las emisiones ambientales, por tanto la EPA establece valores máximos de las presiones de vapor para los tipos de tanques a ser utilizados. El Apéndice B resume la variación de la presión de vapor en función de la temperatura para líquidos mayormente utilizados en procesos industriales.

2.1.1.5 Punto de ebullición (boiling point)

Si la temperatura del líquido almacenado en un contenedor abierto es incrementada hasta alcanzar el valor de su presión de vapor, ocurre la ebullición. El punto de ebullición debe ser conocido para garantizar almacenamientos a temperaturas bastante inferiores que este; además, los códigos contra incendios prohíben el almacenamiento de líquidos flamables o combustibles a temperaturas sobre este punto y definen su grado de peligrosidad.

2.1.1.6 Punto del fuego (fire point)

La temperatura (generalmente algunos grados sobre el punto de inflamación) en la cual un líquido produce bastantes vapores para sostener la combustión.

2.1.1.7 Punto de inflamación (flash point)

Es la temperatura más baja en la cual un líquido emite suficiente vapor para permitir la inflamación de la mezcla aire – vapor cerca de la superficie del líquido. Si la evaporación ocurre a una temperatura inferior, el vapor generado es insuficiente para crear una mezcla flamable. Una fuente de ignición es necesaria para que ocurra la inflamación. Cuando ésta temperatura es superior a la ambiente, los vapores encenderán pero no continuarán quemándose hasta que estén calentados al “punto del fuego”. La temperatura del punto de inflamación puede ser muy baja para los productos petrolíferos volátiles; por ejemplo, el punto de inflamación para la gasolina esta alrededor de - 45°F (- 43°C). El punto de inflamación es uno de los parámetros fundamentales para clasificar el potencial de peligrosidad del líquido, según lo establece la NFPA. En esencia, líquidos con bajos puntos de inflamación son líquidos con alta peligrosidad de incendio.

2.1.1.8 Líquidos inflamables (flammable liquids)

Son aquellos que tienen puntos de inflamación debajo de 100°F (37.8°C) y presiones de vapor que no exceden 40 psia (2068 mm Hg) a 100°F (37.8°C)¹. Se clasifican en:

IA: punto de inflamación debajo de 73°F (22.8°C) y punto de ebullición debajo del °F 100 (37.8°C).

IB: punto de inflamación debajo de 73°F (22.8°C) y punto de ebullición en o sobre 100°F (37.8°C).

IC: punto de inflamación en ó sobre 73°F (22.8°C) y debajo de 100°F (37.8°C).

2.1.1.9 Líquidos combustibles (combustible liquids)

Son aquellos que tienen puntos de inflamación en o sobre 100°F (37.8°C)². Se clasifican en:

II: punto de inflamación en ó sobre 100°F (37.8°C) y debajo de 140°F (60°C)

IIIA: punto de inflamación en ó sobre 100°F (37.8°C) y debajo de 140°F (60°C)

IIIB: punto de inflamación en ó sobre 200°F (93.4°C)

2.1.1.10 Presión interna (internal pressure)

La presión interna³ actuante dentro de un tanque de almacenamiento, causa diferentes valores de esfuerzos, que determinan el espesor de cada componente

¹ Líquidos con presiones de vapor sobre 40 psia (276 kPa) a °F 100 (37.8°C) son considerados gases por NFPA.

² El OSHA utiliza las definiciones de NFPA para inflamable y combustible en la mayoría de los estándares industriales generales. Sistemas alternos usan 140°F (60°C) como el punto de división entre inflamable y combustible según ANSI/CMA Z129. 1-1 994 y las regulaciones del Ministerio de Transporte de los E.E.U.U. y de los Naciones Unidas. El sistema de clasificación de NFPA se utiliza en este documento y es ampliamente utilizado para la protección contra los incendios.

en función de su geometría, pero la región de mayor complejidad en el diseño es la unión del techo con el cuerpo; esto se debe a que existe un desbalance de fuerzas en dicha zona y el techo tiende a separarse del cuerpo.

Cuando el tanque está sujeto a presiones suficientes para dañarlo, la unión del techo con el cuerpo es la primera área que muestra el daño. Pequeñas presiones internas pueden causar grandes fuerzas que deben ser consideradas en el diseño y operación de tanques de tamaño considerable⁴. Cuando el espacio de vapor de un tanque está abierto a la atmósfera, o si es frecuentemente venteado, la presión interna siempre es cero o atmosférica; sin embargo la mayoría de los tanques no están abiertos a la atmósfera, por lo que son provistos con accesorios que permiten el venteo llamados válvulas a presión-vacío (PVSV).

El propósito primario de estas válvulas es el de reducir el flujo libre de aire y vapores hacia o desde el tanque, con el fin de reducir riesgos de incendios y emisiones. Estas válvulas son diseñadas para abrirse cuando la presión interna excede la capacidad de resistencia del tanque y así evitar su daño estructural.

2.1.1.11 Presión externa (external pressure)

La presión externa puede ser extremadamente dañina al tanque, debido a la gran área sobre la que ejerce su influencia, mediante la generación de grandes fuerzas. El resultado de la excesiva presión externa es el pandeo en las paredes del cuerpo o su total colapso. Hay casos en los que altas velocidades de viento han desarrollado suficiente presión externa para derribar y colapsar tanques. La capacidad de vacío o presión externa es controlada por otra parte de la PVSV con el fin de garantizar la vida del tanque.

³ La presión interna es medida en la parte superior del líquido dentro del tanque, porque el líquido en sí mismo ejerce una presión hidrostática que se incrementa a un valor máximo en la base del tanque.

⁴ Por ejemplo una presión de solo 1 pulgada de agua (in WC) en un tanque de 100 pies (30.48 m) de diámetro ejerce una fuerza no menor a 41 000 lb. (18.6 TM) en su techo.

2.1.1.12 Rangos de presión

Los rangos típicos de presiones en tanques de fondo plano, varían entre 1 pulgada de agua (in WC) a 15 libras por pulgada cuadrada (psig), y para vacío varían entre 1 in WC y 1 psig. Si los requerimientos de almacenamiento exceden estos rangos, los tanques deben ser diseñados bajo lineamientos establecidos en otros códigos para recipientes a presión⁵, y su estudio está fuera del alcance del presente trabajo.

2.1.2 CLASIFICACIÓN

No existe un método universal para clasificar los tanques de almacenamiento; sin embargo el más empleado en códigos, estándares y regulaciones internacionales se basa en la presión interna. Este método es útil por su dependencia con las propiedades físicas del líquido, a las cuales los tanques están sometidos, especialmente la presión de vapor que es la que determina la geometría y consecuentemente el tipo de tanque.

Una sub clasificación generalizada para tanques de almacenamiento, se basa en su geometría y se los puede categorizar en: tanques rectangulares abiertos o cerrados, tanques cilíndricos verticales con techos fijos o flotantes, tanques

⁵ Los códigos influyentes en el diseño, fabricación, inspección y mantenimiento de recipientes a presión son:

Tabla 2.1 – Códigos usados en la fabricación, inspección y mantenimiento de recipientes a presión

ASME I - Power Boilers ASME II - Material Specifications ASME IV - Heating Boilers ASME V - Non destructive Examination ASME VIII - Pressure Vessels ASME IX - Welding and Brazing Qualifications ASME X - Fiberglass-Reinforced Plastic Pressure Vessels BSI 1500 - Fusion Welded Pressure Vessels for Use in the Chemical, Petroleum and Allied Industries BSI 1515 - Fusion Welded Pressure Vessels for Use in the Chemical, Petroleum and Allied Industries (advanced design and construction) B-51-M1991 - Code for the Construction and Inspection of Boilers and Pressure Vessels

cilíndricos horizontales con extremos conformados, tanques esféricos y todas sus posibles combinaciones.

El rango de servicio de varios tipos de tanques se traslapa y es difícil hacer clasificaciones distintivas para todas las aplicaciones, pero en general las preferencias industriales referentes al uso son las siguientes:

- Grandes volúmenes de líquidos no peligrosos, así como salmuera y otras soluciones acuosas, pueden ser almacenados en tanques abiertos de bajo costo de acero, maderas o concreto.
- Para almacenamiento de líquidos a presión atmosférica, tanques verticales cilíndricos con fondos planos y techos cónicos son usados frecuentemente (Fig. 2.1).
- Si el líquido es tóxico, combustible o gaseoso en su condición de almacenamiento o si la presión es mayor que la atmosférica, se requiere de un tanque cerrado (Fig. 2.2).
- Las esferas y esferoides se emplean para almacenamiento a presión de grandes volúmenes (Fig. 2.3).
- Para pequeños volúmenes bajo presión, tanques cilíndricos con extremos conformados son los más económicos (Fig. 2.4).



Figura 2.1 Tanque atmosférico con techo cónico



Figura 2.2 Tanques a baja presión con techos domo

El más común es el tanque atmosférico (atmospheric storage tank) que normalmente es operado a presiones internas desde la atmosférica hasta $\frac{1}{2}$ psig.

Los tanques a baja presión (low pressure tanks) son diseñados a presiones desde $\frac{1}{2}$ psig hasta 15 psig. Los recipientes a presión (pressure vessels) exceden presiones de operación de 15 psig.



Figura 2.3 Recipiente a presión - Esferoide



Figura 2.4 Recipiente a presión – Cilíndrico

2.1.3 COMPONENTES PRINCIPALES

La determinación del tipo de tanque adecuado a las necesidades de almacenamiento, depende de las cualidades que ofrece cada uno de sus componentes. Por ejemplo, la forma geométrica del techo clasifica el tipo de tanque y su selección depende del valor de la presión interna requerida⁶.

El cilindro es una de las formas económicas y de fácil fabricación para resistir presión, la mayoría de tanques son cilíndricos en la parte del cuerpo; el problema con los cilindros es que los extremos deben ser cerrados. Los fondos y techos relativamente planos no resisten mucho la presión interna, y conforme se incrementa es necesario usar domos o esferas. La esfera es la forma más

⁶ Efecto de la presión interna en estructuras fabricadas con lámina de acero (tanques y recipientes a presión).- Si una placa plana es sometida al efecto de la presión en uno de sus lados, ésta debe ser construida lo suficientemente gruesa para resistir la flexión visible o deformación. La membrana ligeramente inclinada que forma un techo cónico de un tanque típico es construida de acero de 3/16 pulgadas de espesor, por tanto, no puede resistir más que unas pocas pulgadas de columna de agua de presión. En tanques grandes, el efecto de la presión interna obliga al fabricante a seleccionar para el techo formas más convenientes y así optimizar costos a través de la disminución de espesores y facilidad de fabricación.

económica para almacenamiento a presión interna en términos de espesor, pero por su dificultad constructiva se prefieren techos en forma de domo o paraguas.

2.1.3.1 Tanques con techo fijo (fixed roof tanks)

Miles de tanques con techos fijos han sido diseñados, fabricados y construidos desde 1893; en la actualidad son preferentemente fabricados de acuerdo a tamaños típicos definidos en el Apéndice C, cumpliendo requerimientos individuales de almacenamiento.

Estos tanques resuelven la necesidad básica de almacenamiento de grandes cantidades de productos de baja volatilidad⁷, con mínima cantidad de capital invertido en las industrias petroleras, químicas, alimenticias y otras. Mantienen su altura constante e independiente del nivel de líquido contenido, existiendo un espacio con mezcla de aire y vapor sobre la superficie del líquido. Generalmente se construyen con el fondo plano o con una ligera inclinación desde o hacia su centro geométrico, su diseño considera el tipo de fundación y condiciones del suelo⁸, requerimientos de corrosión permisible y condiciones especiales de carga (altos vientos y sismo). Se utilizan diseños especiales para almacenamiento de alimentos, bebidas y químicos, utilizando eventualmente aceros inoxidable o aluminio.

2.1.3.1.1 Tanques con techo cónico (cone roof tanks)

Estos tanques tienen cuerpos cilíndricos, con un eje de simetría vertical (Fig. 2.5). Su fondo es usualmente plano y su parte superior está formada por un cono de

⁷ Con puntos de ignición superiores a 150oF.

⁸ Las condiciones del suelo y su costo factores influyentes en la selección de las dimensiones del tanque. Sobre suelos pobres, los tanques tienen poca altura y grandes diámetros para conseguir economía, debido al costo que tendrían las fundaciones. Cuando el costo del suelo es elevado, sin embargo, el espacio adicional requerido para un tanque de gran diámetro puede traducirse en un mayor costo que el que tendrían las fundaciones de un tanque de gran altura.

poca inclinación que dependiendo del diámetro pueden ser auto soportados (self supported cone roof) o requerir de una estructura interna de soporte (supported cone roof) (Fig. 2.6). Son ampliamente usados para almacenamiento de grandes cantidades de líquidos gracias a su economía en fabricación, y por el número disponible de fabricantes capaces de construirlos.

Los tanques con techo cónico auto soportado tienen mínimas obstrucciones internas, son relativamente económicos, convenientes para protección anticorrosiva interna con la aplicación de recubrimientos y se facilita la eventual instalación de un techo flotante interno.



Figura 2.5 Tanques con techo cónico

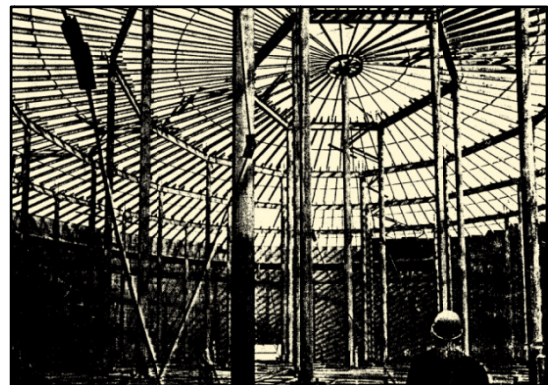


Figura 2.6 Estructura interna del techo cónico

2.1.3.1.2 Tanques con techo tipo paraguas (umbrella roof tanks)

Los tanques con techo tipo paraguas son similares a los cónicos, con similitud geométrica a los paraguas y de ahí su nombre. Son construidos en diámetros mayores a 60 pies y pueden ser autos soportados, es decir sin columnas de soporte que lleguen desde el fondo del tanque (Fig.2.7).

2.1.3.1.3 Tanques con techo de domo (dome roof tanks)

Los tanques con techo de domo son similares a los tipos paraguas, excepto que los domos son cercanamente parecidos a una superficie esférica (Fig.2.8).

Los techos de domo o paraguas facilitan la aplicación de recubrimientos internos, y son útiles para servicio en condiciones corrosivas (así como para almacenar azufre). Se utilizan para almacenar productos a presiones de hasta 15 psig. Pero son más costosos que los techos cónicos, especialmente los de grandes diámetros.

Eventualmente pueden requerir de una estructura interna de soporte, no pueden ser contruidos con una junta frágil⁹, y son recomendables para almacenar líquidos con altas presiones de vapor, si disponen de un adecuado sistema de recuperación de vapor.



Figura 2.7 Tanque con techo tipo paraguas

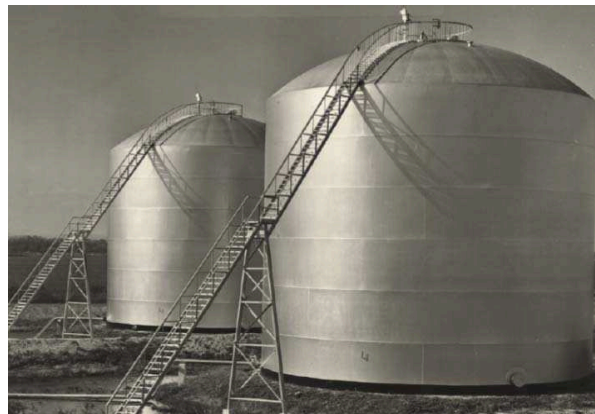


Figura 2.8 Tanques con techo de domo

2.1.3.1.4 Tanques con techo de domo geodésico de aluminio (*geodesic dome roof tanks*)

Un tipo particular de techo domo es el domo geodésico de aluminio¹⁰, desarrollado en 1970. En la actualidad varias industrias instalan tanques de almacenamiento para cualquier tipo de líquido, gracias a sus superiores condiciones anticorrosivas

⁹ La unión soldada del techo en la parte superior del cuerpo del tanque, es normalmente diseñada para fallar o desoldarse en caso eventual de excesiva presión interna, y así evitar el colapso total del tanque y derrames del líquido almacenado. Esta unión debe cumplir requisitos específicos de diseño y construcción establecidos en el API. Cuando falla la unión por sobre presión se la denomina junta frágil.

¹⁰ Los tanques con techo geodésico de aluminio tienen similares ventajas de los cónicos, y domos autos soportados, no requieren de la aplicación de recubrimientos internos o externos, su instalación puede hacerse con el tanque en servicio.

y facilidad constructiva en cualquier diámetro, aunque se prefieren en tanques desde 20 pies hasta 200 pies (Fig. 2.9).

La mayoría de domos de aluminio son instalados sobre techos flotantes, hay una tendencia a instalarlos en lugar de techos cónicos fijos, por requerimientos de la EPA referentes a la recuperación de vapores que contaminan el ambiente. Debido a la significativa demanda de este tipo de techos, el API 650 incluye un apéndice exclusivo para establecer criterios mínimos de diseño y construcción.

Estos domos están formados por láminas delgadas de aluminio o paneles, soportados por perfiles estructurales que tienen arreglos triangulares, y forman un arreglo general esférico. La estructura es totalmente pre-ensamblada con pernos en el suelo, para luego ser levantado completamente sobre el tanque.

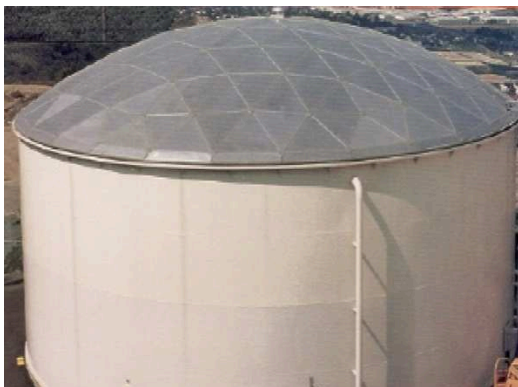


Figura 2.9 Techo geodésico de aluminio

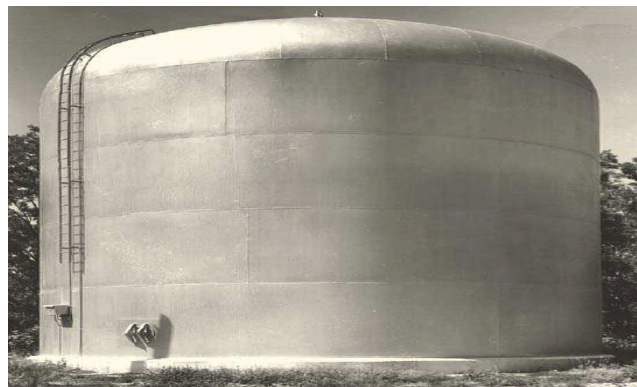


Figura 2.10 Techo domo rebordeado (knuckle radius)

Las principales ventajas de los domos geodésicos de aluminio son:

- Su estructura no requiere instalar columnas de soporte dentro del tanque, por lo que se reducen las emisiones.
- Su uso es económicamente competitivo, y en casos específicos tiene menor costo para cubrir un determinado tanque. Su competencia económica se basa en la consideración de los costos de mantenimiento.
- Aísla el techo flotante de los efectos ambientales (agua, viento, cargas externas).

- Mantiene la pureza del producto, evitando la infiltración del agua e impurezas a través del sello del techo flotante, particularidad imprescindible para almacenamiento de alcohol, éter, gasolina, aditivos, etc.
- Usado para tanques que requieren pequeñas presiones internas de hasta 9 pulgadas de agua (in WC).

2.1.3.1.5 Tanques con techos especiales

Otros tipos de tanques con techos fijos, básicamente combinan las alternativas geométricas descritas, y tienen aplicaciones específicas y/o de carácter arquitectónico (Figs. 2.10, 2.11, 2.12, 2.13).

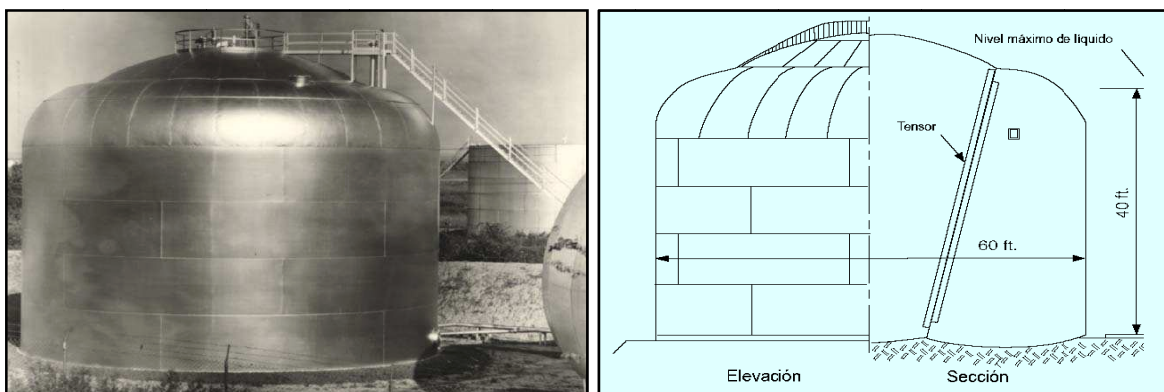


Figura 2.11 Tanque con techo de domos anidados y cuerpo cilíndrico (noded hemispheroid)

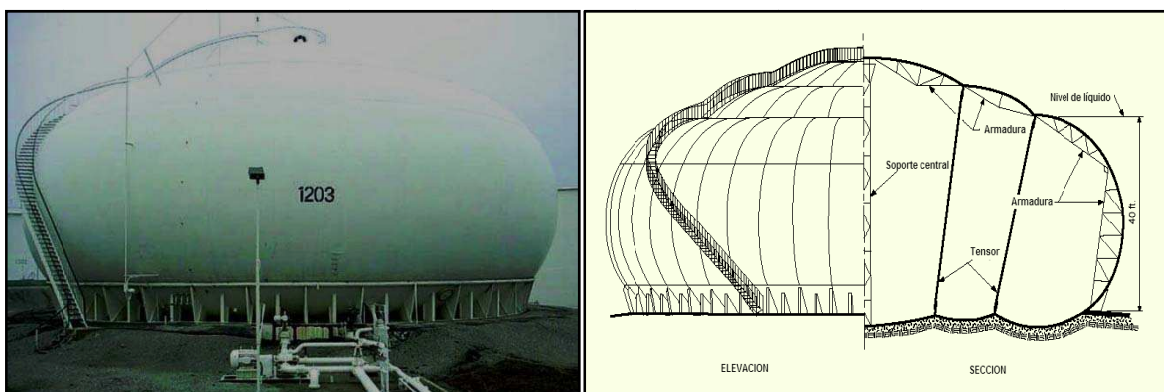


Figura 2.12 Tanque con techo de domos anidados y cuerpo toroidal (noded spheroid)



Figura 2.13 Tanque de techo cónico con domo de vapor (vapor dome roof)

2.1.3.2 Tanques con techo flotante (floating roof tanks)

El techo flotante fue desarrollado en 1920, con el fin de reducir pérdidas por evaporación del producto alojado en el espacio de vapor de los tanques de techo fijo. Además de reducir las emisiones de líquidos orgánicos volátiles almacenados, ayuda a disminuir el potencial de explosión en el espacio de vapor, y elimina la posibilidad de ocurrencia del fenómeno de sobre hervido que ocurre en tanques de techo fijo¹¹.

Literalmente miles de tanques con techo flotante están operando alrededor del mundo, algunos de los cuales están en operación continua desde hace 50 años, por lo que la selección adecuada del tipo de techo flotante aminora el riesgo potencial de problemas durante la operación diaria e incide en el tiempo de vida útil del conjunto.

Existe una continua demanda en la implementación de tanques con techo flotante para almacenamiento de un amplio rango de productos, especialmente para petróleo y derivados de acuerdo a regulaciones estatales; gracias a su seguridad, efectividad y economía en almacenamiento de productos volátiles con presiones de vapor entre 1.5 psia y 11.1 psia¹².

¹¹ Las emisiones en tanques con techo fijo, resultan de la evaporación, de operaciones de vaciado y llenado y del respiro inducido por cambios en la temperatura ambiental y presión atmosférica.

¹² Según lo definido en US Environmental Protection Agency (USEPA) in 40CFR60.110, Sub parts K, Ka y Kb.

Los tanques con techo flotante tienen un cuerpo cilíndrico vertical al igual que los tanques con techo fijo, pero su techo es una cubierta relativamente plana que flota sobre la superficie del líquido.

La cubierta flotante o techo, es un disco estructural que tiene suficiente capacidad para flotar bajo condiciones ambientales extremas, y mantiene una separación entre 8 y 12 pulgadas con el cuerpo para facilitar su movimiento vertical ascendente o descendente; esta separación es sellada con un accesorio llamado sello anular.

Cuatro condiciones inciden en la evaporación y pérdida del producto almacenado en un tanque: temperatura del líquido, espacio de vapor sobre el líquido¹³, ventilación del espacio de vapor, área disponible de la superficie del líquido (Fig. 2.14).

Los principales factores responsables de reducir estas pérdidas son: la flotación del techo sobre el líquido, y el sello que cierra el espacio anular entre el techo y la pared del tanque. Esto reduce a un mínimo la superficie libre del líquido y el volumen de vapor susceptible de emisión bajo ciertas condiciones de operación¹⁴,

¹³ En general, para cualquier líquido almacenado en un contenedor con un espacio abierto sobre la superficie del líquido; una porción del líquido se evaporará y este vapor migrará desde la superficie del líquido al espacio de vapor. El proceso continuará hasta que el espacio de vapor se satura con producto evaporado alcanzándose el equilibrio, luego del cual no habrá más evaporación hasta que una de las condiciones se altere. Las condiciones de saturación son específicas para cada producto almacenado en función de su composición y su temperatura. El petróleo es generalmente una mezcla de diferentes hidrocarburos y su proceso de evaporación es más complejo, evaporándose primero los productos más volátiles y continuando su proceso hasta alcanzar la saturación de la mezcla. Las propiedades de saturación de cualquier mezcla conocida de hidrocarburos pueden ser calculadas y utilizadas para predecir las velocidades de evaporación a diferentes condiciones de almacenamiento.

¹⁴ Cuando el líquido en el tanque está por debajo de la mínima posición del techo flotante, se convierte en un techo soportado en una posición fijada por la altura de sus columnas de soporte. Consecuentemente, cualquier espacio entre el nivel de líquido y el fondo del techo flotante, reacciona de forma similar a los tanques con techo fijo. Cuando el líquido es bombeado al tanque, una mezcla de vapor-aire alojada bajo el techo flotante venteará hasta que el techo flote; durante esta operación, cualquier mezcla de vapor-aire con cierta flamabilidad es vulnerable a ignición. La mezcla vapor-aire sobre el techo flotante es disipada rápidamente en tanques con techo abierto pero pueden demorar su disipación por un periodo corto en tanques con techo flotante interno.

llegando a reducir dicha pérdida hasta en un 98%. Cuando el techo está diseñado de forma que todas sus superficies estén en contacto con el líquido, la corrosión también es minimizada.

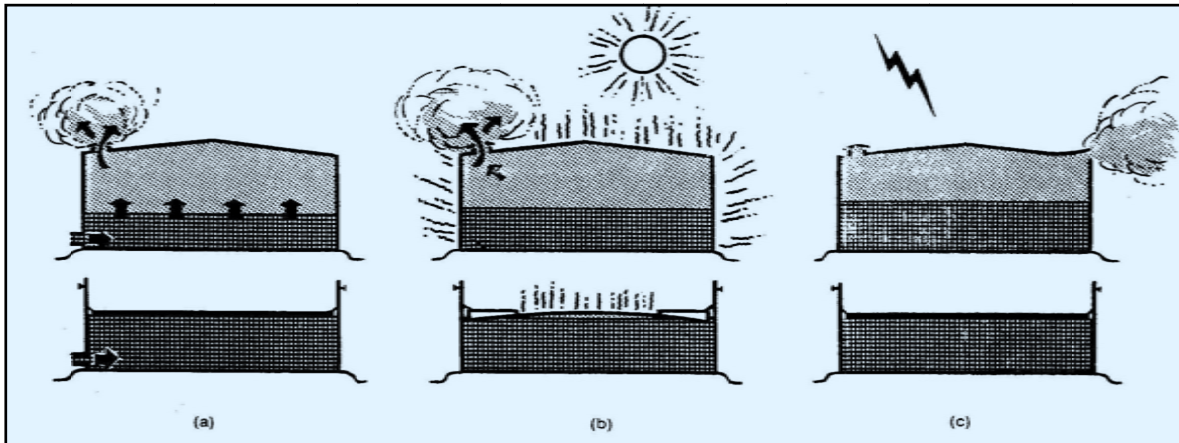


Figura 2.14 Emisión de vapores por efectos térmicos y de operación en tanques con techos fijos y flotantes.- (a) Salida de vapores debido al ingreso de producto, (b) Salida de vapores debido al calentamiento superficial del tanque, (c) Salida de vapores debido al exceso de presión interna por condiciones ambientales.

Un techo flotante es una estructura compleja, su diseño requiere análisis preliminares rigurosos desarrollados en modelos de computadora, y luego verificados con pruebas a escala, que incluyen análisis de tensión y deflexión, mientras se aplican condiciones de carga, establecidas en los códigos y estándares de diseño.

El techo flotante puede tener diferentes diseños geométricos, pero su principal clasificación es establecida en función de su exposición al medio ambiente:

- Techos flotantes externos (external floating roofs - EFRs)
- Techos flotantes internos (internal floating roofs - IFRs)¹⁵ (Figs. 2.15, 2.16).

Los requerimientos mínimos para su diseño y construcción son definidos en los apéndices C y H del API.650 y en el British Standard BS2654.

¹⁵ Los tanques de techo fijo pueden convertirse en tanques con techo flotante interno, mediante su instalación dentro del tanque. Similarmente tanques de techo flotante externo pueden convertirse en tanques con techo flotante interno, mediante la instalación de un techo fijo o uno geodésico de aluminio.

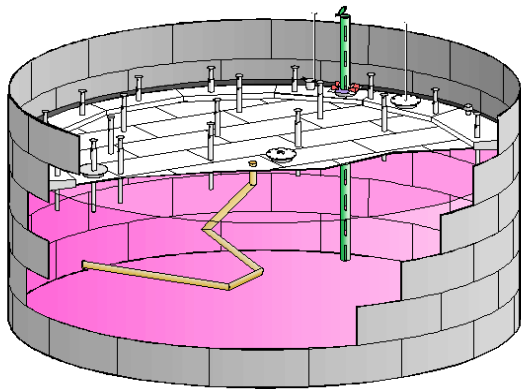


Figura 2.15 Tanque con techo flotante externo

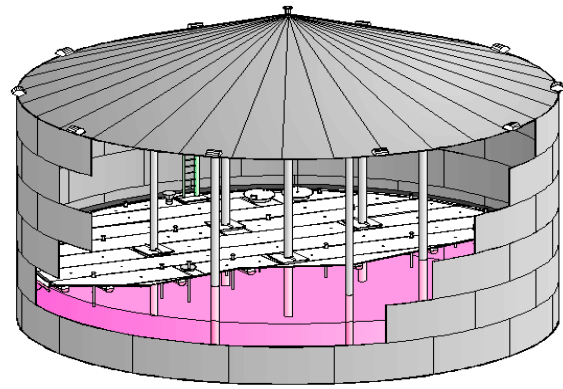


Figura 2.16 Tanque con techo flotante interno

Los principios básicos de diseño para todos los tipos de techos flotantes son: requerimiento de flotabilidad sobre líquidos de gravedad específica de 0.7; garantía de contacto completo con el líquido para minimizar evaporación y corrosión; diseño del techo y accesorios que permita un amplio rango de movimiento del techo durante operaciones de llenado y descarga; reducción de las emisiones al mínimo posible; vida extendida de servicio con mínimo mantenimiento.

La exposición al ambiente define los requerimientos operativos principales para los techos flotantes externos; por tanto, las condiciones de diseño para techos externos son más severas por el contacto con lluvia, viento, cargas muertas y vivas, debiendo garantizar una mayor capacidad de flotación. El producto o líquido a almacenarse, los requerimientos operativos o condiciones de servicio, la corrosión, y el volumen de almacenamiento; son factores influyentes en la selección adecuada del tipo de techo.

En vista de que el techo flotante es una estructura en movimiento, requiere de inspección regular para asegurar su operación.

Los techos flotantes externos se sub clasifican principalmente en: techo tipo bandeja; techos con membrana simple y flotador anular; y techos con doble membrana.

2.1.3.2.1 Techos flotantes tipo bandeja (pan type floating roofs)

Su flotabilidad se debe al anillo perimetral del techo, un simple agujero en la membrana causa su hundimiento. Estos techos son permitidos por los códigos, pero no son recomendados por problemas de seguridad.

2.1.3.2.2 Techos flotantes de membrana simple (single deck floating roofs o pontoon type)

Los techos de membrana simple, son muy utilizados por su menor costo constructivo en tanques con diámetros de 30 a 200 pies, a pesar que pueden emplearse para diámetros de hasta 300 pies en zonas con poco viento¹⁶. En su periferia tienen un flotador anular (pontoon) con compartimentos internos que proveen suficiente flotabilidad para enfrentar condiciones de carga extremas (Fig. 2.17).

Desde su creación en 1929, han sido optimizados en su diseño hasta alcanzar suficiente estabilidad, y reducir la posibilidad de evaporación debajo de su cubierta, gracias al aislamiento proporcionado por la cámara de aire del flotador anular.

El diseño mejorado en 1954, cumple los requerimientos establecidos en el API:

- Soportar 25 libras/pie² (psf) de carga viva, más 10 pulgadas de agua sobre su membrana producida en 24 horas de lluvia continua y con el drenaje inoperando¹⁷.

¹⁶ En tanques con diámetros mayores a 200 pies, el viento puede causar ondulaciones de la membrana, provocando fatiga en las soldaduras y su consecuente rotura. Además, es difícil mantener un buen drenaje por la excesiva flexibilidad. A causa de la flexibilidad, las burbujas de vapor pueden almacenarse en la parte central de la membrana que dan como resultado problemas de corrosión y un excesivo levantamiento de la zona central.

¹⁷ El drenaje primario para eliminación de agua lluvia en tanques menores a 120 pies, es construido a partir de tubería rígida o flexible de 3 pulgadas de diámetro nominal, y para tanques de mayor diámetro de 4 pulgadas.

- El volumen de su flotador debe mantener el techo flotando a pesar de que la membrana y dos compartimentos estén inundados.
- Las piernas de soporte temporal deberán soportar por lo menos el doble de la carga muerta, más la carga viva aplicada, debido a que no todas las columnas se asientan uniformemente en el fondo del tanque. Las piernas usualmente tienen dos posiciones para asentar el techo: una en posición alta para mantenimiento y otra en posición baja para operación normal.
- El techo debe tener venteo de presión y vacío, para permitir la expansión y condensación del vapor producido por efectos ambientales y de operación.

El área del flotador puede cubrir desde el 35% del área total del techo en tanques con diámetros pequeños hasta el 20% en tanques de grandes diámetros, y su diseño mantiene una inclinación hacia arriba para permitir el alojamiento de los vapores debajo de la membrana.

Es muy utilizado para almacenamiento de líquidos con alta presión de vapor, tiene buena flotabilidad y fácil reparación con el tanque en operación, pero su diseño dificulta el eventual aislamiento del techo.

Como variante pueden incluirse flotadores cilíndricos o rectangulares sobre la membrana central, para proporcionar una mayor flotabilidad y eliminar el riesgo de pandeo en el techo inundado, tienen menor costo que el de doble cubierta, y son generalmente utilizados en tanques mayores a 200 pies de diámetro (Fig. 2.18).

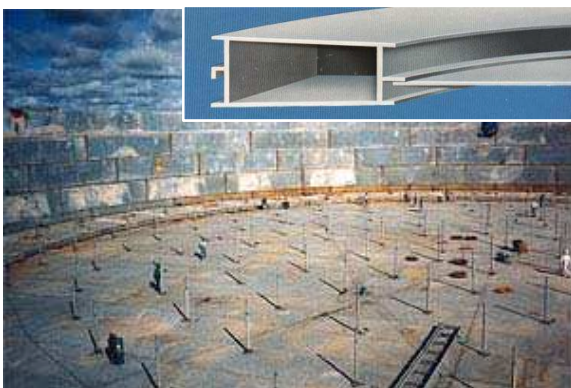


Figura 2.17 Techo flotante externo de simple membrana

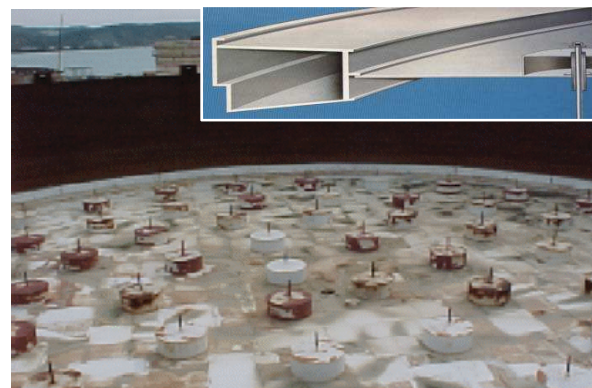


Figura 2.18 Techo flotante externo de simple membrana con flotadores cilíndricos

2.1.3.2.3 Techos flotantes de membrana doble (double deck floating roofs)

Este techo es el más pesado pero con mayor durabilidad que todos los otros techos. Son preferiblemente construidos desde el punto de vista económico, para tanques de hasta 30 pies o sobre los 200 pies de diámetro. Mantiene buena rigidez bajo condiciones normales, y por consiguiente el drenaje es adecuadamente controlado en tanques de gran diámetro. La cubierta superior se construye inclinada hacia el centro para facilidad de drenaje (Fig. 2.19). Elimina prácticamente la evaporación gracias a sus dos cubiertas que producen una cámara de aire que aíslan al líquido del calor solar.



Figura 2.19 Techo flotante externo de doble membrana

Entre sus principales características están:

- Su diseño facilita el eventual aislamiento.
- Convenientes para almacenamiento de líquidos con altas presiones de vapor.
- Fácil reparación de sus accesorios con el tanque en operación.
- Tienen excelente flotabilidad bajo cargas externas importantes.
- Son más costosos que los de membrana simple, debido a su mayor peso y dificultad constructiva.
- Ocupan mayor volumen dentro del tanque, reduciendo así la capacidad útil de almacenamiento.
- El diseño del techo provee suficiente volumen del flotador, para mantener el techo flotando con dos compartimentos inoperables por inundación.

- Se instalan generalmente drenajes de emergencia por seguridad.
- Un drenaje central es utilizado en techos de hasta 190 pies de diámetro, y varios drenajes en caso de diámetros mayores.

Si bien, su estructura tiene considerable rigidez, este techo debe ser suficientemente flexible para alojar vapor del producto almacenado de forma similar al techo de cubierta simple. Existen varios modelos geométricos y estructurales, dependiendo de cada fabricante, los que influyen en su estabilidad mecánica y eficiencia.

2.1.3.2.4 Techos flotantes internos (internal floating roofs)

El techo flotante fue originalmente desarrollado para tanques abiertos o expuestos al ambiente, pero un sistema muy utilizado en la actualidad consiste en la instalación de membranas flotantes internas en tanques de techo fijo, aprovechando así las ventajas de los dos tipos de techos. Este techo se prefiere cuando se requiere reducir considerablemente la evaporación del producto almacenado.

Las condiciones de diseño de un techo flotante interno, difieren significativamente de las de un techo flotante externo, y la mayor diferencia está en la eliminación de cargas externas generadas por las condiciones climáticas. Otras diferencias están en los accesorios propios requeridos en cada tipo de techo. Por ejemplo, no se requiere sistemas de drenaje de agua lluvia, eliminándose así su mantenimiento y permitiendo operar el techo a niveles más bajos.

La mayoría de las condiciones de diseño son controladas gracias al techo fijo, por tanto se tienen más opciones de diseño y pueden construirse las membranas internas de aluminio o plástico reforzado con fibra.

Los productos almacenados en estos tanques, pueden tener volatilidad similar a los almacenados en tanques con techo flotante de cubierta doble; aunque, un

techo flotante interno con cubierta simple, es más vulnerable a perforaciones en caso de uso impropio o con mantenimiento inadecuado. Para almacenamiento de líquidos a bajas temperaturas, el techo puede aislarse externamente. En la práctica, el espacio entre los dos techos, no contiene mezclas flamables, excepto en un tiempo corto inmediatamente después de que el producto es bombeado con el tanque vacío.

Se deben tomar precauciones en operaciones sucesivas de mezcla y almacenamiento de líquidos con considerable contenido de gas, para prevenir severa agitación del producto debajo del techo flotante, produciendo salpicaduras en la periferia del sello y en las aberturas de los soportes. Los techos flotantes internos se clasifican en:

Techos tipo sartén (pan type) son fabricados de lámina metálica, con su extremo doblado hacia arriba para permitir su flotación. Tienen bajo costo constructivo, son utilizados para productos de baja presión de vapor, propensos al volteo y hundimiento por su limitada capacidad de flotación en condiciones extremas. No recomendables cuando se prevén altas velocidades de llenado u operaciones de mezclado (Fig. 2.20),

Techos tipo sartén con compartimientos (bulkhead pan type) tienen similitud geométrica al anterior, sus compartimientos anulares abiertos mejoran la capacidad de flotación (Fig. 2.21).

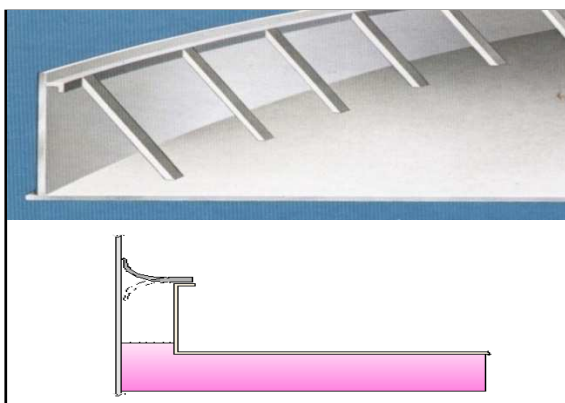


Figura 2.20 Techo flotante tipo sartén

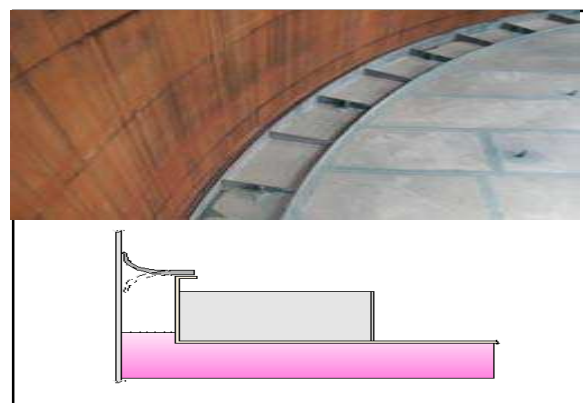


Figura 2.21 Techo flotante tipo sartén con muros

Techos tipo cáscara y flotador (skin and pontoon) son usualmente contruidos de una lámina de aluminio, soportada por una serie de flotadores tubulares. Disminuyen la evaporación del producto almacenado, cumpliendo requisitos establecidos en regulaciones ambientales. Mantienen un espacio de vapor de unas 6 pulgadas entre el líquido almacenado y la lámina de aluminio (Fig. 2.22). Pueden presentar problemas como resultado de inadecuados detalles de diseño, causando roturas de los flotadores o su estructura de soporte. La perforación de los flotadores es frecuente mientras se realizan trabajos de soldadura por reparaciones en el tanque.



Figura 2.22 Techo flotante tipo cáscara y flotador

Techo tipo paneleado (honeycomb) su geometría está formada por celdas poligonales que le dan la apariencia de una colmena, sus paneles están unidos a una estructura de aluminio que sirve de sello. Flota en contacto completo con la superficie del líquido, por lo que no tiene vapores peligrosos atrapados y reduce la emisión al ambiente. Su construcción modular facilita la instalación y su inherente flotabilidad (su peso es menor a 1 libra por pie cuadrado), le permite resistir considerables cargas externas. El aluminio que lo conforma, garantiza seguridad anti incendios, durabilidad y estabilidad estructural. El bajo costo de instalación y mantenimiento, produce incrementos en la productividad y pronto retorno de la inversión. Es recomendable para tanques entre 12 y 400 pies de diámetro, tiene durabilidad en servicio de 30 años, y es compatible 100% con productos aromáticos (Fig. 2.23).

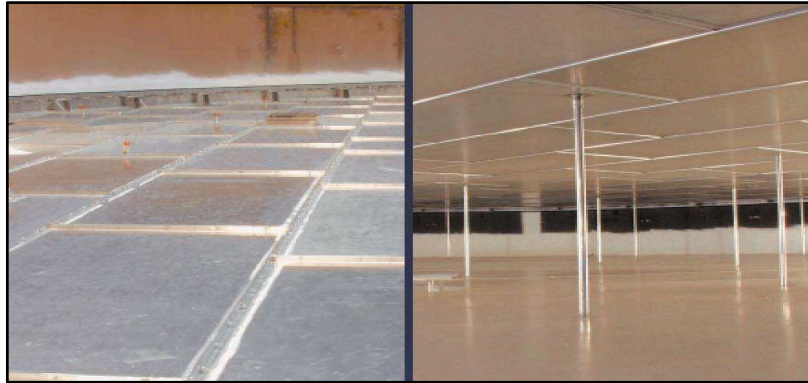


Figura 2.23 Techo flotante paneleado

Techo tipo plástico intercalado (plastic sándwich) está formado con paneles de espuma de poliuretano rígido, intercalados con capas plásticas (Fig. 2.24).

Techo tipo híbrido (hybrid deck) es similar al techo flotante externo de membrana simple, pero con mejores características de flotabilidad, gracias a sus compartimientos centrales (Fig. 2.25).

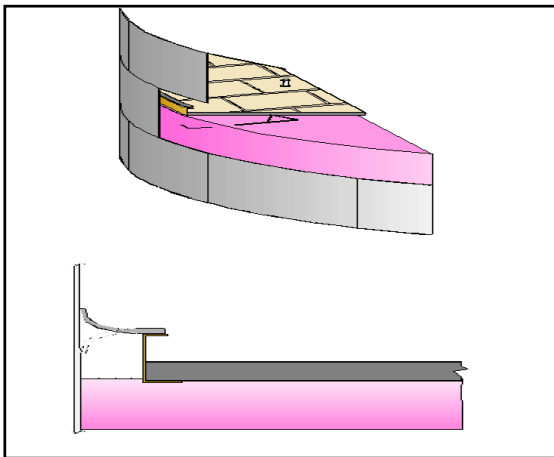


Figura 2.24 Techo flotante tipo plástico intercalado

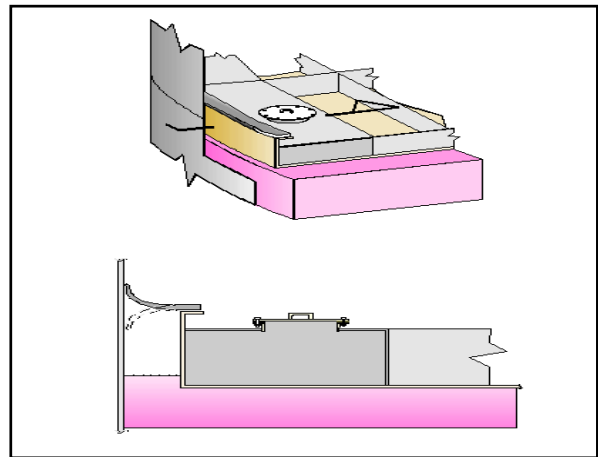


Figura 2.25 Techo flotante híbrido

2.1.3.2.5 Sellos anulares para techos flotantes (rim seals)

Los tanques con techo flotante interno (internal floating roof tanks - IFRTs) o externo (external floating roof tanks - EFRTs), usan sellos anulares para confinar el espacio entre el techo flotante y la pared del tanque. Su uso reduce emisiones y

pérdidas por evaporación, mantiene el producto puro y reduce la cantidad de agua que ingresa al tanque desde el exterior, limpia la pared interna y mantiene al techo centrado en el tanque.

Los sellos están sujetos a condiciones severas de operación, deben tener capacidad para acomodarse a irregularidades e imperfecciones de la pared del tanque, y garantizar hermeticidad y movimiento libre del techo, conforme cambia el nivel del líquido almacenado.

Los techos flotantes externos usan uno o dos sellos simultáneamente, llamados primario y secundario. El sello primario es instalado en la parte inferior, y el secundario va sobre él. Si se instala solo un sello, este es llamado primario indistintamente de su ubicación superior o inferior. El sello secundario también provee una reducción de emisiones de vapores al ambiente.

Los sellos primarios se clasifican en: sellos de pie mecánico, sellos toroidales resilientes y sellos limpiadores flexibles (Fig. 2.26). Una sub clasificación para los sellos primarios en función de su ubicación es: montado sobre líquido y montado sobre vapor; el primero ingresa dentro del líquido almacenado, y el segundo permanece sobre la superficie. Por ejemplo, los sellos de pie mecánico normalmente van montados sobre líquido, mientras que los sellos secundarios son montados sobre el vapor.

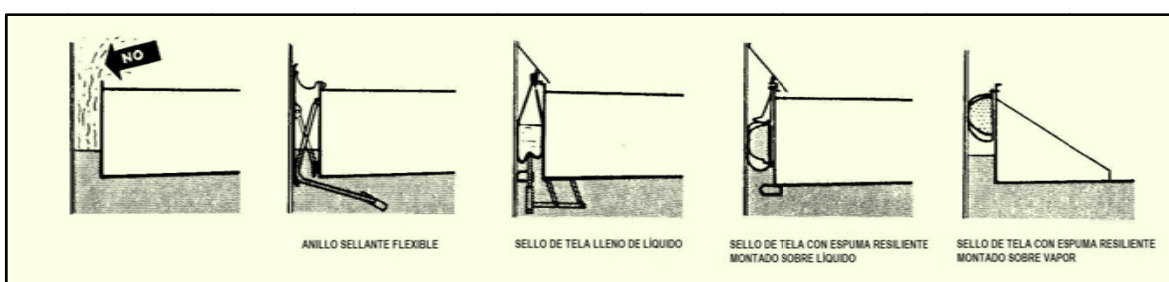


Figura 2.26 Tipos de sellos utilizados para tanques con techos flotantes internos y externos

Los requisitos que deben cumplir los sellos, así como su cantidad requerida para una aplicación particular, están regulados ampliamente por la EPA y las agencias locales.

Existen varias reglamentaciones referentes al uso, inspección y mantenimiento de sellos; se pueden hacer algunas generalizaciones utilizando como requisitos mínimos los establecido en el NSPS. Generalmente, los tanques utilizan un sello primario montado sobre líquido, y un sello secundario montado sobre vapor.

El espacio anular entre el techo y el cuerpo del tanque, está regulado por los códigos de diseño, y generalmente tiene 8 pulgadas de ancho y se incrementa a 12 pulgadas para tanques con más de 270 pies de diámetro.

Desde 1923 se equipan techos flotantes con sellos primarios de 'pie mecánico', formados por una membrana vertical construida de una placa metálica delgada¹⁸, que mantiene contacto permanente con el cuerpo del tanque, gracias a un mecanismo elástico que ejerce constante presión sobre ella, y está formado por tijeras de pantógrafo y resortes de acero inoxidable. El pantógrafo mantiene automáticamente el techo centrado dentro del tanque, y si el techo pierde su centro, la presión de las tijeras se incrementa en el lado angosto del espacio anular, para corregir automáticamente la localización del techo.

El diseño del mecanismo elástico que provee la fuerza radial necesaria al pie metálico, varía de un fabricante a otro, y entre los sistemas convencionales está el uso de pesas, resortes helicoidales y/o resortes de hojas. El fondo del sello metálico primario se extiende debajo de la superficie del líquido, para encerrar los vapores entre el sello y el techo (Figs. 2.27, 2.28).

En su parte superior se instala una tela resistente al medio ambiente, que sella el espacio entre el pie y el anillo externo del techo flotante, para restringir escapes de vapor del producto almacenado. El tipo de tela varía según los requerimientos

¹⁸ La lámina de metal tiene un espesor de galga 16 o 18 y está conformada en acero inoxidable o galvanizado en secciones de 12 pies de longitud y de 3 o 4 pies de ancho. Sus extremos tienen un ligero doblado para prevenir su enclavamiento sobre imperfecciones y soldaduras del tanque. La altura del pie está definida en las regulaciones y estándares, y en general su extremo superior dista 24 pulgadas de la superficie del líquido. La experiencia demuestra que este ancho provee un adecuado sello del espacio anular, y una buena estabilidad mecánica. Para proveer continuidad entre las secciones metálicas que forman el pie y superar las irregularidades de la pared del tanque, algunos fabricantes usan uniones traslapadas unidas con pernos.

del servicio, generalmente se fabrica de uretano, vinil o teflón, y debe ser reemplazada con el cambio de servicio del tanque.

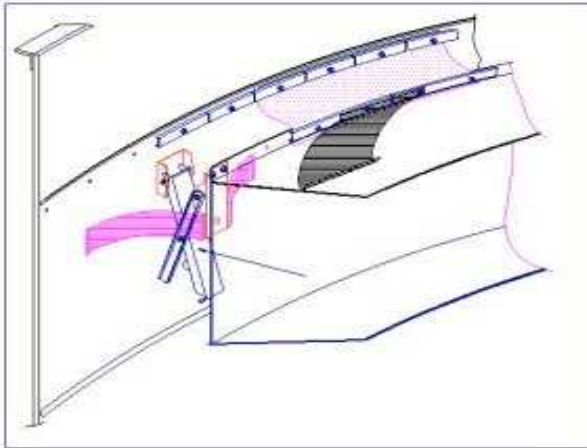


Figura 2.27 Sello de pie metálico con pantógrafo para techo flotante externo

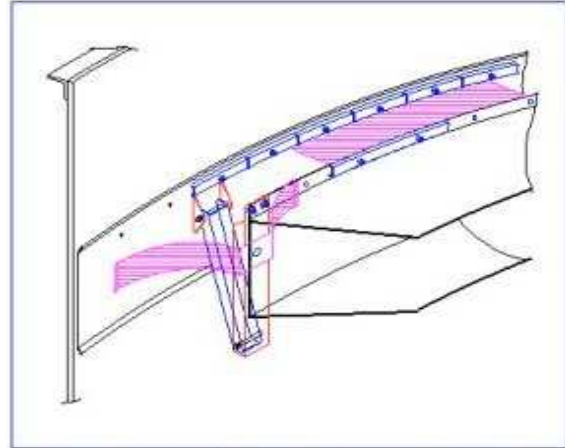


Figura 2.28 Sello de pie para techo flotante interno de aluminio

Para la selección adecuada del sello de pie metálico, se debe considerar por una parte el detalle de montaje del mecanismo que ejerce la fuerza radial sobre el flotador, evitando roturas en la lámina del techo, y por otra la posibilidad de reparación o reemplazo del sello y sus componentes con el tanque en servicio.

Los sellos de pie mecánico pueden tolerar variaciones locales de hasta 5 pulgadas en el sentido radial del tanque, cuando el ancho anular elegido es de 8 pulgadas. Cuando se prevén mayores variaciones radiales, los fabricantes proveen secciones especiales que garantizan el buen comportamiento del sello en dichas condiciones. Aunque el sello de pie mecánico es más costoso que cualquier otro tipo de sello, su resistencia y funcionalidad hacen que los fabricantes de tanques lo prefieran ampliamente.

Un sello flexible continuo normalmente se adjunta sobre el sello metálico, y es llamado sello secundario. Es fabricado a prueba de agua y resistente al fuego, puede ser instalado sobre el pie metálico o sobre el anillo superior del flotador, aunque se prefiere su instalación sobre este último para cubrir el espacio anular existente entre el techo y la pared del tanque (Fig. 2.29). Sus componentes son reemplazables con tanque en servicio.

Los sellos toroidales resilientes son tubos circulares, que se ajustan al espacio anular entre el techo y la pared del tanque. El tubo es fabricado con telas elásticas, y relleno con líquidos, espumas o gases¹⁹ (Fig. 2.30). Usualmente se instala un sello secundario o un sello limpiador flexible sobre este, para protegerlo del medio ambiente y prolongar su vida útil.

Debido a su flexibilidad y expansibilidad, se ajusta a irregularidades y fuera de redondez de la pared del tanque, siendo diseñados para acomodarse en solo 4 pulgadas de ancho para el caso de espacios anulares elegidos de 8 pulgadas. Virtualmente eliminan el espacio de vapor en el sector anular, por su cercanía con la superficie del líquido. Los sellos resilientes son fácilmente reemplazables con el tanque en servicio.

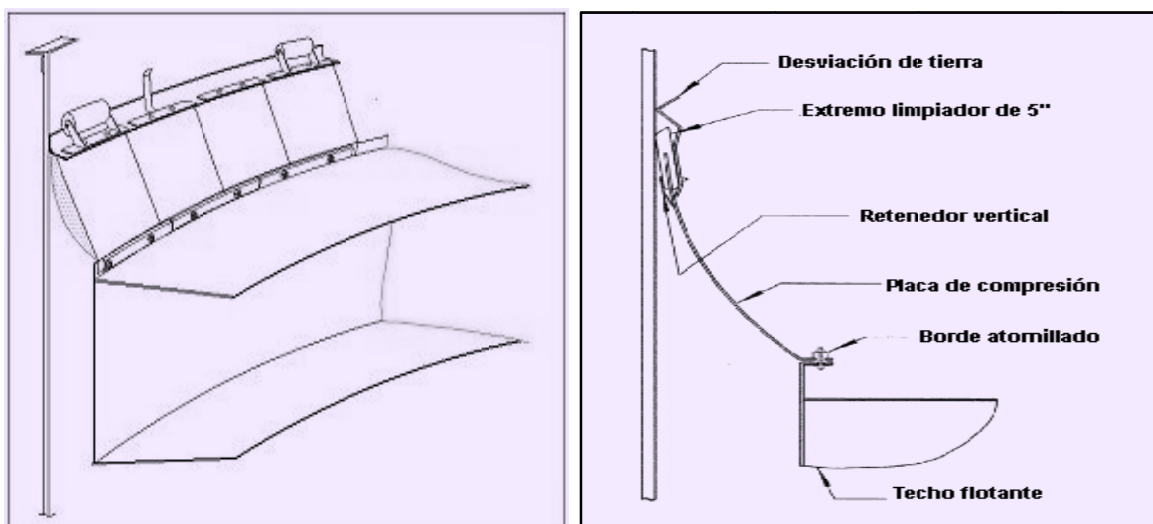


Figura 2.29 Sello limpiador secundario (wiper seal)

Estos sellos son delicados y pueden agujerearse o perforarse fácilmente, produciendo la pérdida del relleno. La abrasión causa desgaste en la pared del tubo, garantizando vidas útiles entre 5 y 7 años, si se compara con 20 o 30 años de vida de los sellos de pie mecánico.

¹⁹ El sello relleno de líquido tiene dos bandas vulcanizadas continuas, de elastómero sintético resistente al petróleo, formando un bolsillo hermético que es llenado hasta una altura de 8 o 10 pulgadas con un líquido sellante y es posicionado en el sector anular mediante un anillo inferior circular. El sello relleno de espuma resiliente utiliza poliuretano que provee una fuerza de sellado al estar encerrado en una funda de elastómero sintético con excelente resistencia a la abrasión e hidrocarburos, la espuma es resistente a vapores aromáticos y al envejecimiento, sella agujeros o roturas del elastómero evitando la falla del sello.

Los sellos limpiadores flexibles son frecuentemente utilizados como sellos secundarios. Se componen de láminas o pantallas rectangulares inoxidables, que se traslapan entre sí, alrededor de la circunferencia del techo flotante.

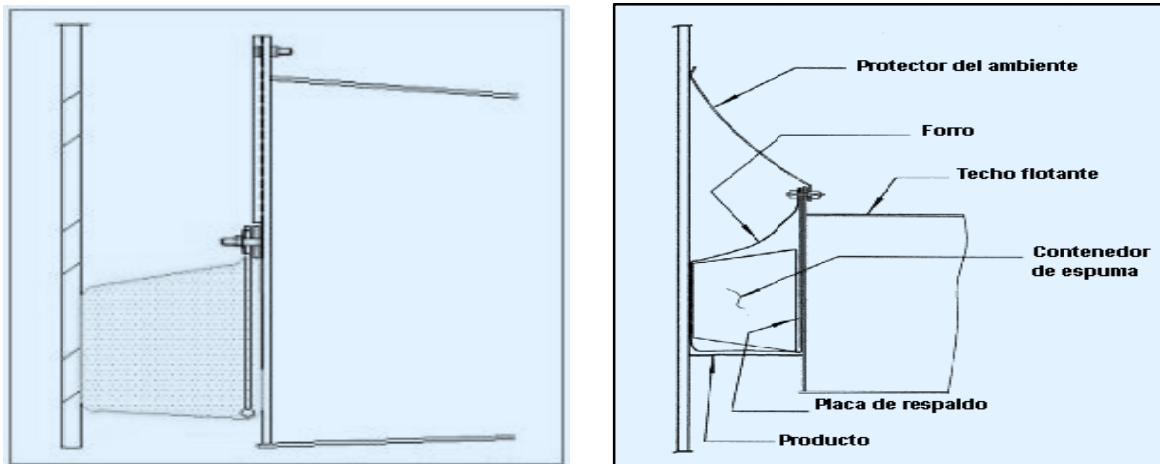


Figura 2.30 Sello de espuma montado sobre líquido o vapor

Las láminas son equipadas con un limpiador flexible que actúa como sello, y pueden acomodarse en anchos de 4 pulgadas para espacios anulares nominales de 8 pulgadas. Varios sellos limpiadores pueden trabajar en reversa, cuando la dirección del movimiento del techo cambia (Fig. 2.31). Debajo de las pantallas se instalan barreras de vapor para reducir emisiones, estas barreras son telas elásticas similares a las de los sellos primarios de pie mecánico. Algunos fabricantes instalan doble sello limpiador flexible, uno primario y otro secundario. Sin embargo, este diseño no es común (Fig. 2.32).

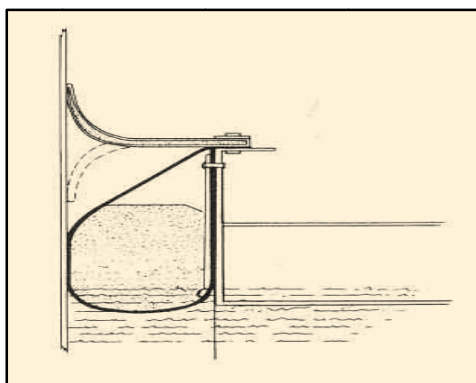


Figura 2.31 Trabajo en reversa del sello limpiador flexible

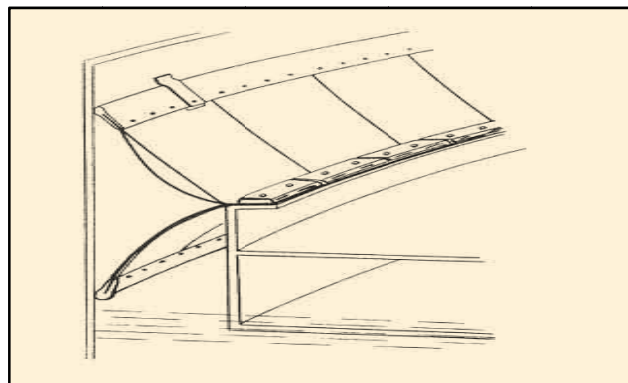


Figura 2.32 Doble sello limpiador flexible

Cuando ocurre una explosión en el espacio anular bajo los sellos secundarios, estos se abren para liberar presión; y luego regresan a su posición inicial, cerrando así el suministro de oxígeno y eliminando la posibilidad de propagación del fuego y explosiones posteriores.

Si los sellos quedan permanentemente deformados, estos se convierten en diques contenedores de espuma anti incendios, permitiendo aplicar la espuma directamente sobre ellos hasta llenar todo el espacio anular para extinguir el fuego.

Los sellos para techos flotantes internos, generalmente son diferentes a los utilizados en techos flotantes externos, por sus particularidades constructivas. Los techos flotantes internos no están diseñados para manejar agua, cargas de lluvia y nieve; siendo más livianos y económicos, y generalmente fabricados en aluminio. Estos sellos no inducen fuerzas considerables sobre el techo. Aunque los de pie mecánico son más pequeños y angostos, preferentemente se instalan sellos resilientes por su menor costo.

Cuando se instala un sello montado sobre líquido, no es necesario un sello secundario. Si se utiliza un sello primario montado sobre vapor, se requiere de un sello secundario adicional. La Fig. 2.33 y la Tabla 2.2 muestran esquemas típicos y criterios de selección de sellos para tanques con techo flotante respectivamente.

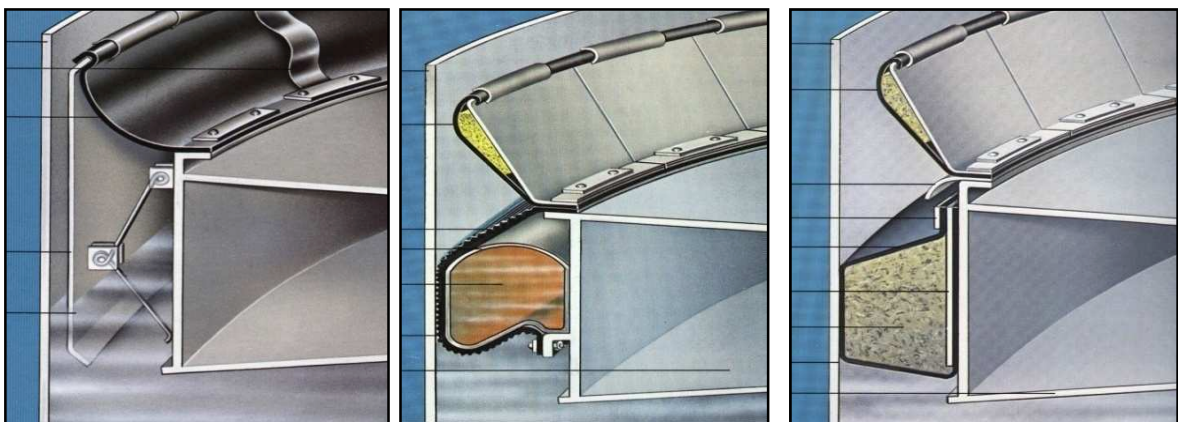


Figura 2.33 Combinaciones típicas de sellos primarios y secundarios

2.1.3.3 Fondos de los tanques

Debido a la variación de condiciones a las que el fondo del tanque está sujeto, existen varios tipos de fondos. Según su geometría se clasifican en: planos (flat), cónicos (conical), domo o esferoide (domed or spheroid). Eventualmente los fondos planos pueden tener una pequeña inclinación y se sub clasifican en: planos (flat), cónicos ascendentes (cone up), cónicos descendentes (cone down) e inclinados (single slop).

Tabla 2.2 Selección de sellos para tanques con techo flotante

Tipo de sello	Montado sobre líquido	Montado sobre vapor	Techos flotantes internos	Techos flotantes externos	Cuerpo Soldado	Cuerpo Empernado	Techos flotantes de aluminio
SELLOS PRIMARIOS							
Sellos mecánicos							
Pie mecánico	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Sellos no mecánicos							
Resilientes(*)	Si	Si	Si	Si	Si	No	Si
Limpiador flexible	No	Si	Si	No	Si	Si	Si
SELLOS SECUNDARIOS							
Limpiador flexible	N/A	Si	Si	Si	Si	No	No
Limpiador flexible doble	N/A	Si	Si	Si	Si	No	No
Limpiador flexible triple	N/A	Si	Si	Si	N/A	Si	No
SELLOS DOBLES							
Sellos mecánicos							
Pie mecánico & Limpiador	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Pie mecánico & Limpiador	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Pie mecánico & Limpiador	Si	Si	Si	Si	N/A	Si	No
Sellos no mecánicos							
Doble limpiador flexible	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Doble limpiador flexible doble	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Doble limpiador flexible triple	Si	Si	Si	Si	N/A	Si	No
Resilientes(*) & Limpiador	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Resilientes(*) & Limpiador	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
Resilientes(*) & Limpiador	Si	Si	Si	Si	Si	No	No
La selección apropiada de sellos para uso en tanques de almacenamiento emperrados, requiere de consideraciones especiales de diseño que limitan su elección. Los sellos suaves pueden ser utilizados en tanques emperrados, pero su superficie suave es afectada constantemente por las irregularidades del cuerpo, fallando prematuramente. Los sellos de pie mecánico pueden ser adaptados para el uso en tanques emperrados. El limpiador flexible triple fue diseñado específicamente para contacto en múltiples puntos, el cual ayuda a mantener el contacto del sello al pasar sobre las cabezas de pernos.							
Los techos flotantes de aluminio son livianos y requieren diseños especiales, eliminando algunas de las opciones de selección de sellos. Mientras que los sellos de espuma han sido tradicionalmente elegidos en la antigüedad, los sellos de pie mecánico y los limpiadores flexibles son preferidos actualmente. Se requiere de un incremento de la capacidad de flotación, cuando se utilizan sellos de pie mecánico en techos flotantes de aluminio.							
Notas Generales.-							
(*) Sellos Resilientes son referidos a los rellenos de espuma o líquido.							
El American Petroleum Institute (API) no define cual tipo de sello puede ser utilizado en algún caso particular, pero recomendando al usuario final la utilización de los sellos más apropiados para el requerimiento.							
El API tiene, sin embargo, pruebas de emisiones basadas en las combinaciones posibles de sellos: sellos de pie mecánico y sellos resilientes (montados sobre vapor o líquido) con sellos secundarios. Las pruebas concluyen que el uso de un sello primario montado sobre líquido (de pie mecánico o resiliente) en combinación con un sello secundario montado sobre vapor, provee una reducción de emisiones cuando son comparadas con sellos primarios solos (API 2517, API 2519).							

El diseño del fondo es importante debido a la posibilidad de asentamiento de sedimentos, de agua o de fases líquidas. La corrosión usualmente es más severa en el fondo, y su diseño puede tener un efecto significativo en la vida del tanque.

Adicionalmente si el líquido almacenado dentro del tanque es cambiado, se necesita remover el contenido previo en su totalidad; por tanto se requiere de diseños que faciliten dicha remoción y limpieza totales.

Los diseños especializados de fondos requieren monitoreo y detección de fugas, debido a que el contacto con el suelo o fundación, es una de las principales fuentes de fugas en tanques sobre superficie.

2.1.3.3.1 Fondos planos (*flat bottoms*)

Para tanques menores a 30 pies de diámetro, se prefieren fondos planos. La inclusión de pequeñas inclinaciones no provee un beneficio considerable, por lo que son fabricados totalmente planos (Fig. 2.34).

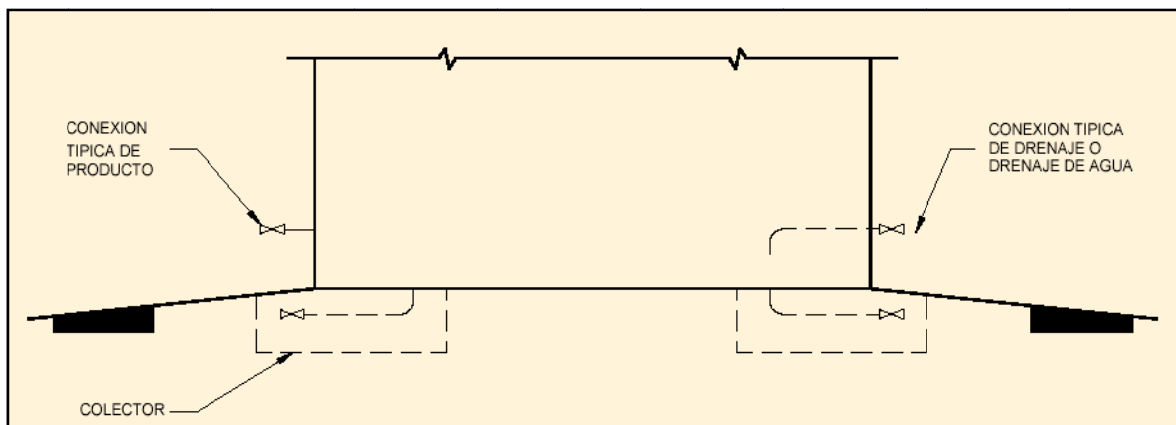


Figura 2.34 Fondo plano

a) Fondos cónicos ascendentes (*cone up bottoms*).- Estos fondos son construidos con un punto alto en el centro del tanque, su inclinación usual es de 1 a 2 pulgadas por 10 pies; por lo que el fondo puede parecer plano, pero el agua o los fluidos pesados tienden a drenar hacia el extremo, y pueden ser removidos totalmente del tanque (Fig. 2.35).

b) Fondos cónicos descendentes (*cone down bottoms*).- Su inclinación va hacia el centro del tanque, por lo que se necesita de un sumidero central para recolección

con tubería bajo el tanque, que facilite la extracción del líquido almacenado. Aunque se obtiene una efectiva remoción del agua, este diseño tiene su complejidad por cuanto requiere de un sumidero y tubería enterrada de drenaje. Presenta mayores problemas corrosivos, a menos que exista una excelente protección con recubrimientos o protección catódica externa (Fig. 2.36).

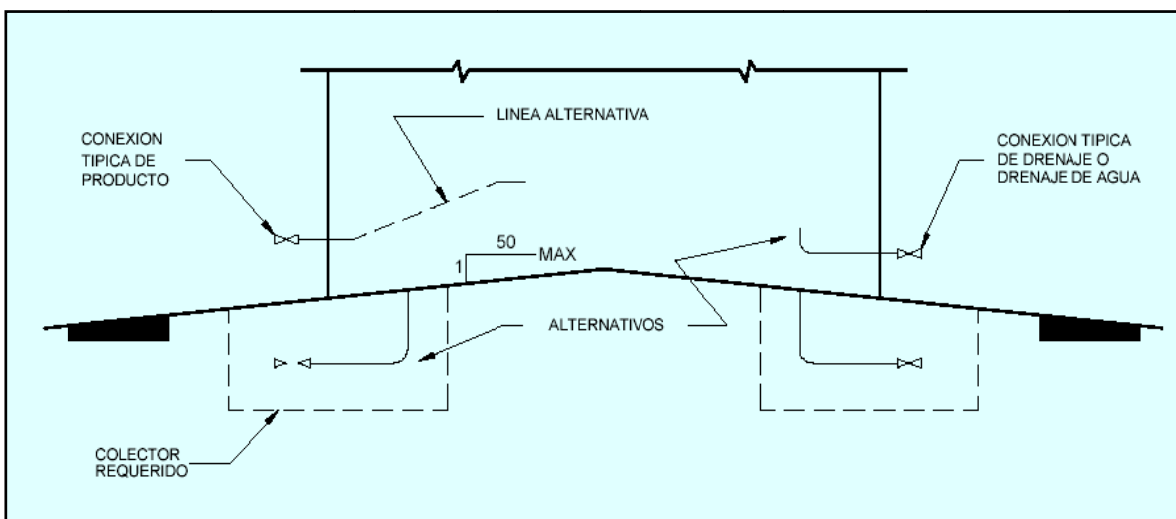


Figura 2.35 Fondo cónico ascendente

c) Fondos inclinados (single slop bottoms).- Este diseño usa un fondo plano, pero inclinado ligeramente hacia un extremo. Permite que el drenaje sea diseccionado al punto más bajo en el perímetro del tanque, donde pueda ser recolectado efectivamente el líquido. Dependiendo del diámetro del tanque, la diferencia en elevación puede ser significativa, por lo que normalmente se utilizan para diámetros de hasta 100 pies (Fig. 2.37).

2.1.3.3.2 Fondos cónicos (conical bottoms)

Los tanques frecuentemente utilizan fondos cónicos para facilitar el drenaje o remoción de sólidos. Son diseños más costosos, por lo que se limitan a diámetros pequeños, y son preferidos en la industria química o en plantas de procesamiento,

para tanques con diámetros pequeños y con techos soportados por columnas (Fig. 2.38).

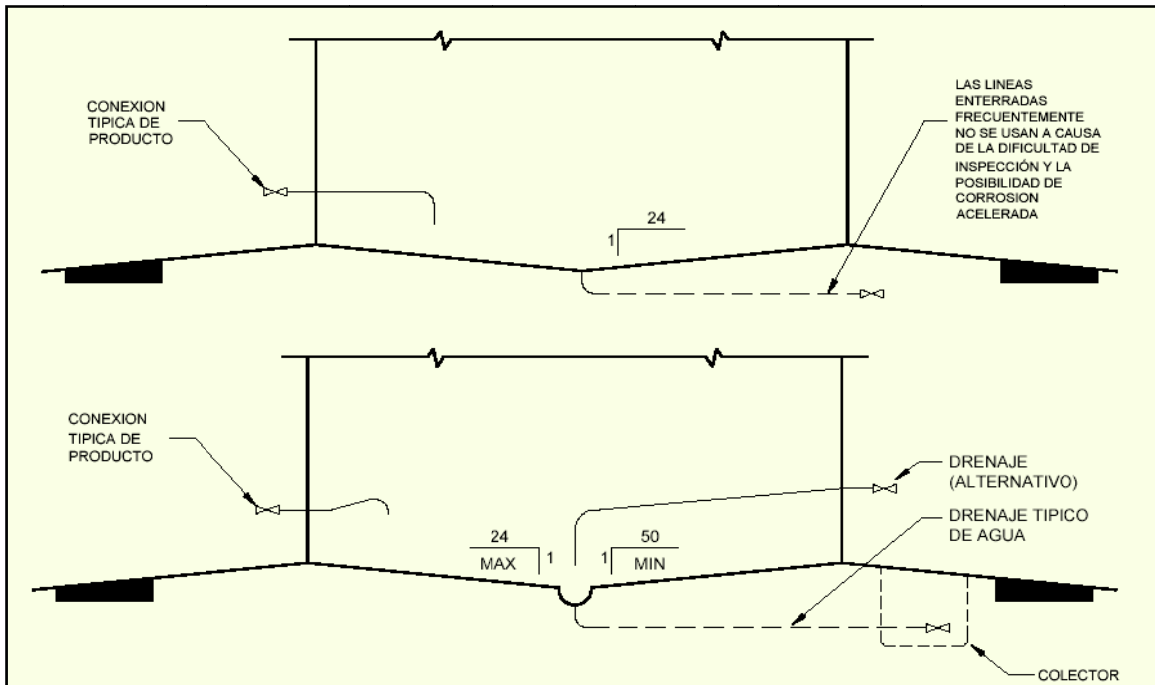


Figura 2.36 Fondos cónicos descendentes (con y sin sumidero central)

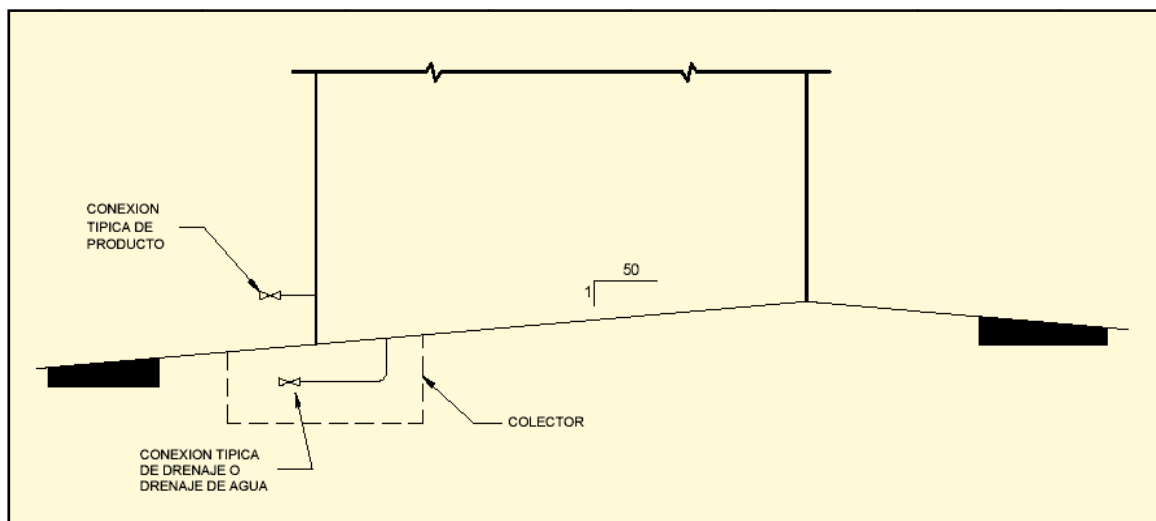


Figura 2.37 Fondo inclinado

2.1.3.3.3 Fondos de domo o esferoide

Los fondos de domo tienen las mismas ventajas que los fondos cónicos, pero adicionalmente tienen un mejor comportamiento estructural cuando el tanque está

presurizado. Son muy utilizados en recipientes y tanques de almacenamiento a presión (Fig. 2.39).



Figura 2.38 Tanque con fondo cónico



Figura 2.39 tanque con fondo de domo

2.1.4 COMPONENTES SECUNDARIOS

2.1.4.1 Acceso a los tanques

El acceso a los tanques es un tema importante, algo complejo, y no debe desestimarse en el diseño de nuevos tanques o en la evaluación de tanques existentes. El diseño apropiado minimiza lesiones, facilita los planes de emergencia, y reduce la severidad de eventos calamitosos (incendios, explosiones, y actividad sísmica).

El acceso a tanques requiere de la consideración de los siguientes componentes estructurales: escaleras helicoidales, plataformas, pasamanos, escaleras verticales, guarda pies, jaulas de seguridad en escaleras verticales, plataformas intermedias y accesos. Estos son referidos y condicionados en estándares API y regulaciones OSHA (Figs. 2.40, 2.41). La tabla 2.3 describe características y requerimientos mínimos que deben cumplir estas estructuras.



Figura 2.40 Escalera helicoidal y pasamanos



Figura 2.41 Escalera vertical y pasamanos

2.1.4.2 Accesorios principales

Los tanques requieren de varios tipos de accesorios para facilitar su operación y resguardar su vida útil, y su inclusión dependerá del tipo de tanque, aunque la mayoría de ellos son comunes para todos los tanques. Las figuras 2.44, 2.47 y 2.50 muestran los accesorios comúnmente utilizados para cada tipo de tanque.

Tabla 2.3 - Componentes estructurales externos

NOMBRE	DESCRIPCION
Escaleras helicoidales o verticales y plataformas (spiral stairways, ladders and platforms) (Figs. 2.40, 2.41, 2.42)	<p>Utilizadas para el acceso a la parte superior del tanque y para la inspección y comunicación entre varios tanques.</p> <p>Las <u>escaleras helicoidales</u> se utilizan en tanques abiertos, facilitan la instalación de instrumentos, y el manejo de herramientas de operación y mantenimiento.</p> <p>En tanques que almacenan líquidos flamables, las escaleras helicoidales permiten el transporte y uso de mangueras y equipamiento anti incendio.</p> <p>Se prefieren en tanques sobre los 30 pies de altura y 40 pies o más de diámetro.</p> <p>Su dirección de ascenso puede ser horario o anti horario indistintamente y su rango de inclinación está entre 30 y 50 grados, aunque en la práctica se recomienda que tenga entre 40 y 45 grados, con anchos de 24 a 30 pulgadas.</p> <p>Se diseñan para resistir hasta 5 veces las cargas normales previstas, pero no menos de una carga concentrada en movimiento de 1,000 libras.</p>

	<p>Las <u>escaleras verticales</u> son usadas en tanques con techo flotante interno, y para acceso en tanques pequeños de hasta 30 pies de altura.</p> <p>Debido a que los techos flotantes internos de aluminio, no resisten considerables cargas y esfuerzos de una escalera rodante, se prefieren escaleras verticales.</p> <p>Las <u>plataformas, accesos y peldaños</u>, tienen superficies anti deslizantes fabricadas a partir de láminas anti-deslizantes o de arreglos de platinas verticales aserradas (grating serrated steel bars) que son posteriormente galvanizadas en caliente.</p>
Escaleras rodantes o deslizantes (rolling roof ladders) (Fig. 2.43)	<p>Utilizadas en tanques abiertos con techos flotantes, en los que el diámetro es mayor que la altura del tanque. Proveen fácil y seguro acceso al techo desde la parte superior del cuerpo del tanque.</p> <p>Deben diseñarse para una carga viva de 1,000 libras, ubicada en la mitad de la escalera y en cualquier posición de la misma, generalmente se construyen con anchos de 24 a 30 pulgadas.</p> <p>La máxima inclinación permitida es de 65 grados, cuando el techo se encuentra en su posición más baja, y no debe interferir con otros componentes en su más alta posición. Están equipadas con peldaños que tienen un sistema de auto nivelación, para garantizar su horizontalidad permanente.</p> <p>Si el diámetro del tanque es menor que su altura, se utilizan escaleras verticales.</p> <p>Requieren de una corredera unida horizontalmente al techo flotante, para garantizar su recorrido mientras el techo cambia de nivel.</p>
Sistema anti rotación (guide pole) (Fig. 2.42)	<p>Requerido para prevenir la rotación del techo flotante, y evitar daños en sus escaleras rodantes, drenajes y sellos.</p> <p>Consiste en un poste fijado al fondo del tanque en su parte inferior, y al tope del tanque en su extremo superior, puede servir adicionalmente como toma muestras o para medición de nivel.</p>



Figura 2.42 Plataforma superior y escalera rodante



Figura 2.43 Escalera rodante y corredera

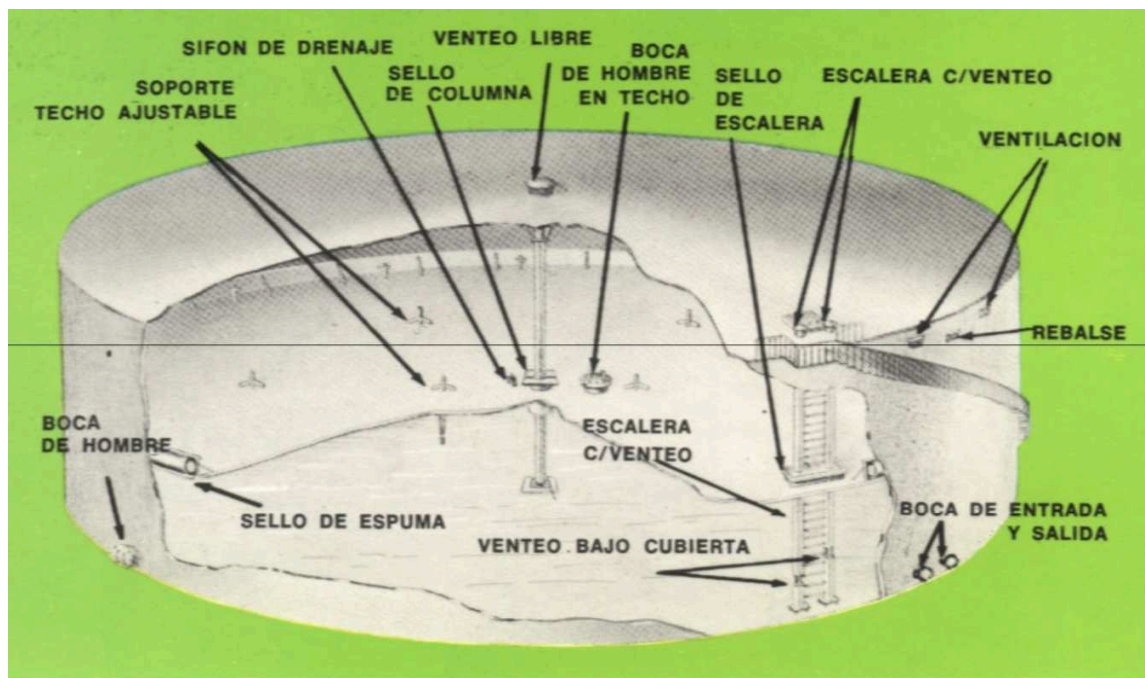


Figura 2.44 Accesorios en tanque de techo fijo externo y flotante interno

Las cantidades y tamaños de los accesorios difieren significativamente, en función del volumen de almacenamiento. Su inclusión o exclusión varía con los requerimientos de operación y preferencias de los fabricantes y dueños de los tanques. La tabla 2.4 resume los accesorios estándares normalmente incluidos en tanques con techos fijos y la tabla 2.5 para los techos flotantes, la tabla 2.6 resume componentes y accesorios internos, la tabla 2.7 para accesorios principales y la tabla 2.8 para accesorios complementarios.



Figura 2.45 Entrada de hombre de cuerpo

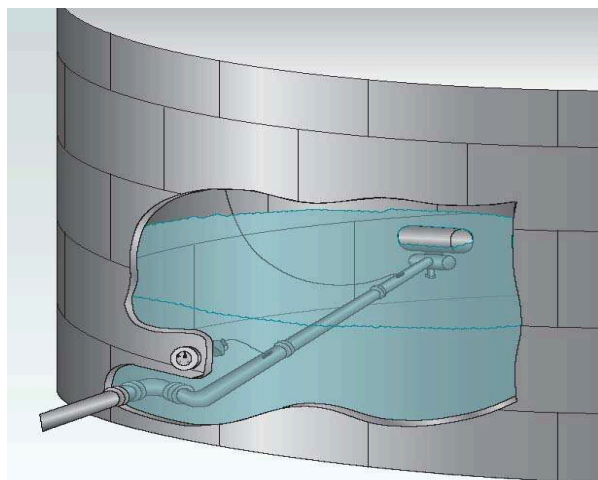


Figura 2.46 Cabezal de succión (succión flotante)

Tabla 2.4 – Accesorios estándares para tanques de techo fijo (Figs. 2.45, 2.46, 2.55 a 2.57)

Accesorios	Diámetro nominal (m / ft)																				
	3	4	6	8	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25	27.5	30	33	36	39	42	45	48	54	60
	10	13	20	26	33	41	49	57	66	74	82	90	98	108	118	128	138	148	157	177	197
Accesorios comunes para todos los tanques																					
Pasamanos perimetral (perimetrical handrail)	requerido																				
Pasamanos hacia el centro del techo (handrail to centre of roof)	no requerido										requerido										
Escalera helicoidal o vertical (Spiral staircase or ladder)	requerido																				
Entradas de hombre de techo (Roof manholes)	diámetro nominal = 20 pulg										diámetro nominal = 24 pulg										
Entradas de hombre de cuerpo (Shell manholes)	diámetro nominal = 24 pulg																diámetro = 36 pulg				
Conexiones de entrada en el cuerpo (Shell inlet nozzle)	requerido																				
Conexiones de salida en el cuerpo (Shell outlet nozzle)	requerido																				
Drenaje de producto y tubería (Product drain nozzle and piping)	diámetro = 2 pulg			diámetro nominal = 4 pulg																	
Drenaje de agua y tubería (Water drain nozzle and piping)	diámetro nominal = 2 pulg si es requerido como sea requerido																				
Drenaje central (Centre drain pump)	como sea requerido																				
Conexion de techo para accesorio toma muestras (Roof nozzle for dip hatch device)	como sea requerido																				
Conexiones de techo para venteo (Roof nozzles for vents or breather valves)	como sea requerido																				
Sistema de rociado de agua (Water spray system)	como sea requerido																				
Sistema de espuma (Foam system)	como sea requerido																				
Conexion a tierra (Earthing boss)	2										3										
Medicion automatica de nivel (Automatic liquid-level gauge/high level alarm)	como sea requerido																				
Accesorios adicionales para productos Clase I y Clase II * que trabajan a presiones de hasta 56 mbar (ga) y vacio de 6.0 mbar (ga)																					
Sumidero de limpieza (Sump for tank cleaning) y rampa de condensado para manómetro y tubería en techo (Manometer condensate trap and piping Boss on roof)	como sea requerido																				
Valvulas de alivio (Breather valves)	como sea requerido																				
Ranuras para dispositivos y adaptadores (Slot dipping device and adapters)	como sea requerido																				
Accesorios adicionales para productos Class III + no clasificados ** que trabajan a presion atmosferica																					
Tubería de balance y accesorios (Swing pipe and accessories)	como sea requerido																				
Sumidero de limpieza (Sump for tank cleaning)	como sea requerido																				
Drenaje encaquetado para tanques de betun	diámetro nominal = 6 pulg (cantidad 1)										diámetro nominal = 6 pulg (cantidad 2)										
Venteos libres (Free vents)	como sea requerido																				
Venteo y toma muestras combinado (Combined vent and dip hatch)	no requerido																	diam = 8 pulg			
Toma muestras (Dip hatch)	diámetro nominal = 6 pulg																				
Serpentines de calentamiento (Heating coils)	como sea requerido																				
Cabezal de succion (Suction heater)	como sea requerido																				
Puerta de limpieza (Clean-out door)	como sea requerido																				

* Puntos de chispa menores a 131oF (Flash point less than 55 °C)
 ** Puntos de chispa de 131oF y mayores (Flash point 55 °C and higher)

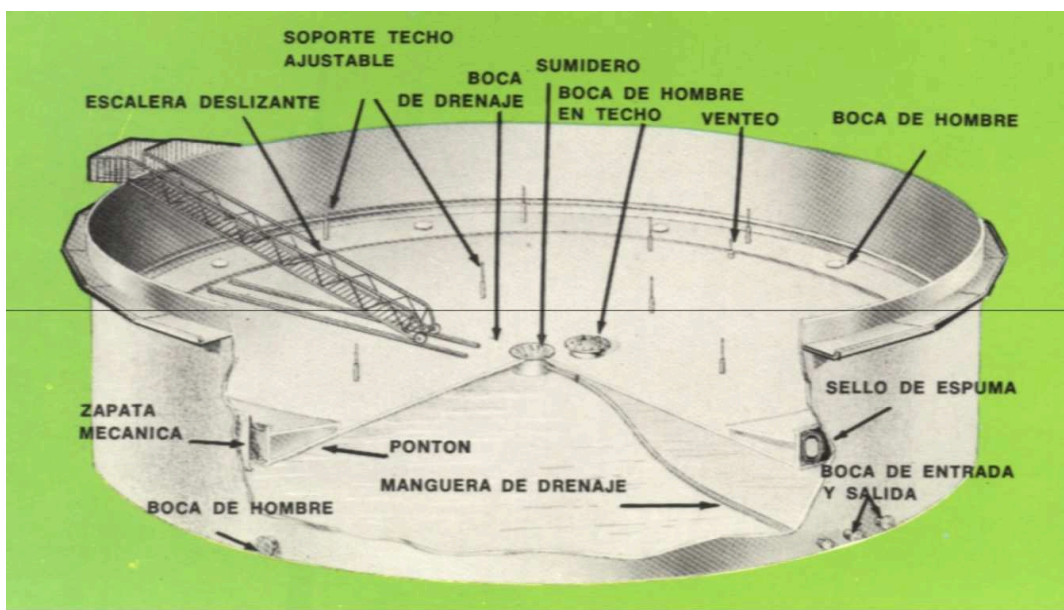


Figura 2.47 Accesorios en tanque de techo flotante externo de membrana simple

Tabla 2.5 Accesorios estándares para tanques de techo flotante (Figs. 2.48 a 2.50, 2.53 a 2.57)

Accesorios	Tipo de techo flotante		
	Membrana simple (single deck)	Membrana doble (double deck)	Especial (special type)
Tipos de sellos incluye sello secundario (Type of seal)	De pie metalico (metallic shoes) / Tipo barredera (wiper) / De espuma (foam seal)		
Escalera espiral o helicoidal (Spiral staircase)	requerido	requerido	requerido
Entradas de hombre de cuerpo (Shell manholes)	diametro = 24 pulg (cantidad = 2)		
Conexiones de salida en el cuerpo (Shell outlet nozzle)	requerido		
Conexiones de entrada en el cuerpo (Shell inlet nozzle)	requerido		
Tubería de ingreso (Inlet extension pipe)	requerido		
Drenaje de producto y tubería (Product drain nozzle and piping)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Drenaje de agua y tubería (Water drain nozzle and piping)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Drenaje con sumidero (Drain pump)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Sumidero para remosion de lodos (Sump for sludge removal)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Medicion automatica de nivel (Automatic liquid-level)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Conexion a tierra (Earthing boss)	3		
Drenaje de techo (Roof drain stormwater)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Equipo de conexion a tierra de techo (Roof earthing equipment)	requerido		
Mecanismo de sellado (Seal mechanism and sealing fabric)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Escalera rodante con peldanos auto nivelantes (Rolling ladder with self-levelling treads)	requerido		
Entradas de hombre de techo (Roof manholes)	diametro = 30 pulg		
Entradas de hombre para compartimentos (Roof compartment manhole)	diametro = 20 pulg		
Drenaje de emergencia (Emergency drain)	no requerido	requerido	no requerido
Venteo anular (Rim vent)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Venteo de techo [Roof vent (pressure/vacuum)]	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Valvula de venteo automatico (Automatic bleeder valve)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Toma muestras (Dip hatch)	requerido		
Accesorio guia (Guide device)	requerido		
Piernas de soporte de techo (Roof supporting legs)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Conexiones para mezcladores (Shell manholes for mixers)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Puerta de limpieza (Clean-out door)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Sistema de deteccion de fuego en el sello (Roof seal fire detection system)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Dique retenedor de espuma (Foam dam/foam system)	como sea requerido	como sea requerido	como sea requerido
Tapon de drenaje (Drain plug)	requerido	no requerido	no requerido
Alarma de alto nivel (High level alarm)	requerido		



Figura 2.48 Venteo de techo flotante



Figura 2.49 Entrada de hombre para compartimentos

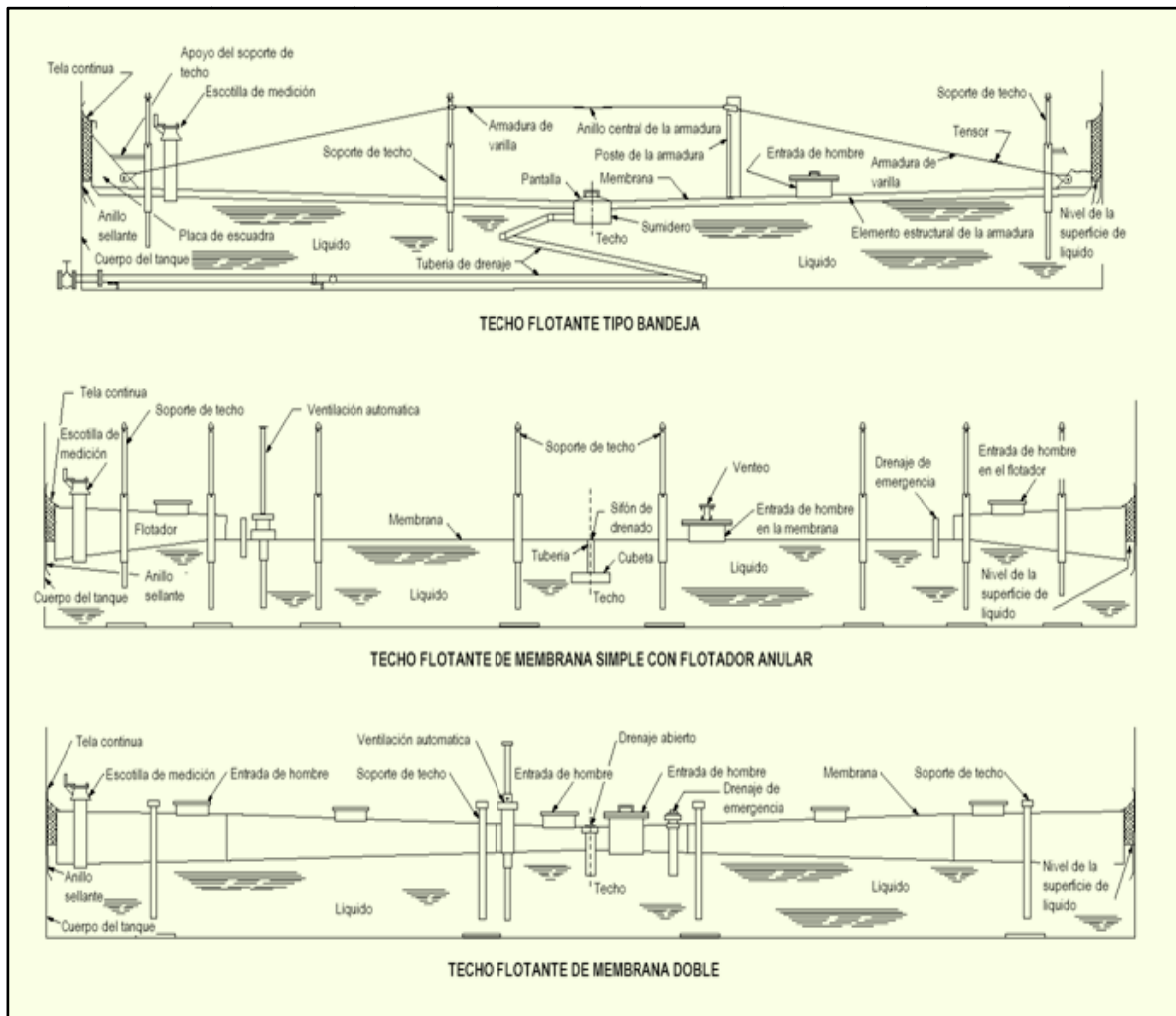


Figura 2.50 Esquemas de techos flotantes externos con sus principales componentes

Tabla 2.6 - Componentes estructurales y accesorios internos

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Soportes de techo flotante (Floating Roof Supports) (Fig. 2.50)	Provistos en todos los techos flotantes, para mantenerlos sobre el nivel de conexiones de entrada y salida y drenajes o serpentines de calentamiento. Tienen altura ajustable para operación normal y de mantenimiento o limpieza. Instalados en posición de operación, normalmente entre 2.5 y 6 pies de longitud, son columnas ajustables en dos posiciones para facilidad de mantenimiento.
Calentadores (heating coils) de producto almacenado	Utilizados en tanques cuyo contenido requiere de un calentamiento constante para conservación del fluido. Pueden ser serpentines instalados en el fondo del tanque o un intercambiador de calor en la línea de succión. El medio de calefacción puede ser vapor o aceite caliente; en algunos casos se emplean calentadores de fuego directo.
Drenajes de techo (roof drains) (Figs. 2.51, 2.52)	Utilizados para remover agua desde el techo flotante en tanques abiertos. El sistema de drenaje lleva el agua fuera del tanque. Hay varios tipos de drenajes, pero todos garantizan un caudal de drenado hacia fuera del tanque, sin que el agua entre en contacto con el producto almacenado. Los drenajes de tubería rígida con uniones giratorias, son muy utilizados, permitiendo a sus secciones acomodarse de acuerdo al movimiento del techo. Los drenajes de tubería flexible resistente a hidrocarburos, también son recomendados para prevenir el colapso de las juntas giratorias.



Figura 2.51 Drenaje flexible y soportes de techo

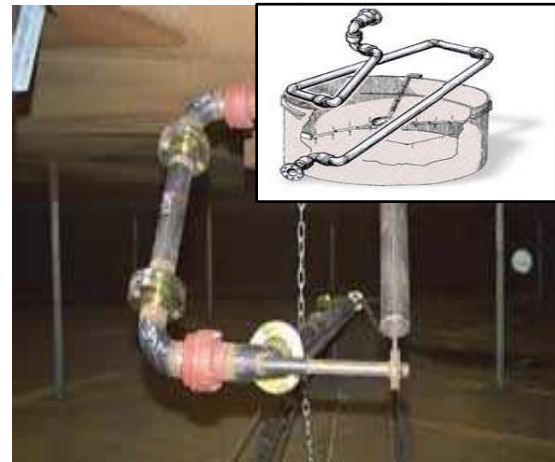


Figura 2.52 Drenaje articulado



Figura 2.53 Venteo automático

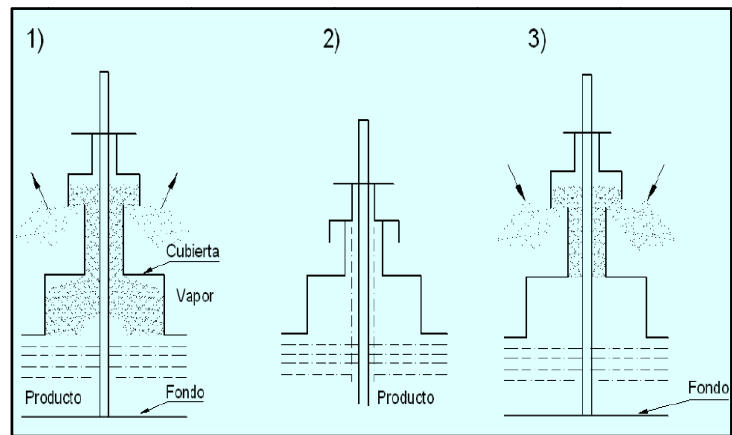


Figura 2.54 Esquemización de venteos automáticos:
1) Tanque llenándose, 2) Techo flotando,
3) Tanque vaciándose

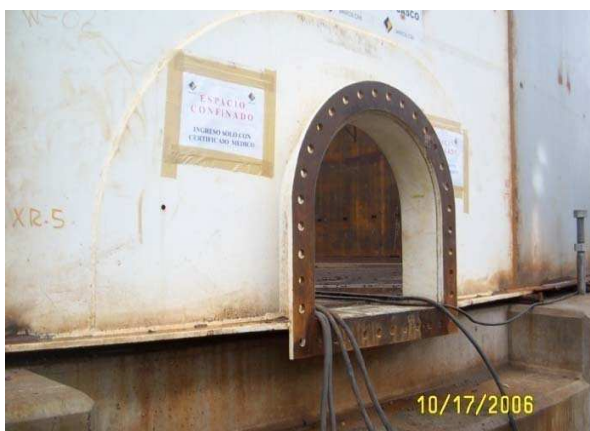


Figura 2.55 Puerta de limpieza



Figura 2.56 Válvula de venteo a presión y vacío

Tabla 2.7 - Accesorios principales

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Conexiones para entrada y salida de fluidos (product inlet & outlet nozzles) (Fig. 2.44)	Las boquillas para la conexión de la tubería al cuerpo del tanque, son cortas longitudes de tubo con bridas de cuello soldadas en su extremo. Para la evacuación del agua que se acumula en la base de los tanques, se utiliza un sumidero recolector, a partir del cual el agua es expulsada al exterior.
Conexiones de venteos (vent nozzles) (Fig. 2.44)	<u>Los venteos de presión y vacío</u> se utilizan cuando el punto de inflamación del producto almacenado está por debajo de 150° F, o su temperatura está a 15° F o menos del punto de inflamación. Se calibran generalmente a 1.3" de agua tanto para presión positiva como negativa. Los <u> venteos de cuello de ganso</u> permanecen abiertos cuando no se requiere el venteo de presión y vacío. Se diseñan para permitir los máximos flujos de bombeo y de circulación de vapor y aire. Llevan una malla para evitar la entrada de agentes extraños y se aplican para productos de baja presión de vapor de aproximadamente 150° F. Los <u> venteos automáticos</u> en techos flotantes, se utilizan con el objeto de evitar que el vacío que se crea al continuar el bombeo, llegue al límite inferior y colapse el techo. Los <u> venteos de presión para el espacio anular del techo flotante</u> se instalan cuando se usa un sello metálico flexible (tipo pantógrafo). Estos venteos se calibran normalmente a ½ onza por pulgada cuadrada.
Entradas de hombre en cuerpo y techo (Shell & Roof manholes)	Son accesorios que facilitan la entrada al interior del tanque por lo que van colocados en el primer anillo del cuerpo. Las <u> entradas de hombre en el cuerpo</u> van colocadas en el cuerpo del tanque en su parte inferior, y tienen un diámetro que oscila entre 20 y 36 pulgadas. Cuando el diámetro del tanque es mayor de 75 pies, se acostumbra a colocar dos entradas diametralmente opuestas, para facilitar labores de mantenimiento. Las <u> entradas de hombre en el techo</u> son de construcción ligera, deben colocarse aproximadamente sobre las entradas de cuerpo, y de 6 u 8 pies de la circunferencia del techo.
Drenajes abiertos de emergencia (emergency drains)	Utilizados en techos flotantes de doble membrana, para drenaje automático de agua dentro del tanque, si el nivel del agua sobre el techo excede ciertos límites que pueden causar colapso en su flotabilidad.

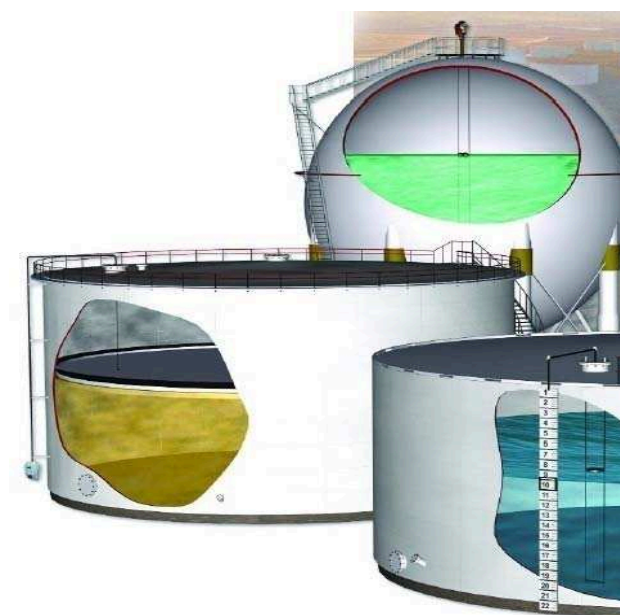


Figura 2.57 Medición automática de nivel

Tabla 2.8 - Accesorios complementarios

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Toma de muestras (Gauge Hatch)	En caso de no tener un sistema de medición automático, se instalan aperturas de techo de 8 pulgadas para la introducción de un jalón o cinta de medición. Estos accesorios son construidos en aluminio o acero y normalmente van soldados al techo cerca de la plataforma.
Instrumentos (Fig. 2.57)	<ul style="list-style-type: none"> - Medidor de nivel de líquido e interfase. - Indicador de temperatura.- mide la temperatura del contenido del tanque a 3 pies de la base de este y a dos pies y medio del casco. - Alarmas y sensores por alto y bajo nivel.
Facilidades de aire-espuma (foam chambers)	<p>Requeridas en tanques de techo fijo en los siguientes servicios:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Productos de bajo punto de inflamación (130° F o menos). - Productos con un punto de inflamación entre 130° F y 215° F, siempre y cuando la temperatura de almacenamiento esté por encima del punto de inflamación o menos de 15° F por debajo de este. - En techos flotantes de más de 150 pies de diámetro. <p>Se componen básicamente de un tubo acoplado verticalmente a la pared del tanque mediante una cámara de mezclado.</p>
Conexiones a tierra (Grounding devices)	Dispositivos que permiten contacto eléctrico entre los componentes del tanque y el suelo.
Sellos de columnas (Column Seals)	Accesorios para evitar la fuga del fluido contenido a través del espacio necesario para el desplazamiento de la columna.
Arresta llamas (flame arrestors)	Con el fin de prevenir la propagación de llamas creadas por mezclas inflamables que puedan escapar de un tanque, se utilizan los detenedores de llamas o para llamas. En general se trata de una celda hecha de placas acanaladas o de una celda de mallas de alambre.
Purgas de gas (gas outlets)	En tanques de techo cónico se puede proveer una purga de nitrógeno o de algún otro gas de refinería como sello de gas, para impedir el contacto de ciertos productos con el oxígeno del aire.
Sellos de techos flotantes (floating roof seals)	Dispositivos para evitar la emisión de gases, y fugas del fluido contenido, a través del espacio comprendido entre el borde del techo flotante y el interior de la pared del tanque.
Venteos automáticos (automatic bleeder vents) (Figs. 2.53, 2.54)	Instalados en todos los techos flotantes, para eliminar el aire contenido debajo del techo en operaciones de llenado inicial del tanque, o cuando el tanque está vaciándose.
Venteos del espacio anular (ring vents) (Fig. 2.56)	Provistos en todos los techos flotantes equipados con sellos metálicos para liberar excesos de presión en el espacio anular. Alivian cualquier presión generada en el espacio anular, cuando el techo está flotando sobre el producto almacenado.

2.1.5 FUNDACIONES DE TANQUES

Las fundaciones de tanques metálicos como las de cualquier otra estructura de ingeniería, deben cumplir satisfactoriamente los requerimientos básicos de estabilidad, deformación y economía. Forman parte de la estructura que transmite al terreno las cargas verticales que provienen de los tanques, o de los muros de

contención, y además deben absorber otras cargas producidas por el viento y los sismos.

Los métodos y criterios utilizados para analizar los problemas de estabilidad, son los convencionales de mecánica de suelos. Es necesario considerar que por uniforme que sea el suelo, presentará variaciones apreciables en sus características de resistencia, tanto en planta como en profundidad. Por tanto, se debe conocer dichas características en varios puntos de la periferia del tanque, y aplicar la comprobación de falla de borde en las zonas que resulten con valores más desfavorables.

La transmisión de cargas al terreno de cimentación puede generar altas presiones que conlleven a la falla por corte del suelo, además de asentamientos totales o diferenciales no permitidos por la estructura del tanque o su cimentación. Por consiguiente, la fundación influye decisivamente en el diseño del tanque²⁰, siendo necesario evaluar la información relativa a las siguientes condiciones de suelo:

- la capacidad portante y características físicas principales,
- las condiciones y asentamientos de equipos similares en áreas cercanas al tanque,
- la cantidad y velocidad aceptable de asentamiento,
- las presiones de tierra y presiones de agua de poro,
- los códigos y estándares aplicables.

Existen varios códigos y estándares utilizados para el diseño de fundaciones, uno de los más importantes es el ACI 318, que contempla requisitos estructurales del concreto reforzado con acero. El UBC también posee lineamientos útiles y principios de diseño de fundaciones, los estándares API 650 y 620 incluyen provisiones de diseño específicas para tanques de almacenamiento sobre superficie.

²⁰ Por ejemplo, la altura permisible del tanque, está determinada por la naturaleza del suelo y su capacidad de carga, por el asentamiento previsto, por los detalles de soldadura del fondo y su lámina anular, y por la máxima velocidad de llenado de agua durante la prueba hidrostática.

2.1.5.1 Asentamientos

Considerando que un tanque metálico es una estructura relativamente flexible, y que puede tolerar asentamientos totales o diferenciales superiores a la mayoría de estructuras, es necesario establecer límites o tolerancias para los asentamientos que puede experimentar, sin que se vea sobre-esforzado.

Las deformaciones dentro de los tanques causados por los asentamientos diferenciales, dependen principalmente del diámetro y altura del tanque, de la uniformidad del subsuelo, de la intensidad de la carga y del tipo de tanque. Se deben evitar:

- Asentamientos diferenciales entre puntos diametralmente opuestos o a lo largo de la periferia, que puedan trabar los techos flotantes, y sobre-esforzar las conexiones de tuberías interiores y exteriores o alabear las láminas de las paredes.
- Asentamientos diferenciales entre la base del tanque y las láminas de las paredes que puedan sobre-esforzar las soldaduras y causar pérdidas del fluido.
- Asentamiento total del tanque que puede conducir a la pérdida de su elevación por encima de la superficie del suelo, donde la eventual acumulación de agua alrededor de la platina anular, aumenta el peligro de corrosión.

Generalmente los tanques con techo fijo son más tolerantes a los efectos de los asentamientos diferenciales que los tanques con techo flotante. Teóricamente, cuando las condiciones del subsuelo son uniformes, el asentamiento que se presenta en el centro será alrededor del doble de la periferia. Esta diferencia en los asentamientos puede contrarrestarse dándole a la base una forma cónica con una pendiente mínima del 1% hacia el centro.

Las bases de los tanques son por lo general irregulares, debido al alabeo de las láminas durante la colocación de la soldadura, y la distribución real de estos asentamientos varía considerablemente con respecto a las predicciones teóricas.

Las causas principales que producen asentamientos totales son:

- La consolidación del suelo bajo las cargas del tanque, cuya magnitud y variación con el tiempo depende de la presión aplicada por el tanque, y de las condiciones del subsuelo. La profundidad del subsuelo involucrado en este proceso de consolidación, puede llegar hasta tres veces el diámetro del tanque. Por ejemplo, un suelo arcilloso relativamente impermeable, tomará un tiempo considerablemente mayor en consolidarse que una arena con drenaje libre.
- La fluencia plástica del suelo, cuando está sobre-esforzado por las cargas transmitidas por el tanque. En estas condiciones el suelo bajo el borde del tanque fluye hacia fuera, a menudo en una forma impredecible, y como consecuencia suceden rápidamente asentamientos importantes y no uniformes. Tales asentamientos pueden causar sobre-esfuerzos en soldaduras y conexiones ribeteadas.

El asentamiento diferencial se origina por las siguientes causas:

- Estratos de suelo compresible de espesores no homogéneos.
- Distribución no uniforme de la carga aplicada a la fundación.
- Esfuerzo uniforme que actúe sobre dos estratos compresibles diferentes.

Estas condiciones existen en diversos niveles de importancia en las fundaciones de cada tanque, y determinarlas es el primer paso antes de desarrollar un diseño aceptable que minimice el asentamiento diferencial, observando que la carga aplicada sea menor a la capacidad portante del suelo de fundación, y que los asentamientos esperados estén dentro de los rangos admisibles. La tabla 2.9 resume los tipos de asentamiento diferencial comúnmente presentados en tanques de almacenamiento.

Para garantizar un comportamiento satisfactorio del tanque como conjunto estructural, las especificaciones de los fabricantes establecen valores para los asentamientos admisibles. Es común admitir en la construcción variaciones de hasta 3/16 de pulgada, sobre la superficie terminada del terraplén que coincide

con el perímetro del tanque. Sin embargo, durante su funcionamiento puede tolerarse mayores asentamientos, pero en ningún caso el asentamiento total debe exceder 12 pulgadas, debiendo ser lo más uniforme posible.

Tabla 2.9 Tipos de asentamiento diferencial

Tipo de asentamiento	Causas	Método de falla y consecuencias
Inclinación planar	Espesor del suelo linealmente variable o suelo compresible	Asentamiento diferencial entre cuerpo del tanque y tubería. Causa ruptura de tubería.
Asentamiento no planar	Suelo compresible o espesor variable	Pérdida del borde libre del líquido, produciendo su derramamiento o la distorsión del techo. Ovalamiento de la superficie del líquido. La sobre-presión causa ruptura del cuerpo.
Asentamiento tipo plato	Espesor del suelo y compresibilidad uniformes	Ruptura del fondo a causa del sobre-esfuerzo, produciendo derramamiento del fluido contenido.
Asentamiento localizado	Bolsas de suelo localizadas, altamente compresibles	La distorsión impide el completo drenaje o causa daños en los soportes del techo.
Asentamiento no planar	Bolsas de suelo compresible localizadas, preparación inadecuada del suelo de fundación	Ruptura de las conexiones, causando derrames del contenido.

Con relación a los asentamientos diferenciales, un criterio corriente es limitar su magnitud a 2 pulgadas por 45 pies medidos a lo largo del perímetro del tanque. Sin embargo, se especifican tolerancias más estrictas para tanques de grandes diámetros (mayores a 190 pies) y de techo flotante²¹. Generalmente, las conexiones con tubería determinan el máximo asentamiento permisible del cuerpo del tanque. El asentamiento máximo que se puede aceptar en la base está dado por la siguiente relación empírica:

$$dh = \frac{D^{1.5}}{540}$$

dónde: dh = asentamiento máximo (pies),

D = diámetro del tanque (pies).

²¹ Los siguientes requerimientos se consideran adecuados para garantizar un buen comportamiento en tanques con techo flotante:

- Asentamiento diferencial máximo permitido de 2 pulgadas en 30 pies de longitud perimetral, como resultado de combinar la construcción del terraplén de base, la construcción del tanque, la prueba de agua y el asentamiento final.
- Desplome diferencial máximo de 3 pulgadas a lo largo del diámetro del tanque.
- Asentamiento diferencial máximo de 2 pulgadas cada 40 pies medidos en cualquier dirección de la base del tanque.

Otro concepto de diseño para la base del tanque, relativo al asentamiento diferencial máximo, es obtenido de la siguiente relación empírica:

$$\frac{d}{D} = \frac{[S + (S^2 + 0.461)^{0.5}]}{4}$$

dónde: d = máximo asentamiento diferencial en el centro o el borde (pulgadas),
 D = diámetro del tanque (pies),
 S = pendiente inicial de la base (pulgadas/pie).

Para la determinación de los asentamientos, se considera una carga igual a la suma del peso de la estructura y el peso del líquido, afectada por un factor de carga unitario. No se consideran las cargas dinámicas por ser de corta duración. Cuando se anticipen asentamientos mayores que los indicados, es necesario considerar alguna forma de mejoramiento o estabilización del subsuelo del sitio, o proveer al tanque algún soporte estructural.

2.1.5.2 Estudio de suelos

El costo de la cimentación puede en determinadas circunstancias, exceder el costo del tanque. Por tanto, uno de los primeros datos que es preciso conocer, es el relacionado con la resistencia y característica del suelo en donde se instalará el tanque, con el fin de evitar sorpresas posteriores que puedan agravar considerablemente el costo de la obra, e inclusive llegar a ocasionar el cambio de localización del tanque.

Es necesario explorar el lugar exacto de la fundación, y analizarlo mediante un estudio de suelos que comprende:

- a) La exploración y ensayos de campo en las zonas de influencia de la base, mediante sondeos con equipos mecánicos de percusión o rotativos, y ensayos de penetración estática y dinámica²².

²² La investigación de suelos consiste generalmente en una perforación inicial de 60 a 100 pies de profundidad, dependiendo de la naturaleza del terreno y del diámetro del tanque, para determinar el criterio a seguir en las perforaciones siguientes. En las diferentes perforaciones se toman muestras para análisis de laboratorio en cada cambio de estrato y cada 5 pies dentro de cada uno de estos. Para tanques de 100 a 150 pies de diámetro se acostumbra a efectuar una perforación por cada tanque, dos para tanques de hasta 160 pies de diámetro, tres hasta 200 pies de diámetro y cuatro para tanques mayores de 200 pies de diámetro.

- b) Ensayos o pruebas de carga para determinar el módulo de reacción del suelo²³, donde la profundidad requerida de exploración depende de la magnitud y distribución de la carga prevista, y de la naturaleza del terreno.
- c) Ensayos de laboratorio de los materiales de la fundación, para conocer la humedad natural, los límites líquido y plástico, la granulometría por tamizado, los pesos unitarios (húmedo y seco), la compresión confinada, el peso específico, la consolidación y la resistencia al corte²⁴.

Las siguientes condiciones de suelo requieren de consideraciones particulares de diseño:

- Áreas donde una parte del tanque estará sobre terreno natural o roca, y otra parte sobre relleno o terreno cenagoso desecado.
- Terrenos cenagosos o rellenados con material inestable o corrosivo, o con presencia de basuras o vegetación compresible, que estén en o bajo la superficie.
- Suelos formados por estratos de arcilla plástica, la cual puede soportar temporalmente cargas pesadas, pero estas se asientan excesivamente con el tiempo.
- Suelos adyacentes a corrientes de agua o excavaciones profundas, donde es dudosa la estabilidad lateral.
- Suelos adyacentes a estructuras pesadas, que distribuyen algo de su carga al subsuelo bajo el tanque, reduciendo su capacidad para soportar cargas adicionales, pudiéndose presentar asentamientos excesivos.
- Sitios donde los tanques pueden ser expuestos a inundaciones de agua, provocando posibles levantamientos, desplazamientos o formación de cauces.

²³ Los asentamientos instantáneos producidos por deformaciones elásticas y/o plásticas (excluyendo los asentamientos por consolidación) son determinados en función del módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto, que asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o penetración de la misma en el suelo; mediante la relación entre la tensión aplicada y la penetración o asentamiento.

²⁴ El ensayo ampliamente usado para determinar la resistencia al corte de cualquier suelo es el de compresión triaxial. Su versatilidad permite adaptar la prueba a las condiciones a las cuales estará sometido el suelo, puede controlarse el drenaje, saturarse los suelos, consolidar suelos saturados de baja permeabilidad y medir presiones de poros.

2.1.5.2.1 Componentes del suelo

Los suelos están formados de materiales minerales procedentes de la desintegración de rocas. Esta desintegración puede ser ocasionada por el agua, el hielo o los cambios de temperatura, por tanto la mayor parte de suelos contienen agua en cantidades variables.

Una de las características del suelo es su textura, la cual depende del tamaño de las partículas que lo componen. Casi todos los suelos son mezclas de arena, arcillas y tierras vegetales. Se llaman arenosos aquellos que contienen por lo menos un 50% de materiales de este mismo nombre. Análogamente, los suelos arcillosos deben tener por lo menos un 50% de arcilla.

Siendo el suelo un sistema de tres fases: sólida, líquida y gaseosa, o de dos fases cuando se compone de sólidos y aire (suelo seco) o de sólidos y agua (suelo saturado); las proporciones relativas de los pesos y volúmenes de las fases presentes tienen gran influencia en su comportamiento. Por tanto, los suelos son muy sensibles a las condiciones de su entorno, y sus características varían con el tiempo.

Los principales factores que influyen en su comportamiento son:

- Presión: al aumentar la presión sobre el suelo se produce una disminución de la permeabilidad y de la compresibilidad, a la vez que un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la presión disminuye se producen efectos contrarios.
- Tiempo: los suelos de granos finos, de baja permeabilidad, requieren un tiempo prudencial para que el agua salga o entre en ellos.
- Agua: en casi todos los problemas de cimentaciones, excavaciones y rellenos, aparece el agua superficial y subterránea como factor determinante, cuya acción debe conocerse y controlarse. Prácticamente todos los suelos son

permeables²⁵ por tener vacíos continuos, y el aumento de agua disminuye la resistencia de éstos.

- Temperatura: la variación térmica desde el momento de la formación del sedimento hasta su estado actual, da lugar a variaciones en el comportamiento del suelo. Inclusive el suelo situado a gran profundidad, cuando es extraído y llevado al laboratorio, sufre grandes alteraciones. Por tanto, este fenómeno debe ser considerado al hacer los respectivos análisis.

2.1.5.2.2 Clasificación de los suelos

Los nombres de los materiales obedecen a la clasificación por tamaños de las partículas de suelo. Las gravas, arenas y limos están constituidos por fragmentos de roca provenientes de la desintegración mecánica, las arcillas son resultado de la descomposición química y no conservan las propiedades de la roca originaria.

El sistema de clasificación por tamaños, establece lo siguiente:

- Gravas: desde unos pocos centímetros hasta 2 mm
- Arenas: entre 2 mm y 0.06 mm
- Limos: desde 0.06 mm hasta 0.002 mm
- Arcillas: debajo de 0.002 mm

En ocasiones se prefieren divisiones más amplias, como la de suelos granulares o gruesos (gravas y arenas) y suelos finos (limos y arcillas). Pero se puede detallar y decir arena gruesa, media o fina, subdividiendo el intervalo mencionado.

También se acostumbra las denominaciones de suelo no cohesivo y cohesivo, pensando en algo relacionado con la resistencia de los materiales, como son las fuerzas de tipo electroquímico entre partículas de arcilla que le dan 'cohesión', o la inexistencia de dichas fuerzas en los tamaños mayores (gravas o arenas).

²⁵ Permeabilidad es la facilidad con la cual el agua puede circular a través de los espacios vacíos o poros del suelo.

Los suelos no cohesivos generalmente tienen una estructura de granulometría simple, en la cual sus granos se encuentran en contacto directo. Los tipos de esta clase son las arenas y las gravas. El porcentaje de volumen de poros en las arenas²⁶, tiene rangos que van desde un 30% en arenas densas hasta un 45% en arenas sueltas.

Los suelos cohesivos tienen normalmente una estructura compleja. Pueden ser de origen sedimentario o resultado de una larga meteorización del material. Cuando son de origen sedimentario, sus estructuras presentan coagulación de las partículas del suelo. Esta estructura coagulante es típica de muchas clases de arcilla²⁷. El espacio de poros en suelos cohesivos oscila entre el 20% y el 95%.

2.1.5.2.3 Consolidación de suelos

Una parte importante en la mecánica de suelos, es la referente al estudio de las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo, dentro de las cuales se consideran las características de compresibilidad de los suelos.

²⁶ La arena es un material integrado por partículas procedentes del desmenuzamiento de diversas rocas que constituyen la corteza terrestre. Procede en gran parte, de la disgregación de las rocas silíceas o calcáreas.

²⁷ La arcilla es una tierra de partículas sumamente finas, suaves y suntuosas, que mancha los dedos y, mojada resulta pegajosa y resbaladiza. Se puede convertir fácilmente en polvo. Una suspensión arcillosa, fluye como un líquido y no tiene prácticamente esfuerzo cortante. Una masa arcillosa pasa a través de las siguientes etapas, conocidas como límites de consistencia:

Tabla 2.10 Límites de consistencia de la arcilla

Etapas de la masa	Límites entre etapas
Líquida	
	Límite líquido (LL).- contenido de humedad en el cual dos secciones de una pasta arcillosa estándar se tocan escasamente cuando se agitan suavemente.
Plástica	
	Límite plástico (LP).- la arcilla empieza a desmoronarse cuando se enrolla en cordones de 1/8 pulgada de diámetro. La diferencia entre el LL y el LP es el índice de plasticidad, importante característica que indica la gama de contenido de humedad dentro de la cual un suelo tiene propiedades plásticas.
Semisólida	
	Límite de consolidación
Sólida	

Los anteriores son contenidos de humedad de la masa, a medida que pasa de una etapa a otra. Cuando la arcilla está en la etapa plástica, puede fluir plásticamente si se sobrecarga. Este tipo de flujo puede definirse como un movimiento lento de una sustancia plástica sobrecargada, sin cambio en su volumen.

Al incrementarse los esfuerzos totales en un suelo saturado, se produce un aumento en la presión de poros que obliga a una parte del agua a fluir. El tiempo durante el cual ocurre este proceso de drenaje, depende de la permeabilidad del suelo. En las arenas el movimiento de agua es rápido y esto hace que se disipe el exceso de presión de poros casi inmediatamente, y tenga lugar en muy corto tiempo la deformación correspondiente.

En las arcillas, de muy baja permeabilidad, el drenaje ocurrirá en un tiempo mucho mayor; lentamente desaparecerá el exceso de presión de poros y el incremento en esfuerzo total va convirtiéndose en un aumento equivalente de los esfuerzos efectivos, llevándose a cabo una transferencia de esfuerzos de la fase líquida a la fase sólida del suelo.

Este proceso, que tiene como efecto final una reducción en el volumen total de la masa del suelo, se denomina consolidación, y su manifestación como desplazamiento vertical de la superficie del terreno es el asentamiento.

Por otra parte, es posible que el suelo no haya estado sometido a esfuerzos superiores a los actuales. Se dice entonces que el suelo es normalmente consolidado, y cualquier esfuerzo adicional producirá un asentamiento por consolidación de mayor magnitud que en el caso de suelo sobre-consolidado. También este último comenzará a comportarse como normalmente consolidado una vez que el esfuerzo aplicado supere la presión de pre-consolidación. Si el suelo es normalmente consolidado, su contenido de humedad natural tiende a estar en las cercanías del límite líquido, y si es pre-consolidado aquella estará por los lados del límite plástico.

Resumiendo conceptos, al someter un suelo a presiones se deformará y, aunque se retire la presión, habrá una deformación remanente, que puede ser o un cambio de forma (distorsión) o un cambio de volumen (compresión) o ambos. Como el tiempo es un factor importante en la respuesta esfuerzo-deformación del suelo, puede decirse que éste es un material visco-elástico desde el punto de vista de su comportamiento mecánico.

En suelos granulares (arenas, gravas) el asentamiento ante cargas estructurales ocurre rápidamente, dada la alta permeabilidad de dichos suelos. Sin embargo, en ellos tomará importancia el cambio de volumen a causa de la acción de cargas dinámicas.

2.1.5.2.4 Asentamientos y capacidad soportante de los suelos

Todo suelo se comprime en forma considerable cuando es sometido al efecto de cargas verticales. Este fenómeno produce asentamientos en la estructura, que pueden ser más o menos graves, dependiendo de su uniformidad o desigualdad en los distintos puntos. Por esta razón, al diseñar una cimentación se busca que el asentamiento total uniforme sea bajo y que los asentamientos diferenciales sean nulos.

La única forma de minimizar estos asentamientos, es construyendo una estructura sobre un estrato de suelo con alta capacidad portante²⁸, y transmitiendo las cargas en una superficie suficientemente grande a fin de que la presión en el suelo sea lo más pequeña posible.

El asentamiento por una carga impuesta sobre una arena densa, se debe a las distorsiones elásticas de los granos en el suelo. En arenas sueltas, las fuerzas de corte y distorsión causadas por una carga, destruyen algunos de sus arcos, permitiendo un cambio de volumen en la masa del suelo, y ocasionando un asentamiento mayor que aquel que pudiera producirse en una arena densa.

Otro factor en la velocidad de asentamiento de un suelo arenoso sometido a vibración, es la relación entre la fundación y el nivel de agua subterránea. Si las

²⁸ La capacidad portante es el máximo esfuerzo que puede soportar un suelo, sin que se produzca la falla u ocurran asentamientos perjudiciales. La capacidad soportante depende del tipo de suelo, de la forma y profundidad del cimiento, y de los asentamientos admisibles. La roca es el material que posee esta característica en mayor grado, le siguen en su orden la arena y la grava, el limo y la arcilla, que es la de menor capacidad.

arenas tienen partículas húmedas alrededor de los granos que puedan desarrollar una tensión superficial, ésta puede sostener los granos en su posición. En aquellas arenas en las cuales la tensión superficial no existe, pueden cambiar rápidamente de volumen bajo el efecto de la vibración, ocasionando en algunos casos asentamientos considerables.

En un suelo arcilloso la vibración tiene poco efecto. Sin embargo, cuando la superficie de tales suelos es cargada, la estructura de las partículas distorsiona el espacio de poros existentes. Esta distorsión ocurre tan pronto como el agua contenida entre los poros es expulsada. Debido a lo diminuto de los granos de un suelo arcilloso, su permeabilidad es muy baja, en algunos casos mucho menos permeable que el concreto. Las estructuras localizadas en suelos arcillosos, están sujetas a asentamientos a largo término. La magnitud de estos asentamientos depende de la carga impuesta y de los esfuerzos pasados que se hayan introducido en el material.

2.1.5.2.5 Resistencia al corte de los suelos

Además de los problemas de deformación, otra categoría en la mecánica de suelos la constituyen los problemas de estabilidad, dependientes de la resistencia al corte del suelo. La capacidad de soporte del suelo y la seguridad con la cual pueden hacerse excavaciones hasta cierta profundidad, definir inclinaciones de taludes, hacer cimentaciones superficiales y profundas, diseñar presas de tierra, terraplenes y muros de contención, e indirectamente el diseño de pavimentos, dependen todos de la resistencia al corte de los suelos.

La estabilidad de masas de suelo depende de la resistencia de éste a la falla por esfuerzo cortante. Si en un punto se sobrepasa dicha resistencia, se produce la falla en ese punto, la cual puede generalizarse hasta el desarrollo de una superficie de rotura en la masa completa.

En las arenas limpias y los limos inorgánicos, la resistencia es directamente proporcional a los esfuerzos normales existentes sobre la superficie considerada y la cohesión es nula. Las arenas densas tienden a aumentar el volumen durante el corte, y las sueltas a densificarse. Este fenómeno se llama dilatancia y, dado que se consume cierta energía para producir el cambio de volumen, es considerado como una fuente de la resistencia a la deformación cortante.

La resistencia al corte de la arcilla está gobernada por otros factores, como son, las condiciones de drenaje durante el proceso de corte, la historia de esfuerzos (si es normalmente consolidada o sobre consolidada) y la sensibilidad o sensibilidad²⁹.

2.1.5.3 Métodos generales para mejoramiento de las condiciones del suelo

Preferentemente se seleccionan áreas homogéneas, evitando partes de terrenos firmes y rellenos posteriores, o se remueven materiales inadecuados o defectuosos para reemplazarlos por materiales apropiados³⁰.

Otras alternativas de mejoramiento son:

- la consolidación del material blando, mediante precarga del terreno no menores a 6 meses o mediante remoción del contenido de agua por drenado,
- la estabilización del material blando, por métodos químicos o por inyección de cementos al suelo,
- el uso de pilotes o pilas de fundación debajo de losas de cemento, para distribuir la carga,

²⁹ Propiedad que se refiere a la pérdida de resistencia por moldeo o alteración de sus condiciones naturales (estructura interna, humedad) que experimentan en mayor o menor grado las arcillas durante el muestreo o en la construcción.

³⁰ El material de relleno utilizado para reemplazar el material inadecuado o para nivelar la cimentación a su altura adecuada debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Ser sano y durable de características similares al material de relleno usado en carreteras normales.
- Estar libre de vegetación y materia orgánica.
- No debe contener escorias u otras sustancias que puedan causar corrosión al fondo del tanque.

- la aplicación de vibro compactación o compactación dinámica para estabilizar el subsuelo,
- el uso de anillos de concreto o de piedra compactada, pilotes y/o losas de hormigón para tanques de grandes volúmenes, o en suelos con condiciones pobres.

Cuando se trata de emplazar un tanque sobre suelos muy flojos o muy blandos, que experimentan asentamientos fuera de los límites aceptables, se puede optar por un mejoramiento del subsuelo de fundación mediante las siguientes soluciones especiales:

2.1.5.3.1 Muro anular de tablestacas o pantallas anulares

Es posible evitar la falla del tanque, restringiendo el movimiento lateral de los estratos débiles del subsuelo, por medio de anillos profundos perimetrales formados por pantallas de concreto, tablestacado o muros de material granular.

Estas son hincadas verticalmente en el suelo y su acoplamiento se hace por deslizamiento a lo largo de una junta, para formar pantallas continuas que reciben el nombre de tablestacas³¹ (Fig. 2.58). Su material es impermeable y las juntas hacen difícil el paso del agua a través de ellas, por tanto estas pantallas poseen un alto grado de estanqueidad.

El empleo de anillos profundos puede traer como resultado asentamientos diferenciales importantes entre el centro y el borde del tanque. Los tablestacados metálicos y las pantallas de concreto reforzado son costosos, y su utilización es limitada.

³¹ Se llama tablestaca a una pieza prefabricada, recta, de sección transversal constante, en la que su dimensión longitudinal es la predominante y cuyos extremos están dotados de juntas para su unión.

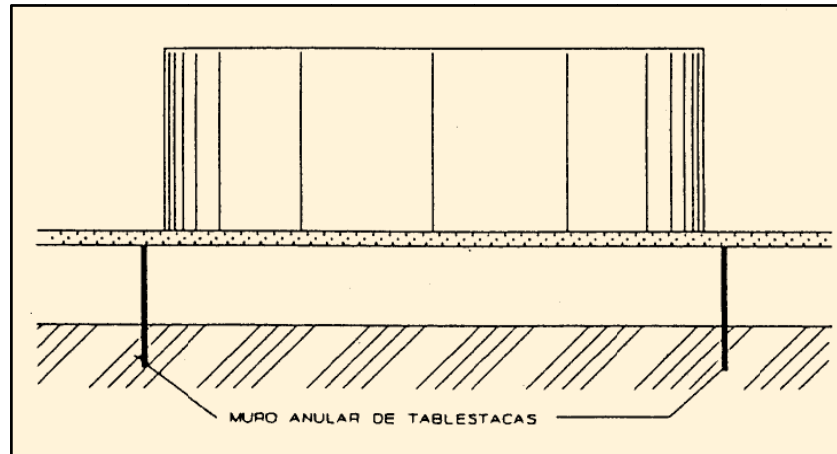


Figura 2.58 Esquema de un muro anular de tablestacas

2.1.5.3.2 Anillo profundo de grava compactada

El anillo profundo de grava compactada provee un confinamiento lateral adecuado, evita la falla del suelo por plastificación, y controla los asentamientos (Fig. 2.59). Para lograr este resultado, la base del tanque descansará sobre un terraplén. La utilización de un anillo profundo de grava compactada, en conjunto con un anillo perimetral de hormigón armado, es recomendable para suelos de mediana calidad que no requieran un reemplazo total del mismo.

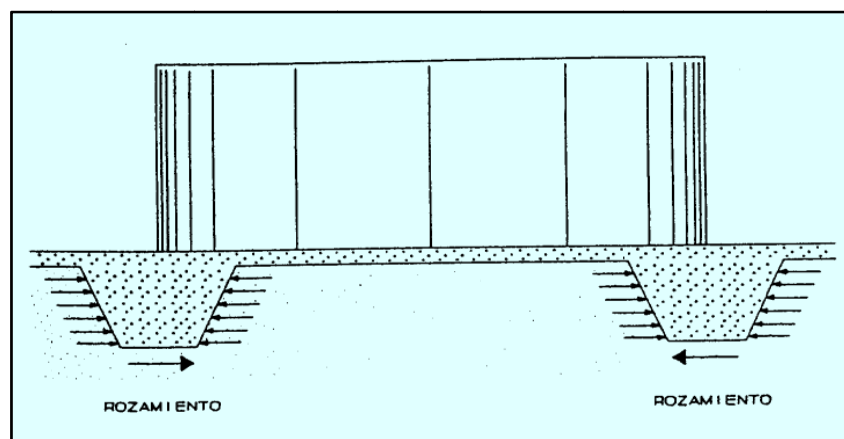


Figura 2.59 Esquema de un anillo profundo de grava compactada

El diseño del muro deberá tomar en cuenta los esfuerzos de compresión y las presiones activas y pasivas que actúen lateralmente en sus paredes, además de la fuerza de rozamiento generada entre las superficies del anillo y del suelo. El

ancho no podrá ser menor al necesario para su excavación manual o con maquinaria.

2.1.5.3.3 Sustitución del suelo con material seleccionado

La sustitución del terreno con otro material de mejores características, se recomienda siempre y cuando las condiciones de los estratos superficiales no cumplan con los requerimientos mínimos de resistencia y de asentamientos. Con frecuencia se aplica este tipo de mejoramiento, en estratos blandos, cuyo espesor es inferior a 20 pies, o hasta donde el estudio de suelos considere prudente y viable.

El material de sustitución, debe tener el espesor y la resistencia necesaria para prevenir la ruptura de los sub-estratos y debe extenderse por lo menos 6 pies más allá del perímetro del tanque para prevenir el flujo plástico lateral del suelo blando. La profundidad de desplante de la fundación, deberá ser determinada en base a la distribución de la presión transmitida por el tanque al subsuelo, tomando en cuenta que esta presión se disipa de manera considerable en el espesor del relleno, hasta alcanzar un valor mucho menor (Fig. 2.60).

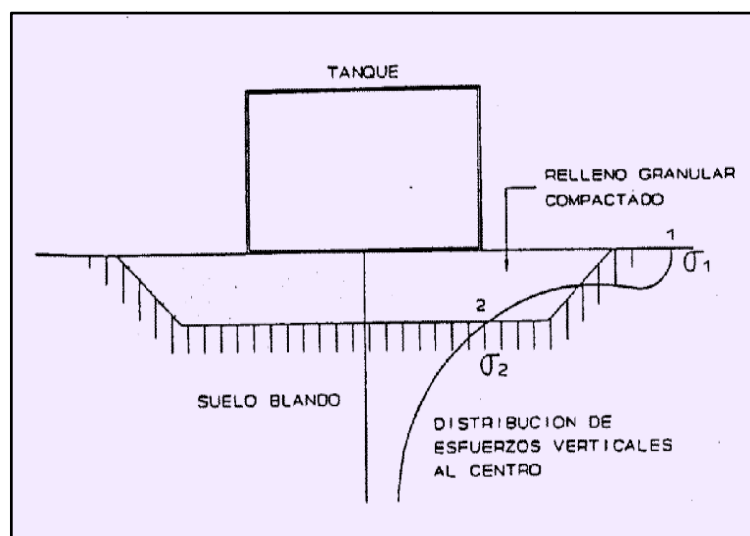


Figura 2.60 Esquema de cambio de suelo con material seleccionado

2.1.5.3.4 Mejoramiento del suelo con refuerzos

La combinación de materiales granulares y cohesivos que permitan ser colocados en sus mejores condiciones de compactación y la inclusión de un refuerzo, permite obtener un material compuesto con características de resistencia, deformabilidad y estabilidad superiores a las que ofrece la sustitución simple del suelo de cimentación.

Al incluir un refuerzo al suelo, se desarrolla una alta resistencia al corte, que se traduce en un incremento del esfuerzo normal a través de la superficie potencial de falla, y simultáneamente, hay una disminución del esfuerzo cortante actuando en el suelo. Por consiguiente, el suelo reforzado define un comportamiento geomecánico particular, que aprovecha las características de resistencia al corte y baja deformabilidad del material del relleno, la resistencia a la tensión del refuerzo y la interacción entre estos dos elementos.

El sistema de suelo reforzado permite la conformación de un colchón compuesto de suelo y refuerzo, que por sus características de rigidez y resistencia, logra tener un incremento en la capacidad de carga del terreno y la disminución de los asentamientos; además este sistema facilita la construcción de la cimentación, con reducción de su costo y tiempo de ejecución.

Para tanques de almacenamiento sobre superficie con diámetros entre 30 y 60 pies y que transmiten presiones al terreno en el rango entre 14 y 36 psi, se pueden utilizar sistemas de cimentación con suelo reforzado. Para el chequeo de la estabilidad del sistema se define el incremento de la capacidad de carga del suelo natural y la requerida para la presión aplicada por el tanque. Este incremento no puede ser mayor al 75%, para los parámetros y condiciones definidas. Se debe evaluar los factores de seguridad respecto a la rotura del refuerzo y a su arrancamiento o deslizamiento. La primera condición permite seleccionar el tipo de geomalla definida por su resistencia a la tensión, valor generalmente a una deformación unitaria del 2%, o por la resistencia a largo plazo. La segunda condición permite definir la longitud del refuerzo, en la que se

compara la resistencia a la fricción y trabe desarrollada a lo largo de la geomalla con la máxima tensión aplicada. Generalmente se aceptan factores de seguridad superiores a 1.5 en casos normales. El espesor del relleno varía de acuerdo con las dimensiones del tanque y con las características del suelo natural, generalmente se definen espesores entre 5 y 10 pies, en los que se intercalan las capas de refuerzo con un espaciamiento vertical entre estas de 1.6 a 3.2 pies.

El refuerzo es fabricado con geomallas, geotextiles tejidos o refuerzos metálicos tipo banda. Si se utiliza geotextil como refuerzo de la fundación, la transferencia de esfuerzos entre el suelo y éste, tiene lugar debido a la fricción suelo-refuerzo. La figura 2.61 muestra la superficie de falla general por capacidad de carga, en cimentaciones superficiales soportadas por un suelo reforzado compacto y homogéneo.

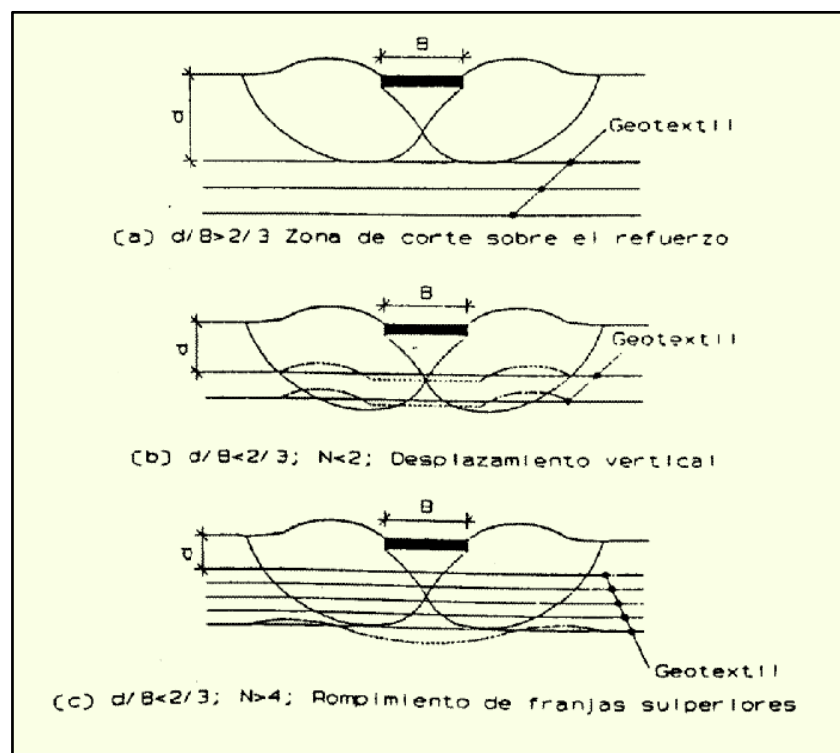


Figura 2.61 Tipos de falla de suelos reforzados con geotextil. Caso a.- El mecanismo de falla ocurre cuando la primera capa de refuerzo es colocada muy profunda, de tal forma que d es mayor que $2B/3$. Si esta primera capa de refuerzo es fuerte y su concentración es suficientemente grande, ésta actuará como una base rígida localizada a una profundidad limitada. Caso b.- En el mecanismo de falla se produce un desprendimiento del refuerzo, que ocurre cuando d es menor que $2B/3$ y el número de capas de refuerzo N es menor que 2. Caso c.- Analizando la tendencia, los mejores diseños de refuerzo con geotextil, se obtienen cuando d/B es menor de $2/3$ y N es mayor de 4, pero no mayor de 7. En este caso, la masa del suelo falla cuando las capas superiores se rompen.

En caso de que el refuerzo esté constituido por geomalla ya sea del tipo uniaxial o biaxial, no solo se produce fricción entre el relleno y la superficie de contacto a lo largo de la geomalla, sino también, una fuerza de trabe (tipo resistencia pasiva) por la introducción de las partículas en las aberturas de ésta, lo que presenta una ventaja sobre el caso de la utilización de geotextiles tejidos o el uso de refuerzos metálicos tipo banda, incluso sobre aquellos que se los fabrica con cierta rugosidad transversal.

A pesar de que se puede utilizar un amplio rango de tipos de suelo de relleno, se recomienda el uso de materiales granulares, tipo base o sub base, de tamaño máximo de partículas de 2 a 3 pulgadas, y contenido de finos de tipo limoso no plástico o arenas limosas en porcentajes menores al 15%. No se recomienda el uso de limos o arcillas plásticas y altamente compresibles, ya que son de difícil manejo y presentan flujo plástico a largo plazo, lo que resulta en una baja de la capacidad de carga y aumento de los asentamientos.

Tanto las características friccionales como la adherencia que pueden desarrollar los materiales aptos para la conformación del suelo reforzado, son las que permiten obtener una buena compactación y un sistema compuesto de sustitución del suelo con mayor capacidad de carga y menor deformabilidad.

Se deben considerar los cambios que pueden ocurrir en las condiciones del subsuelo, por las actividades de construcción como el movimiento de tierras y los ocurridos por la alteración del drenaje y condiciones climáticas. Esto es más notable en el caso del transcurso de un lapso considerable entre los estudios, diseños y construcción.

Esta alternativa de cimentación permite la construcción simultánea y económica de plataformas con suelo reforzado para obtener suficiente capacidad de carga y menores asentamientos a los permisibles. Pero, es imprescindible que en las etapas de estudio y construcción se realicen pruebas de evaluación y

comprobación, principalmente de los parámetros geomecánicos del sistema suelo – refuerzo, para garantizar una selección correcta de los materiales.

2.1.5.3.5 Mejoramamiento del suelo con lechada de cemento

Este sistema de mejoramiento masivo de suelos, es utilizado generalmente en suelos granulares o limosos susceptibles de licuefacción. El método consiste en reemplazar el agua por un fluido con cemento y aditivos. Este compuesto debe ser lo suficientemente líquido a fin de que pueda penetrar en el suelo, pues su propósito es el de rellenar sus vacíos, impermeabilizándolos y aumentando su capacidad portante (Fig.2.62).

Se recomiendan inyecciones mediante una red de 10 x 10 pies. El área de influencia de cada inyección depende de la permeabilidad del suelo a ser tratado y de esta forma se estima el número necesario de inyecciones. Los aditivos son fluidificantes y expansores, a fin de mantener las partículas de cemento en suspensión y en constante desplazamiento.

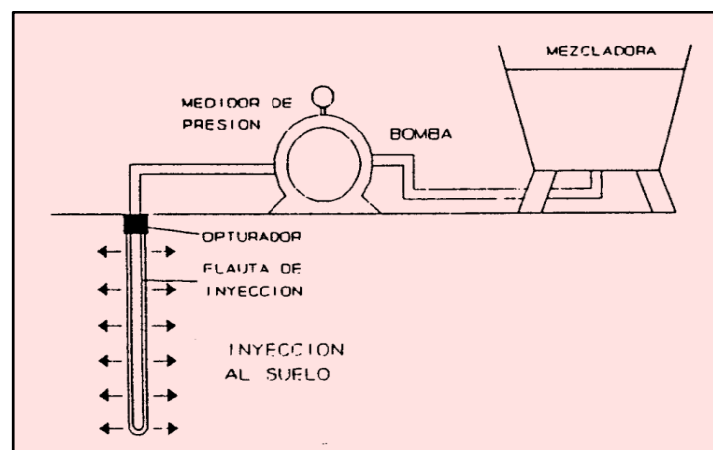


Figura 2.62 Inyección de lechada de cemento

2.1.5.3.6 Mejoramamiento del suelo con vibro flotación

Para compactar suelos con muy baja capacidad de carga y grandes asentamientos, se utilizan sistemas de vibración para densificar el suelo,

aumentar la capacidad de carga de los estratos, y reducir los asentamientos (Fig. 2.63). Este método también es utilizado para incrementar la resistencia a la licuefacción de suelos granulares, para permeabilizar el terreno, para densificar zonas de anclaje, para permeabilizar taludes, etc.

El equipo mecánico que produce la compactación está compuesto por: un vibrador, un sistema de inyección de agua, y una guía que actúa como soporte. El vibrador es introducido dentro del suelo con la ayuda de un chorro de agua a presión. Posteriormente se transmiten vibraciones horizontales al suelo circundante, al mismo tiempo que se incluye el material de aporte.

La vibro flotación puede efectuarse tanto en terrenos granulares como en cohesivos, pero su aplicación es diferente para cada caso.

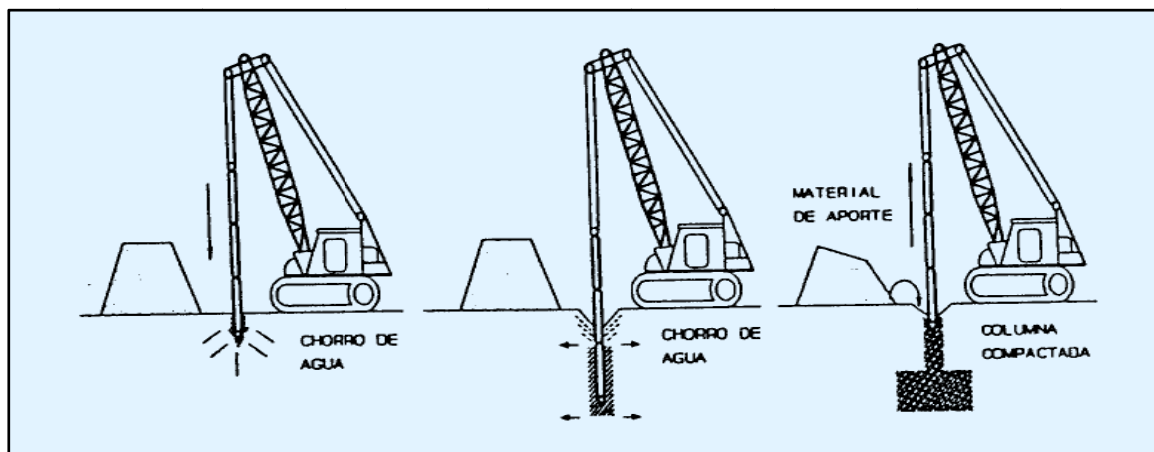


Figura 2.63 Tratamiento de suelos granulares con vibro flotación

2.1.5.3.7 Mejora del suelo con compactación dinámica

El objeto de la compactación dinámica es mejorar la capacidad portante de un suelo con propiedades geotécnicas deficientes, mediante la aplicación de esfuerzos dinámicos intensos, producidos por la caída de un peso sobre éste.

Este método de compactación puede emplearse tanto en suelos granulares como cohesivos. Su utilización en suelos saturados y poco permeables, requiere de

varias fases de compactación, efectuadas en intervalos de tiempo, para permitir la disipación de las presiones intersticiales que se originan.

Los factores que influyen en la compactación son:

- La distribución de la malla de impacto
- La energía de compactación
- El número de fases e intervalos de tiempo para su ejecución.

La superficie rentable a tratar con este método, debe ser mayor a 20.000 m² a razón de 300 a 600 m² por día, dependiendo del tipo de suelo.

2.1.5.3.8 Mejoramiento del suelo con precarga del terreno

La acción de comprimir un terreno mediante la aplicación de una carga durante algún tiempo, previa la colocación de la estructura definitiva, tiene como propósito el incremento de la capacidad portante del suelo y la disminución de los asentamientos post-constructivos. Los rellenos de tierra y la carga de agua, se utilizan como medios para aplicar precarga a un terreno.

La precarga de tanques de almacenamiento mediante carga de agua es económica, cuando dichos tanques deben ser sometidos a pruebas hidráulicas, especialmente si los productos a almacenar poseen una menor densidad que la del agua.

Casi todos los tipos de suelos (limos orgánicos e inorgánicos, turbas y rellenos) pueden ser mejorados por esta técnica. Aunque frecuentemente las turbas han sido consideradas como inadecuadas, actualmente se las precarga gracias a su rápida consolidación.

Para la implementación de esta técnica, es necesaria la determinación de los coeficientes de compresibilidad y consolidación del suelo, mediante ensayos edométricos y de consolidación.

Las razones económicas favorecen el uso de la pre-compresión del terreno frente a otras alternativas de cimentación, cuando el suelo posee una suficiente capacidad portante y las cargas que actúan sobre él son ligeras y uniformes. Sin embargo, la urgencia de la realización de un proyecto, puede impedir la práctica de esta técnica, pues, al requerir de un largo tiempo de actuación para ser efectiva, podría llegarse a meses o años antes de poder iniciar los trabajos.

2.1.5.4 Sistemas de fundaciones para tanques

Las fundaciones deben proveer un plano estable para soporte del tanque, limitar el grado de asentamiento global a valores compatibles con su diseño estructural y sus conexiones, además de proveer un drenaje adecuado.

Las fundaciones típicas para tanques de almacenamiento son simples y su construcción depende de las condiciones permitidas por el suelo³². Mientras se dificulta una clasificación de todas las posibilidades de fundaciones para tanques de almacenamiento, algunos tipos generales proveen los requerimientos más comunes y significativos para estas aplicaciones.

En forma tradicional se construyen dos tipos de cimentación, en función del tipo de suelo, de sus parámetros de resistencia y deformabilidad, y considerando el nivel de cargas transmitido:

- Cimentación superficial sobre una plataforma rellena con sustitución de suelos en una excavación poco profunda: útil para suelos con mediana capacidad de carga portante y baja compresibilidad (limos arenosos, arenas densas, arcillas sobre consolidadas).

³² Los tanques de almacenamiento de petróleo son construidos generalmente sobre zonas en donde se encuentran formaciones cuaternarias superficiales con suelos compresibles y de baja capacidad de carga, lo que obliga a definir sistemas de cimentación con suficiente estabilidad, para evitar fallas por capacidad portante del suelo, por altos asentamientos inmediatos y por consolidación.

- Cimentación profunda con pilotes trabajando a la punta: útil para suelos blandos y compresibles. Alternativa utilizada únicamente cuando el suelo natural de fundación es demasiado débil, compresible y susceptible a licuefacción, de tal forma que no es posible que el suelo por si solo proporcione a la fundación un soporte adecuado, con suficiente capacidad de carga y bajo asentamiento, y presente dificultades para su estabilización mediante métodos de mejoramiento de suelos.

La determinación de la presión que actúa en el suelo, bajo la fundación es un problema altamente indeterminado, ya que depende del tipo de suelo y de las características de la cimentación adoptada. El análisis debe tener en cuenta las siguientes presiones:

- La presión total en el suelo debida a las cargas de la estructura y su contenido, más las cargas de la fundación y relleno.
- La presión generada solo por las cargas de la estructura del tanque.
- La capacidad de carga admisible del suelo, para evitar que se produzcan daños en la estructura debido a asentamientos (Fig. 2.64).

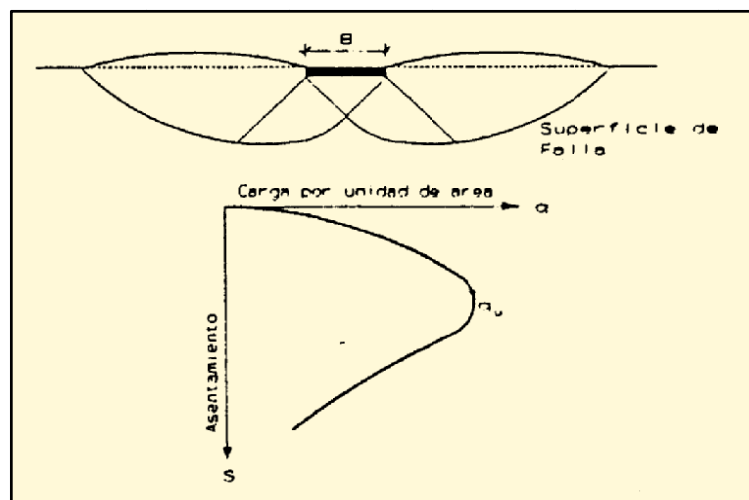


Figura 2.64 Superficie de falla general por capacidad de carga

Si el subsuelo es flojo e inadecuado para soportar la carga del tanque lleno, se deberá reconocer que el cimiento superficial no controlará significativamente los asentamientos producidos en el suelo de fundación.

Las cimentaciones pueden sub-clasificarse en función de su creciente costo en: fundaciones sobre cojín de arena, fundaciones con anillo de piedra, fundaciones con anillos de concreto, fundaciones completas de concreto o losas y fundaciones soportadas por pilotes o pilas.

2.1.5.4.1 Fundaciones sobre cojín de arena (compacted soil foundations)

Se utilizan cuando el subsuelo del área de tanques está formado por estratos completamente evaluados con base en trabajos de exploración, criterios ingenieriles y experiencias anteriores. Si la calidad del suelo y su capacidad portante es buena, no es necesario construir una sub-estructura para soportar el tanque, pudiéndose en este caso cimentarlo totalmente sobre un terraplén de suelo compactado (Fig. 2.65). Generalmente se remueve 3 a 6 pulgadas de la superficie para reemplazarla con arena o material granular que permitan el libre drenaje.

Es necesario remover de los límites del tanque, todo el material débil superficial y materia orgánica. El terraplén de base puede construirse de cualquier suelo o material disponible, que al compactarse produzca una superficie firme, no corrosiva y resistente a la erosión. Generalmente se emplea este tipo de fundación para tanques pequeños gracias a su bajo costo relativo.

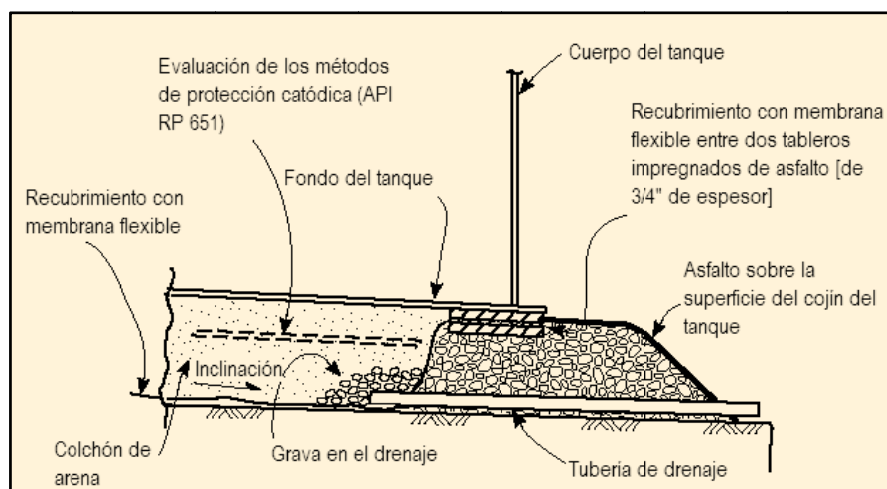


Figura 2.65 Esquema de fundación sobre suelo compactado

Entre sus principales características están:

- No es adecuado para fundaciones de tanques donde se prevé instalación de anclajes, a pesar de que pueden utilizarse anclajes de tierra helicoidales, en casos especiales y con apropiadas consideraciones de diseño.
- Propenso a fallar durante lluvias torrenciales o tormentas.
- La corrosión bajo el tanque es impredecible, debido a que los varios tipos de suelos causan corrosiones aceleradas en el fondo.
- Posibles fallas catastróficas del fondo, si ocurren pequeñas fugas de líquido o si los residuos del lavado del tanque ingresan en puntos de soportes o cargas concentradas.
- Pueden ocurrir asentamientos locales considerables.

2.1.5.4.2 Fundaciones con anillo de piedra (*crushed stone ringwall foundations*)

La falla local del borde prácticamente se elimina, al disponer de un refuerzo lateral adecuado, mediante la conformación de un anillo de grava o piedra partida y compactada. Para este efecto, el material utilizado deberá tener un tamaño menor a 1 pulgada y un ancho total del anillo mayor a 6 pies medido desde la pared del tanque. Es un método alternativo al del anillo de concreto, siendo necesario que el subsuelo sea lo suficientemente compactado o que el estrato sea rocoso en toda el área. Es una fundación económica para tanques entre 20 y 60 mil barriles (Fig. 2.66).

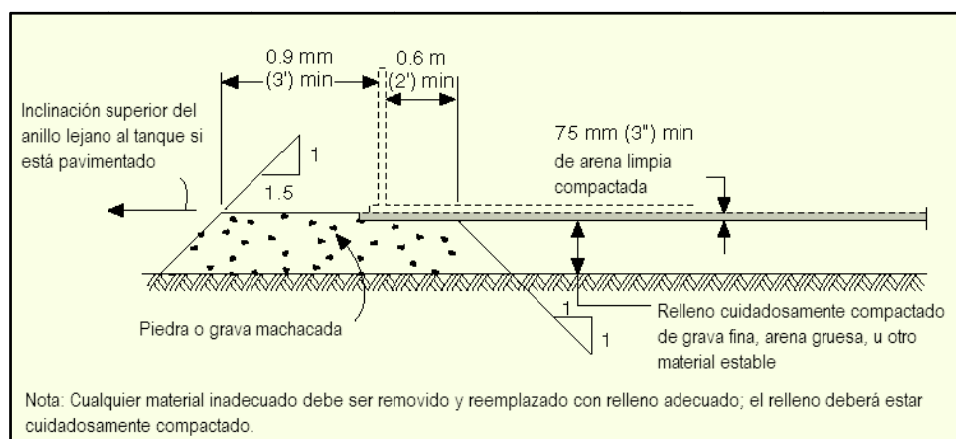


Figura 2.66 Esquema de fundación anillo de piedra

Entre sus principales características están:

- Menor costo que un anillo de concreto.
- Provee soporte uniforme del fondo del tanque, y disipa cargas concentradas en un patrón gradual.
- Es más apropiado en suelos muy suaves que el anillo de concreto, pero el asentamiento de borde es un problema potencial en estos casos.
- No provee una buena base para la construcción del cuerpo del tanque, como lo hace el anillo de concreto.
- Permite la infiltración bajo la periferia del tanque, si no queda lo suficientemente elevado luego de su asentamiento, facilitando una corrosión acelerada en suelos acidificados o salinos.
- En puntos de alta presión o carga concentrada pueden causar corrosión por picaduras (pitting).
- Pueden generarse fallas catastróficas del fondo, si se inician pequeñas fugas de líquidos o en caso de que residuos del lavado del tanque ingresen en puntos de soportes o cargas concentradas.

En la actualidad, ya no es recomendado este tipo de cimentación por razones de seguridad y han sido reemplazadas por el refuerzo lateral mediante muro anular de hormigón.

2.1.5.4.3 Fundaciones con anillo de concreto (concrete ringwall foundations)

El suelo de fundación de un tanque está sujeto a la carga de la estructura y de su contenido. Dichas cargas producen presiones tanto de compresión como laterales; estas últimas son del tipo activo y pasivo.

Los tanques de grandes diámetros (mayores a 30 pies) o con paredes muy altas imponen cargas considerables a la fundación. Esto es particularmente importante en tanques con cubierta flotante, utilizados para prevenir la distorsión del cuerpo (Fig. 2.67).

Para estos casos y en la mayoría de fundaciones para tanques, se recomienda el muro anular de hormigón como fundación apropiada, presentando las siguientes ventajas sobre otros tipos de cimentaciones:

- Una mejor distribución de las cargas concentradas del cuerpo del tanque, y una distribución más uniforme de las cargas sobre el suelo.
- En tanques que requieren anclajes, facilitan la instalación de los pernos de anclaje, por lo que el criterio de diseño del anillo de concreto debe ser planificado cuidadosamente, en función de las condiciones de carga y geometrías de anclaje.
- Elimina el problema de asentamiento de borde y reduce asentamientos diferenciales y la resultante distorsión del cuerpo del tanque.
- Un mejor punto de partida para la construcción del cuerpo del tanque.
- Un mejor medio para la nivelación del terreno de cimentación.
- Retiene el relleno bajo el tanque, y previene pérdidas de material por erosión o deslizamiento.
- Minimiza la humedad bajo el tanque y alarga la vida útil del fondo.
- Transmite las cargas a suelos más competentes a poca profundidad, eliminando la posibilidad de falla por corte en el borde del tanque.
- Confinan el suelo en su interior, evitando que se presenten deformaciones laterales del suelo bajo la presión transmitida por el tanque.
- Reduce el potencial riesgo de pérdidas catastróficas o súbitas del contenido del tanque, en el caso eventual de fugas en el fondo, por cuanto el anillo de concreto restringe la erosión del suelo bajo el tanque.
- Tiene el menor costo efectivo en tanques de grandes diámetros.
- Los anillos de concreto deben ser dimensionados, para que la presión bajo la base del anillo sea igual a la carga actuante por presión hidrostática en el fondo del tanque. Considerando que el peso actuante en el anillo, es la suma del peso del cuerpo, la porción del techo soportado por él, y el peso del líquido proyectado verticalmente sobre el anillo; además del peso propio del anillo.
- En arcillas o tierras muy suaves, la diferencia entre el asentamiento del anillo y el fondo del tanque puede generar combadura en el fondo, y los esfuerzos resultantes conducirán a la falla del fondo.

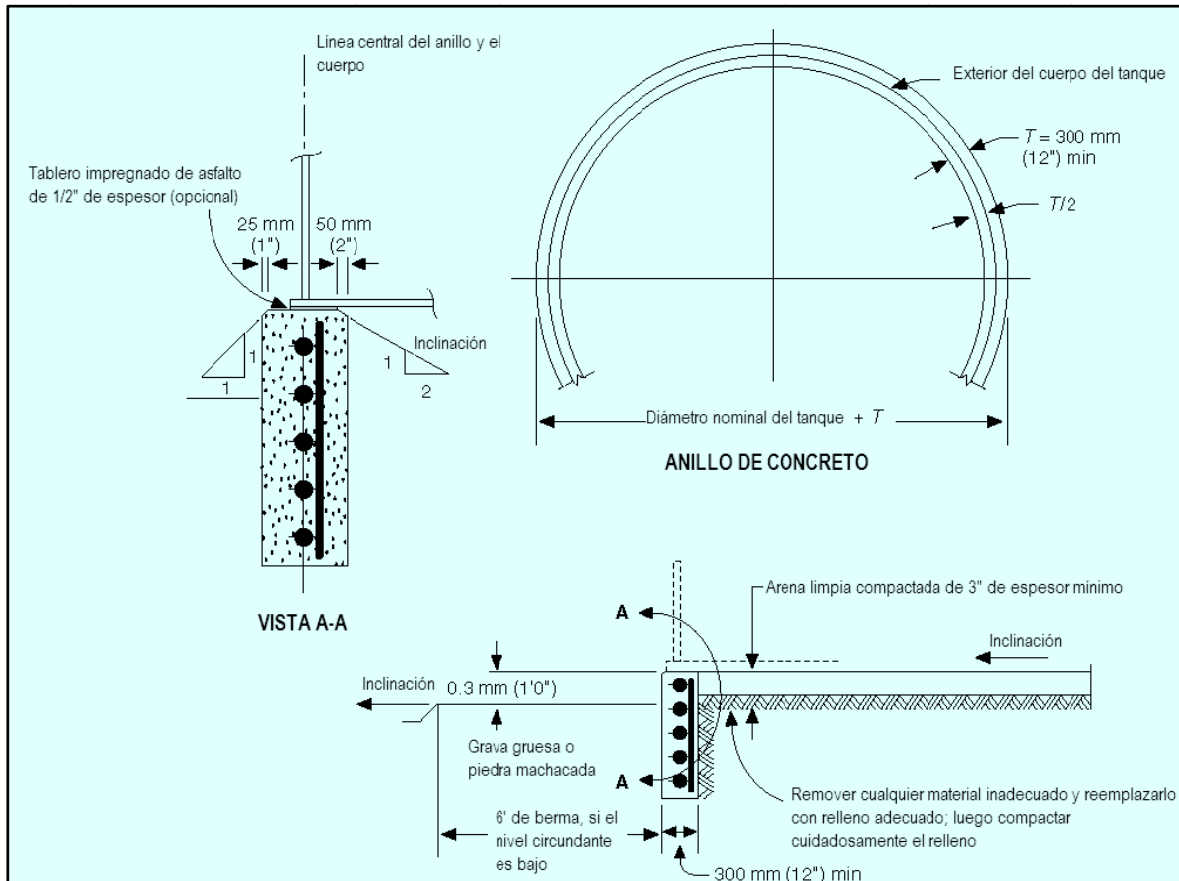


Figura 2.67 Esquema de fundación sobre anillo de concreto

El ancho del anillo de hormigón no será menor de 12", y el diámetro de centro a centro de la pared del anillo deberá ser igual al diámetro nominal del tanque. La profundidad del muro dependerá de las condiciones locales del terreno, pero no se necesita construirlo con una altura mayor que la requerida en el relleno compactado. El muro anular de hormigón armado debe ser reforzado en forma continua, a lo largo de toda la circunferencia con el mínimo de temperatura y contracción, y resistir la presión lateral del suelo confinado y la sobrecarga del fluido almacenado.

2.1.5.4.4 Fundaciones completas de concreto (slab foundations)

En general las losas de cimentación se utilizan para reducir los asentamientos diferenciales, a costa de absorber grandes esfuerzos y, por tanto, requieren de grandes y costosas armaduras. Se emplean en tanques pequeños de hasta 30

pies o en tanques esbeltos, y que por sus condiciones de trabajo no van a ser removidos de su sitio (Fig. 2.68).

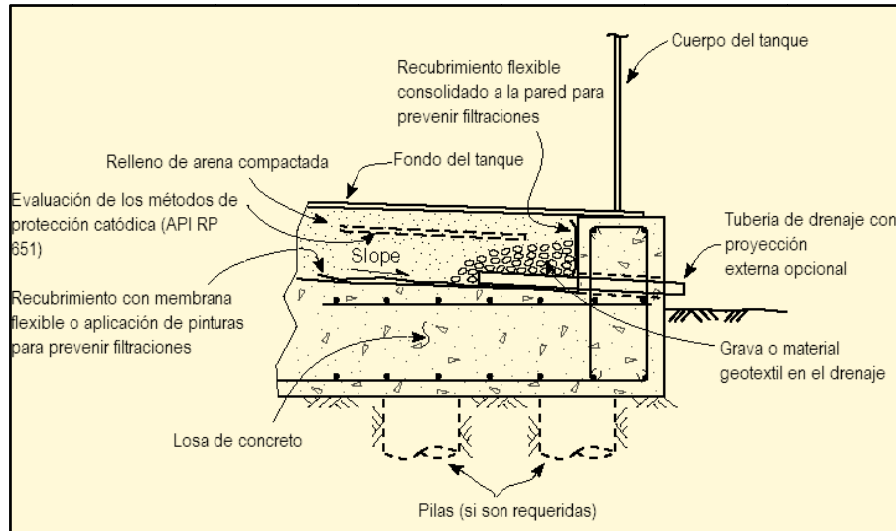


Figura 2.68 Esquema de fundación sobre losa de concreto

Sus principales características son:

- Tiene las ventajas de un anillo de concreto.
- El extremo de la losa tiene mayor espesor, para facilitar el anclaje y proveer características de un anillo de concreto.
- La erosión del fondo es muy disminuida.
- La losa provee un nivel y planitud deseados para trabajar ágilmente en el montaje del tanque.
- Puede utilizarse para todos los tipos de tanques, incluyendo aquellos que necesitan un sistema de anclaje.
- La losa es muy versátil pero su alto costo relativo, limita su uso a tanques pequeños.
- Protege el fondo del tanque de los ataques químicos de un estrato corrosivo, o bien contra condiciones climáticas extremas (huracanes, heladas, inundaciones, etc.).

2.1.5.4.5 Fundaciones sobre pilotes (pile supported foundations)

Estas fundaciones son requeridas cuando la capacidad portante del suelo es muy baja, y los asentamientos esperados son superiores a los admisibles, como en

caso de cercanías a ríos, lagos y mares. También son utilizadas cuando las fuerzas de levantamiento ejercidas por el tanque son muy altas. Es una alternativa de fundación muy costosa, siendo importante economizar su diseño mediante la utilización de la información real del suelo donde se construirá el tanque (Fig. 2.69).

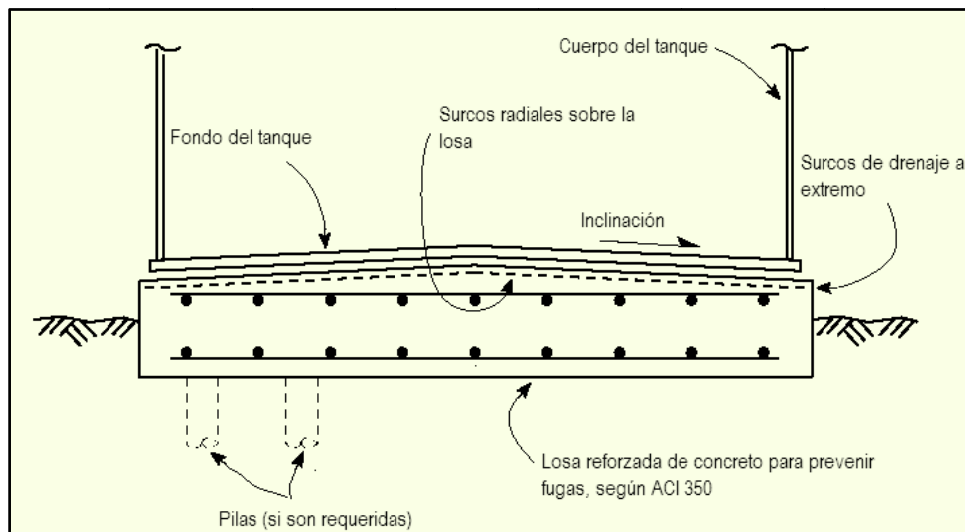


Figura 2.69 Esquema de fundación sobre pilotes

Las cimentaciones profundas se clasifican en: rígidas y flexibles. La Fig. 2.70 ilustra una cimentación rígida sobre pilotes que trabajan a la punta, y sus cabezas están unidas por una losa de hormigón armado, la cual será diseñada despreciando el soporte proporcionado por el suelo. El estudio del comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes, considerándolas como un todo, es decir, compuesto por cabezal – pilote – suelo, establece que el terreno bajo el cabezal, aporta significativamente a la resistencia de la fundación.

El proceso de transferencia de carga en cimentaciones sobre pilotes, cuando el cabezal se apoya sobre el terreno, es el siguiente:

- Para pequeñas deformaciones, el terreno bajo el cabezal, comienza a trabajar, y en la medida que estas deformaciones aumentan, se desarrolla el aporte a fricción y en punta en el pilote.
- En el momento de la falla, el aporte del pilote (a fricción y en punta) se desarrolla a plenitud, no siendo así el del terreno bajo el cabezal, porque las

deformaciones que se generan están lejos de la carga de rotura, fallando primero el terreno en la punta y en las caras del pilote, y después el que se encuentra bajo el cabezal.

Por tanto, puede llegarse a una disminución de la carga actuante a nivel del pilote, en la medida en que aumenta la diferencia entre los módulos de deformación del suelo bajo la punta del pilote y bajo el cabezal. En la medida en que mayor sea el módulo general de deformación del suelo en la punta del cimiento, menor será el aporte del terreno bajo el cabezal, como es lógico, ya que los desplazamientos que se generan serán menores, lo que imposibilitará al material bajo el encepado, desarrollar toda su capacidad portante.

Con la colaboración o interacción entre el cabezal y el suelo, se disminuyen las tensiones en la masa de suelo bajo la punta del pilote. Con la utilización de pilotes bajo bloques superficiales, existirá una interacción beneficiosa bloque – suelo en ‘bloques pilotados’, que elevará la capacidad de carga de rotura de la cimentación, y reducirá el asentamiento para la condición de carga de trabajo (en comparación con el bloque aislado).

La Fig. 2.71 ilustra una cimentación flexible, que es una fundación soportada sobre pilotes que trabajan a fricción. Sus cabezas están cubiertas por una capa de grava compactada, que asegurara sobre estos, una distribución uniforme de las cargas y que permitirá la absorción de pequeños movimientos diferenciales entre los pilotes, sin causar daños a la estructura.

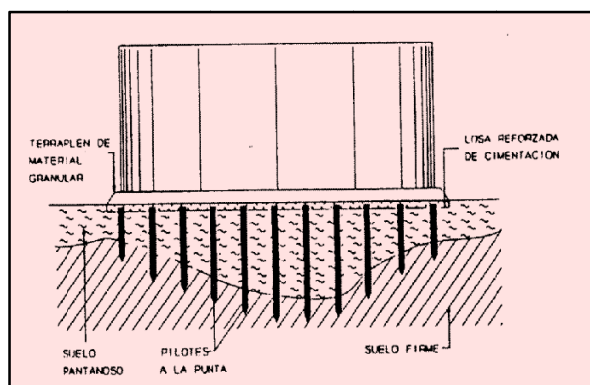


Figura 2.70 Cimentación rígida sobre pilotes a la punta

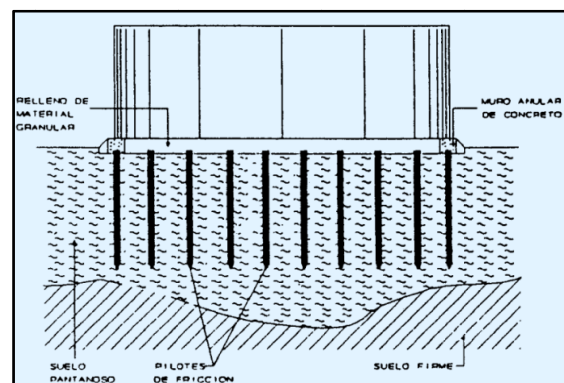


Figura 2.71 Cimentación flexible sobre pilotes de fricción o mixtos

Otro sistema no convencional de cimentaciones profundas, lo constituye los pilotes o columnas de arena. Pueden instalarse a un costo relativamente bajo, y son preferidos en condiciones del subsuelo homogéneas.

La técnica consiste en perforar el suelo, mediante el hincado de un tubo con su extremo inferior cerrado o por barrenado, para luego rellenarlo con arena compactada o vibro compactada. La figura 2.72 presenta la secuencia de instalación de pilotes de arena en estratos de arena suelta y la figura 2.73 define la relación entre la densidad relativa, el espaciamiento y el tamaño del pilote. El uso de tubos de extremo cerrado no se recomienda en arcillas blandas por el efecto de remoldeo, que puede conducir a la inestabilidad lateral del pilote de arena.

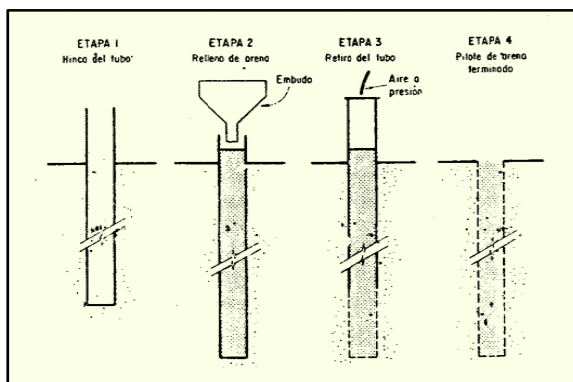


Figura 2.72 Pilotes de arena compactada

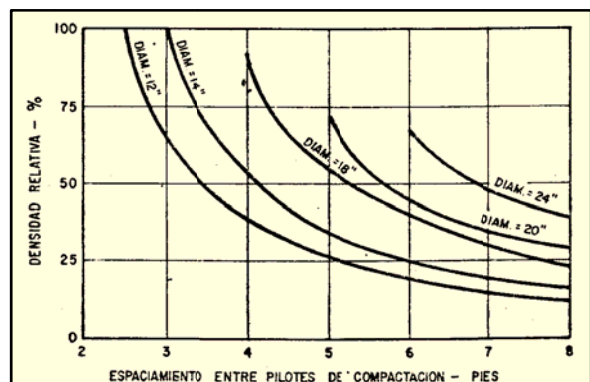


Figura 2.73 Relación entre la densidad relativa, espaciamiento y tamaño del pilote

2.1.5.5 Parámetros generales a considerar en el diseño de las fundaciones

- La elevación de la fundación incide en el tiempo de vida del tanque, y la inclinación establece sus costos constructivos y durabilidad. Los tanques deben ser construidos con una fundación elevada de 8 a 12 pulgadas sobre la superficie (después de su asentamiento), para permitir el drenaje adecuado y evitar una acelerada corrosión del fondo. La posibilidad de que el tanque vacío flote cuando esté sumergido en agua lluvia o anti incendio, llenando parte del área de contenimiento secundario, obliga considerar una elevación suficiente de la fundación o el anclaje del tanque.

- El uso de materiales que contienen sales minerales, o están contaminados con materia orgánica que pueda descomponerse, induciendo la corrosión microbiana o produciendo acidez que acelere la corrosión. Por ejemplo, no debe usarse arena de playa o coral, puesto que su alto contenido de sal acelera la corrosión externa de la base del tanque.
- El drenaje juega un importante rol en la vida de la fundación del tanque, porque no solo el insuficiente drenado causa corrosión acelerada del fondo, sino que la estabilidad del suelo y su capacidad de carga son afectados. En algunos casos, cuando no hay drenado rápido de agua lluvia en suelos salinos, el suelo saturado se desestabiliza, resultando un asentamiento del borde.
- Las prácticas antiguas recomendaban la aplicación de un colchón de arena engrasada bajo el fondo del tanque, ésta es menos popular en la actualidad, debido a que no se demuestra una reducción en la corrosión del fondo. Además, la arena engrasada es un contaminante orgánico que puede no ser aceptable por las regulaciones locales.
- Se debe diseñar un sistema para evitar la infiltración del agua lluvia hacia la base del tanque. Esto es especialmente importante cuando se adopta una cimentación con muro anular de concreto reforzado.
- El tipo de fundación adecuado para un determinado tipo de estructura, depende de su función, de las cargas que debe soportar, de las condiciones del subsuelo, del tiempo de fabricación y su costo comparado con el de la súper estructura, pudiéndose obtener varias soluciones aceptables para cada situación. Pero, las etapas para la selección del tipo de cimentación son comunes a todas ellas y se resumen a:
 - Obtener información referente a la naturaleza y las cargas de la súper estructura.
 - Determinar las condiciones del subsuelo.
 - Considerar los tipos de cimentación preferidos, para evaluar si se puede construirlos en las condiciones prevalecientes. En esta etapa se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.

- Hacer estudios detallados de las alternativas viables, determinando las características físicas de la fundación y el número de pilotes necesarios, en función de las cargas y condiciones del subsuelo.
- Determinar costos y tiempos para las alternativas viables, para luego decidir el tipo de cimentación a ser adoptada.

2.1.5.5.1 Cargas del tanque sobre la fundación

Los tanques están sometidos a cargas estáticas y dinámicas. Las cargas estáticas son verticales, y se deben al peso propio del tanque y al fluido almacenado (Fig. 2.74). Las cargas dinámicas son producidas por efecto de un número de causas naturales y artificiales, como: sismos y vientos aplicados al tanque y su contenido, flujo rápido de agua, oleaje, bombas, compresores, etc. Son vibraciones con movimientos complejos repetitivos de traslación y rotación.

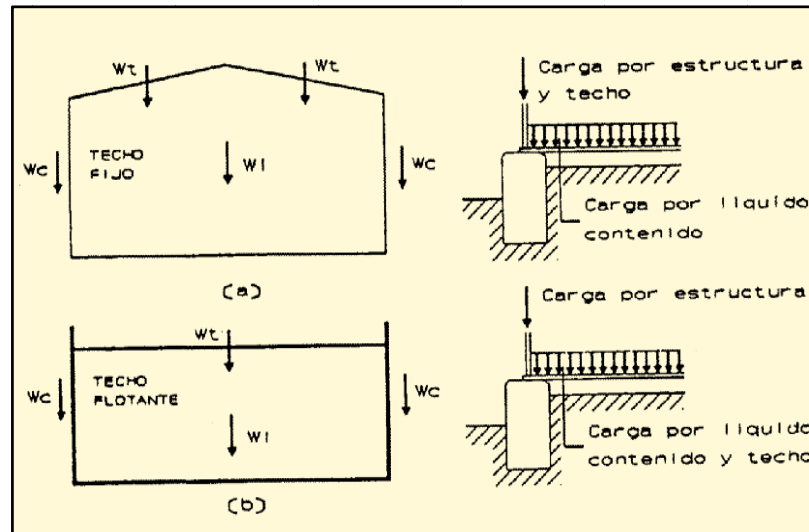


Figura 2.74 Esquema de cargas estáticas (W_t =peso del techo, W_c =peso del cuerpo, W_l =peso del líquido)

Las vibraciones continuas tienen una frecuencia constante, determinada por la fuente, y complicada por armónicos generados por la estructura. Mientras que las transitorias o de choque intermitente, tienen una frecuencia variable que depende de la fuente y el sistema de soporte.

Al aplicar un impulso de corta duración a un cuerpo soportado elásticamente, éste vibrará a su frecuencia natural, la cual depende de su masa y propiedades elásticas. La frecuencia natural de un sistema suelo-fundación es algo complejo; la resistencia a la deflexión puede ser estimada a partir del asentamiento por distorsión. Este depende del módulo de elasticidad del suelo y el tamaño de la cimentación.

El peso del cuerpo vibrante es la suma del peso de cimentación y la porción de la masa de suelo que vibra bajo la cimentación, por lo tanto la frecuencia natural del suelo no es una propiedad de éste únicamente, sino que depende del peso y tamaño de la fundación y la carga que soporta. La intensidad de la vibración es así mismo un factor importante, porque el módulo de elasticidad de algunos suelos cambia con la presión de confinamiento y con la deformación.

Las vibraciones en suelos pueden tener grandes efectos, como son:

- Puede ser transmitida a otras fundaciones y a otras estructuras a alguna distancia de la fuente, donde pueden causar problemas de funcionamiento. Si el sistema de fundación entra en resonancia, habrá daño severo.
- Puede causar una reducción en la relación de vacíos de suelos no cohesivos y llevar a asentamientos grandes. Por lo común, el asentamiento será pequeño si la densidad relativa es mayor al 70%, pero si la vibración es fuerte, como en el caso de resonancia, pueden ocurrir asentamientos aún con densidad relativa tan alta como el 90%.
- En suelos no cohesivos sueltos y saturados, puede ocasionar una condición fluida y las consecuentes pérdidas de resistencia y la falla. Los suelos cohesivos son resistentes al asentamiento por vibración y no son afectados apreciablemente.

Para facilidad de diseño, es necesario definir los parámetros dinámicos en forma simplificada, con fuerzas laterales equivalentes. El líquido almacenado genera

olas superficiales por el efecto sísmico actuante, las cuales chocan contra el cuerpo del tanque, provocando una fuerza horizontal adicional³³ (Fig. 2.75).

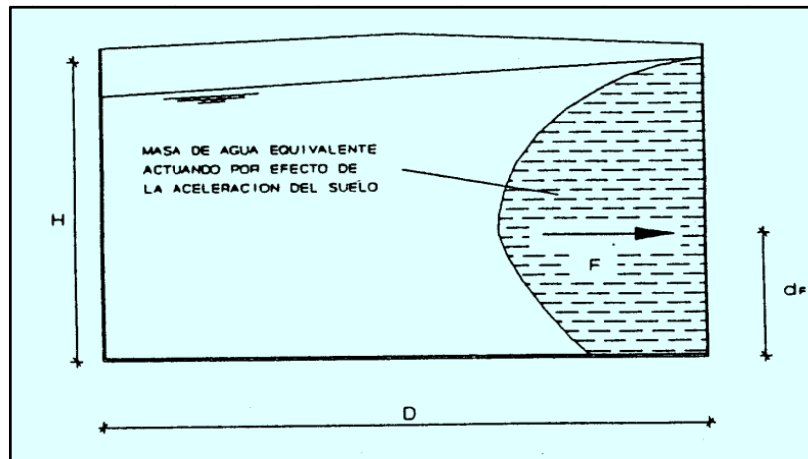


Figura 2.75 Esquema de la presión hidrodinámica (D=diámetro, H=altura, df=distancia al centro de masa)

Por tanto, la cimentación es sometida a una carga igual a la suma de: el peso de la estructura, la presión aplicada por el fluido al encontrarse lleno el tanque (afectada por un factor de carga de hasta 1.4), y una presión hidrodinámica atribuible a sismo aplicada sobre el fondo (afectada de un factor de carga de 1.1). La carga total es comparada con la resistencia estimada del suelo, afectada por un factor de reducción.

En los tanques de techo fijo cuando las presiones perimetrales transmitidas por las paredes superan a 10 t/m^2 o en tanques de techo flotante, se utilizan normalmente láminas anulares en el fondo, con el fin de reducir la tendencia al punzonamiento del cilindro o una falla de borde por capacidad portante, además de reducir los asentamientos diferenciales perimetrales.

Las cargas de columnas son adicionales a las impuestas por el fluido almacenado y actúan en la condición del tanque vacío. La distribución de los esfuerzos dentro

³³ Este fenómeno produce dos efectos:

- Incremento de las cargas transmitidas por el tanque al suelo de fundación, provocado por la presión hidrodinámica.
- Falla local en el borde sobre-esforzado del cuerpo del tanque, provocada por la generación de un momento hidrodinámico de volcamiento debido al sismo.

del suelo está controlada por el espesor de las láminas de la base del tanque y el tipo de construcción, y si éstas están colocadas en forma cónica ascendente o descendente. Estos factores controlan también los asentamientos del tanque que se desarrollan posteriormente. Por ejemplo, en los tanques con grandes diámetros y techos cónicos soportados por columnas³⁴, (una central y hasta tres distribuciones anulares), el peso propio transmitido por las columnas varía entre 5 y 10 toneladas, además de las cargas vivas de hasta 10 o 15 toneladas por acumulación de nieve o granizo.

2.2 CONSIDERACIONES DE INGENIERÍA

2.2.1 MATERIALES UTILIZADOS

Los tanques son construidos con diferentes materiales, seleccionados en función de su costo y disponibilidad, facilidad constructiva, resistencia a la corrosión y compatibilidad con el líquido a almacenarse. Los materiales comúnmente utilizados son aceros al carbono o aceros calmados, porque reúnen la mayoría de características deseadas. Los aceros inoxidable son preferidos para almacenamiento de líquidos corrosivos, aunque su costo y disponibilidad hacen que su uso sea menos frecuente.

Los tanques de acero al carbono recubiertos con fibra de vidrio reforzado (fiber glass reinforced plastic o FRP), son utilizados por su resistencia a químicos, cuando el acero inoxidable o el aluminio no son aceptables. Se requiere de la aplicación de técnicas constructivas más especializadas que lo encarecen. Almacenan agua, químicos corrosivos y no inflamables, espumas anti incendios, desechos y lubricantes. No son recomendables para almacenamiento de líquidos inflamables o combustibles por su baja resistencia al fuego.

³⁴ Las columnas son soportadas usualmente por placas de base cuadrada o redonda de $\frac{3}{4}$ a 1 pulgada de espesor y cuyas dimensiones dependen de la capacidad portante admisible del suelo.

Los tanques de aluminio tienen mayores limitaciones y muy poco uso en la industria moderna. Aunque se prefieren para aplicaciones criogénicas, gracias a su buena ductilidad a bajas temperaturas, los aceros inoxidable y aleaciones con níquel suplantando grandemente el mercado del aluminio. Aun se utiliza el aluminio para almacenar algunos ácidos, fertilizantes y agua desmineralizada.

Los tanques de concreto han sido utilizados por mucho tiempo, para almacenar agua y en el negocio del alcantarillado, sin embargo por su relativo alto costo no tienen uso frecuente en la actualidad. El Apéndice D resume recomendaciones de uso de materiales expuestos a varios líquidos.

2.2.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE TANQUES

La selección de un tanque para un determinado propósito, es un proceso complejo de optimización en el que intervienen variables operativas y de diseño. Las condiciones operativas son definidas según requisitos del proceso industrial, mientras que las de diseño son establecidas en función del tipo de líquido a almacenar y sus propiedades físicas. La presión de vapor es la variable incidente en la selección del tipo de tanque, pero otras propiedades como el punto de inflamación, potencial de explosión, temperatura y gravedad específica influyen en su diseño.

En la selección del tipo de tanque, juegan un papel importante los siguientes parámetros:

- las propiedades físicas,
- el tamaño del tanque,
- las regulaciones, prácticas y preferencias locales,
- las cargas externas (viento, nieve y sismo),
- los requerimientos de ingeniería complementarios,
- el tiempo de vida útil,
- el espacio disponible,
- el riesgo de incendio y explosión,

- y los costos involucrados en la fabricación y operación.

Los sistemas de prevención de corrosión y requerimientos ambientales, también influyen en la selección. La figura 2.76 resume un proceso de selección de tanques de almacenamiento, y la tabla 2.11 define criterios de selección de tanques basado en la presión de vapor.

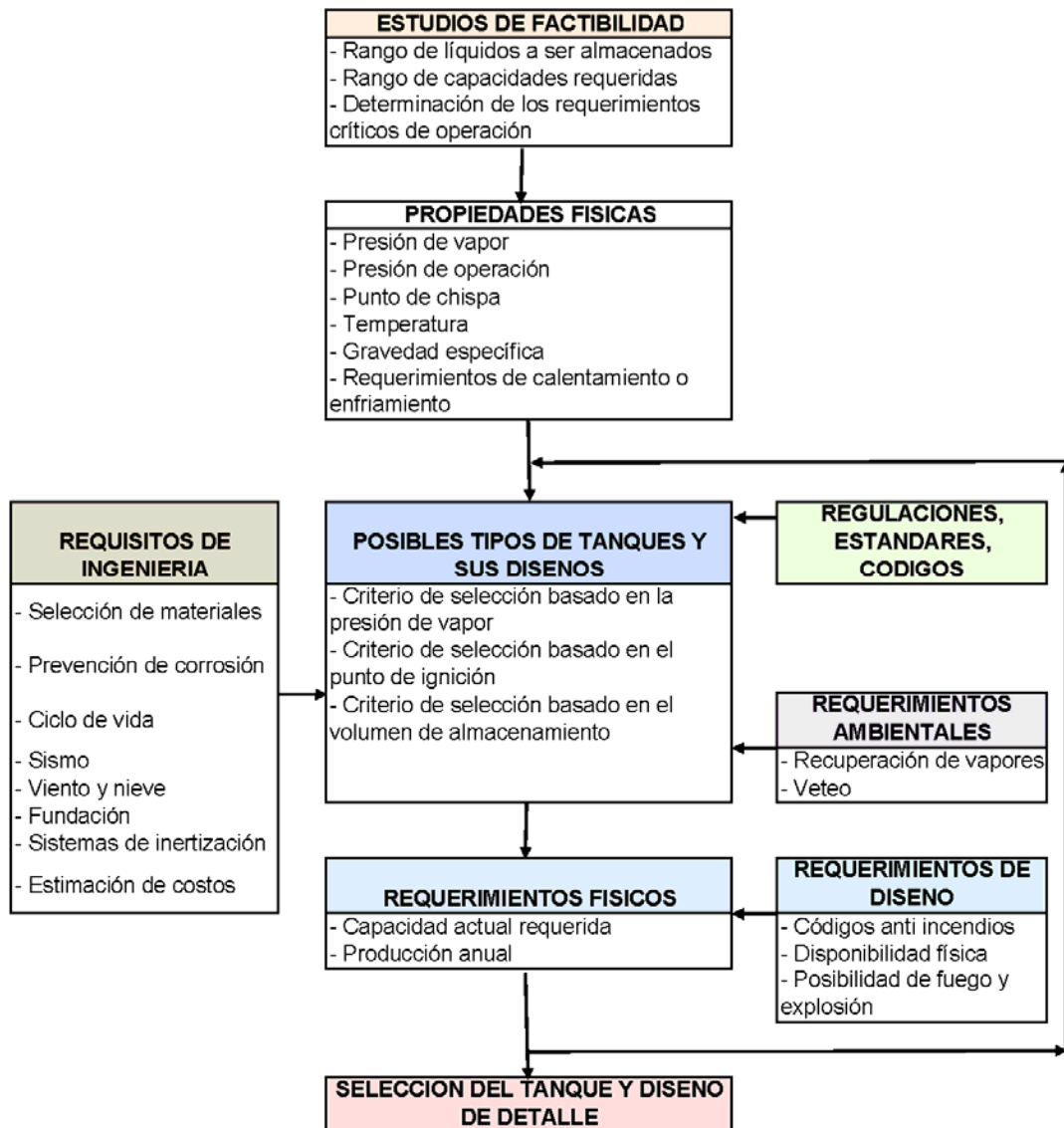


Figura 2.76 Criterios de selección de tanques de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento difieren en su costo constructivo y en su eficiencia de ahorro de vapor, por tanto no todos son adecuados para todos los diámetros. Los tanques abiertos (open top tanks) no pueden utilizarse para almacenar productos del petróleo, pero pueden ser útiles para agua contra

incendios o agua de enfriamiento. Son normalmente construidos en diámetros entre 6 y 336 pies.

Tabla 2.11 Tipo de tanque recomendado para químicos en estado líquido a 25°C (77°F)

Tipo de tanque recomendado para Químicos Líquidos, 25°C (77°F)			
Químico	Tipo tanque	Químico	Tipo tanque
Acetaldehyde	H	Ethylene diamine	A
Acetamide	A	Ethylene dichloride	L
Acetic acid	A	Ethylene glycol	A
Acetone	L	Ethylene glycol monoethyl	A
Acetonitrile	L	Ether	L
Acetophenone	A	Formic acid	A
Acrolein	L	Freons	H
Acrylonitrile	L	Furfural	A
Allyl alcohol	L	Gasoline	A
Ammonia	H	Glycerine	A
Benzene	L	Hydrocyanic acid	L
Benzoic acid	A	Isoprene	L
Butane	L	Methyl acrylate	A
Carbon disulfide	L	Methyl amine	A
Carbon tetrachloride	A	Methylchloride	A
Chlorobenzene	L	Methyl ethyl ketone	A
Chloroethanol	A	Methyl formate	L
Chloroform	L	Naphtha	A
Chloropicrin	L	Nitrobenzene	A
Dichlorosulfonic acid	A	Nitrophenol	A
Cumene	A	Nitrotoluene	A
Cyclohexanone	A	Pentane	L
Cyclohexane	L	Petroleum oil	A
Dichloromethane	L	Propane	H
Diesel oil	A	Pyridine	A
Diethyl ether	L	Styrene	A
Dimethylformamide	A	Sulfuric acid	A
Dimethyl phthalate	A	Sulfur trioxide	L
Dioxane	L	Tetrachloroethane	A
Epichlorohydrin	A	Tetrahydrofuran	L
Ethanol	L	Toluene	A
Ethyl acetate	L	Trichloroethylene	L
Ethyl benzene	A	Xylene	A
Clave: A = atmosférico, < 0.5 psig L = Baja presión, < 15 psig, > 0.3 psig H = Alta presión, > 15 psig			

Fuente: *Ecology and Environment*, 1982.

Los tanques con techo fijo (fixed roof tanks) pueden ser clasificados en tanques con techo cónico (cone roof tanks) y tanques con techo domo (dome roof tanks), y cada uno de estos pueden subdividirse en tanques sin presión (non-pressure tanks), de baja presión (low-pressure tanks) y de alta presión (high-pressure tanks). Los tanques sin presión son utilizados para almacenamiento a presión atmosférica y por tanto tienen venteos abiertos a la atmósfera.

Los tanques de baja presión, trabajan a presiones internas bajas o a vacío, tienen válvulas de alivio a presión y vacío calibradas para apertura total a la presión o

vacío de diseño. La tabla 2.12 resume preferencias industriales en la selección de tanques de almacenamiento.

Tabla 2.12 Tipos de tanques verticales con techo fijo y/o flotante usados en la industria del petróleo

Tipo de tanque	Sistema de designación de tanques	Tipo de techo	Presión normal de diseño			Vacío normal de diseño			Diámetro mínimo		Diámetro máximo		Techo auto soportado con correas internas				
			osi	mbar	in WC	osi	mbar	in WC	ft	m	ft	m	ft	m			
Atmosférico	BNC	cónico	4.0	17.25	6.92	0.5	2.16	0.87	6.0	1.83	336.0	102.5	41.0	12.5			
	BND	domo											336.0	102.5			
Baja presión	BLC	cónico	8.0	34.50	13.84	1.5	6.47	2.60	6.0	1.83	293.0	89.4	41.0	12.5			
	BLD	domo											293.0	89.4			
Alta presión	BHC	cónico	16.0	68.99	27.68	2.0	8.62	3.46	6.0	1.83	250.0	76.2	41.0	12.5			
	BHD	domo											250.0	76.2			
Nomenclatura.- OSI = onzas por pulgada cuadrada (oz/sq.in.) in WC = pulgadas de agua B = cuerpo soldado a tope (butt welded Shell) C = techo cónico (cone roof) N = tanque atmosférico (non-pressure tank) D = techo domo (dome roof) L = tanque a baja presión (low-pressure tank) OT = tanque abierto (open top tank) H = tanque a alta presión (high-pressure tank) OF = tanque abierto con techo flotante (open top tank with floating roof)																	
Diámetro nominal (m / ft)																	
Descripción	1.8	12.2	14.6	17.4	20.1	22.6	29.9	32.9	39.0	42.1	47.9	54.0	60.1	65.9	72.0	78.1	102.5
	6.0	40.0	48.0	57.0	66.0	74.0	98.0	108.0	128.0	138.0	157.0	177.0	197.0	216.0	236.0	256.0	336.0
Tipo de tanque	BNC, BLC, BHC, BOT	BNC, BLC, BHC, BND, BLD, BHD, BOT, BOF	BNC, BLC, BND, BLD, BOT, BOF	BNC, BOT, BOF	BOT, BOF, BNC	BOT, BOF											
Producto clase I (punto ignición < 21oC)	BHC, BLC	BHC, BLC, BHD, BLD, BOF	Preferiblemente BOF, BLC, BLD	BOF	BOF												
Producto clase II (punto ignición >= 21oC & < 55oC)	BLC	BLC, BLD, BOF	Preferiblemente BOF, BLC, BLD	BOF, BNC en subsuelos pobres	BOF												
Producto clase III (punto ignición > 55oC y no clasificados)	BNC	BNC, BND	BNC, BND	BNC	BNC en casos especiales	No disponible											
Nota.- Tanques de hasta 128 pies que contengan productos clase I y II pueden estar conectados a sistemas de recuperación de vapor o puede usarse un techo flotante interno (especialmente como alternativa del tipo BOF) cuando el agua lluvia afecte la calidad del producto almacenado.																	
Tipo de techo cónico	Cónico con correas radiales		Cónico con vigas internas									Cónico con vigas internas, diseño especial	No disponible				
Tipo de techo domo	No disponible		Domo con correas radiales						Domo con correas radiales, diseño especial				No disponible				
Tipo de techo flotante	Usado en circunstancias especiales	Flotante con flotador y membrana simple, flotante con membrada doble usado en circunstancias especiales									Flotante con membrana doble						
Techo flotante interno	Usado en circunstancias especiales						No recomendado										
Láminas de cuerpo	Ancho mínimo 5 pies, ancho máximo 8 pies		Ancho mínimo 8 pies, ancho máximo 10 pies														
	Espesor mínimo primer anillo 8 mm, espesor mínimo anillos restantes 6mm			Espesor mínimo 8 mm				Espesor mínimo 10 mm									
Láminas de fondo	Espesor mínimo 6 mm																
Lámina anular de fondo	Espesor mínimo 8 mm	Espesor mínimo 10 mm, 12.5 mm o 15 mm según corresponda															

Los tanques que trabajan a alta presión o vacío, también son controlados con válvulas de alivio, y tienen requisitos adicionales de diseño y construcción para asegurar su estabilidad estructural.

Los tanques con techo fijo y membrana flotante interna, reducen la pérdida de vapor, siendo diseñados a baja presión y limitados a 128 pies de diámetro.

Los tanques con techo flotante trabajan a presión atmosférica, normalmente se construyen en diámetros de 49 pies o más, pero pueden construirse en diámetros menores para situaciones especiales. El diámetro elegido deberá tener por lo menos una altura igual, para permitir el uso de escaleras rodantes de acceso al techo.

2.2.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES

Debido a que los tanques son utilizados en diferentes formas, se requiere en ocasiones de aplicaciones especializadas para suplir requerimientos específicos, como por ejemplo el almacenamiento a muy bajas o muy altas temperaturas. Algunas de estas aplicaciones son descritas a continuación.

2.2.3.1 Tanques criogénicos (cryogenic tanks)

Para conseguir menores costos en infraestructura y operación, grandes cantidades de líquidos que tienen altas presiones de vapor son preferentemente almacenados a bajas temperaturas o en estado criogénico, aunque el uso final de estos productos sea en estado gaseoso.

Los tanques de almacenamiento a bajas temperaturas son utilizados para gases licuados de hidrocarburos (propano, butano, metano, etc.), gas natural, aire, etileno, nitrógeno, oxígeno, amoníaco, argón, cloro, flúor y otros líquidos refrigerados. Sin embargo, muchos de estos compuestos no pueden ser licuados a temperaturas y presiones ordinarias, por lo que deben ser enfriados y mantenidos a presión antes de su almacenamiento, mediante el uso de sistemas de enfriamiento tanto para el líquido como para el vapor producido (Fig. 2.77).

Adicionalmente es necesario aplicar sistemas de aislamiento a los tanques para conservar la energía del producto y reducir el tamaño del equipo de enfriamiento.

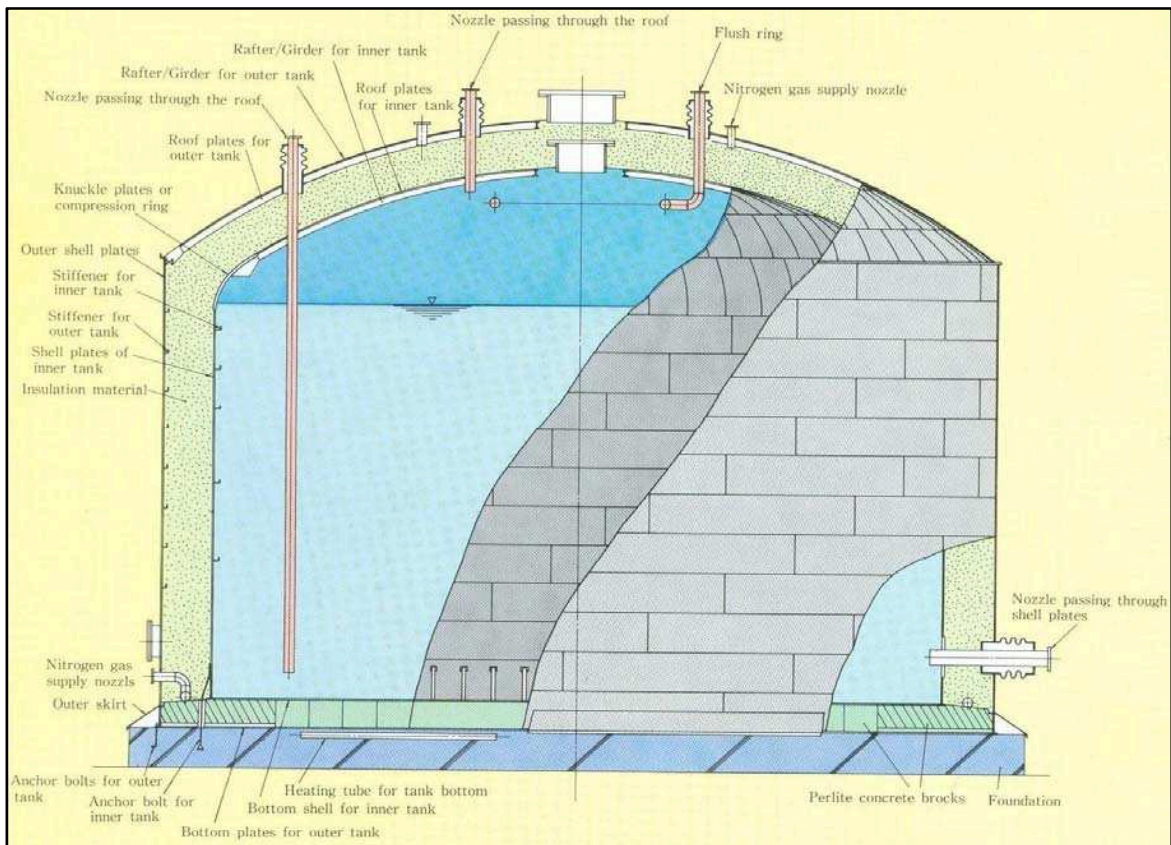


Figura 2.77 Esquema estructural de un tanque criogénico de doble pared para gas licuado de petróleo

Las temperaturas desde $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($-150\text{ }^{\circ}\text{F}$) e inferiores se consideran criogénicas, y superiores hasta $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($-40\text{ }^{\circ}\text{F}$) se consideran baja temperatura. Los fluidos súper fríos o extremadamente fríos tales como el oxígeno, hidrógeno y argón son normalmente almacenados en tanques de doble pared con espacios anulares que contienen perlita³⁵.

Hay diferentes conceptos en el diseño de tanques de almacenamiento a baja temperatura y criogénicos, sin embargo la mayoría son construidos con una doble pared y una corona circundante llena de perlita expandida. La conductividad

³⁵ Las temperaturas de almacenamiento de productos químicos en tanques de doble pared son: Butano $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$, Amonio a $-33\text{ }^{\circ}\text{C}$, Propano a $-42\text{ }^{\circ}\text{C}$, Etileno a $-103\text{ }^{\circ}\text{C}$, Gas natural licuado a $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$, Metano a $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$, Oxígeno líquido a $-183\text{ }^{\circ}\text{C}$, Argón líquido a $-186\text{ }^{\circ}\text{C}$, Flúor líquido a $-188\text{ }^{\circ}\text{C}$, Nitrógeno líquido a $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$, Hidrógeno líquido a $-253\text{ }^{\circ}\text{C}$, Helio líquido a $-265\text{ }^{\circ}\text{C}$.

térmica de la perlita instalada con un vacío intersticial de 100 mm de mercurio, es hasta 22 veces menor que la conductividad térmica de la perlita utilizada en un recipiente convencional aislado a presión atmosférica.

Además, los códigos anti-incendio recomiendan la instalación de un tanque de contenimiento secundario externo al tanque de almacenamiento de líquidos inflamables, como el gas licuado de hidrocarburos y el gas natural, como medida de seguridad en caso de falla del tanque primario. Por tanto, se requiere de una cuidadosa selección de materiales para prevenir la fractura frágil a bajas temperaturas.

2.2.3.2 Tanques con sistemas de calentamiento (heating tanks)

Debido al comportamiento de ciertos líquidos (crudos pesados, asfaltos, azufre, soluciones concentradas de sal o soda cáustica e incluso melazas y materias alimenticias) a temperaturas bajas tendientes a solidificarse, congelarse o engrosarse, y no poder ser transferidos fácilmente a través de tuberías y equipos, los tanques de almacenamiento deben ser calentados y mantenidos a temperaturas mínimas (Fig. 2.78).



Figura 2.78 Serpentin tubular para calentamiento de un tanque de almacenamiento

Existen varias alternativas de calentamiento:

- calentamiento externo a través del uso de intercambiadores de calor o serpentines soldados a la pared del tanque,
- calentamiento interno con arreglos de tubería o intercambiadores instalados en la parte inferior del tanque (Fig. 2.79).

El intercambio de calor es costoso, por lo que se requiere de un análisis optimizado para minimizar el área de transferencia requerida.

Generalmente se prefieren sistemas de mezclado o bombeo del líquido y se complementan con la aplicación de un sistema de aislamiento externo del tanque.

Las temperaturas de calentamiento normalmente afectan la resistencia del material del tanque, y producen un acelerado proceso corrosivo a los aceros al carbono, por lo que la adecuada selección de materiales incide en su vida útil.

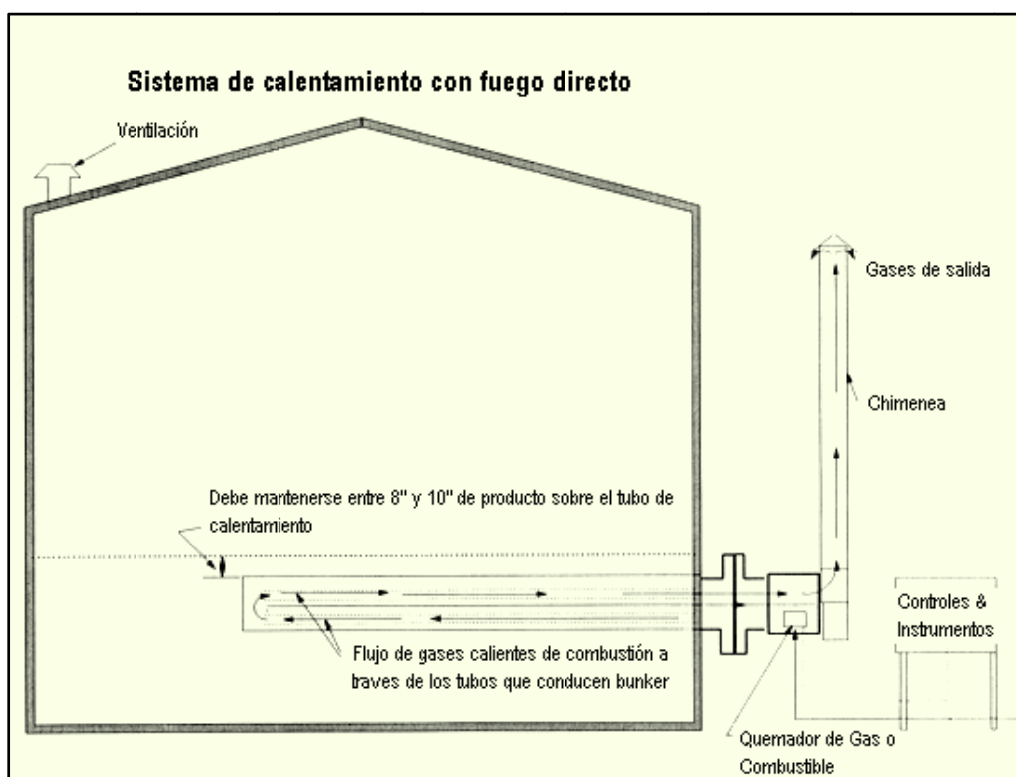


Figura 2.79 Serpentín tubular para calentamiento de un tanque de almacenamiento

2.2.4 CORROSIÓN Y PREVENCIÓN

2.2.4.1 Mecanismos de corrosión en tanques de almacenamiento

Conceptualmente un tanque es una estructura grande que está sujeta a diversos ambientes corrosivos:

- Una superficie externa expuesta a la atmósfera
- Una superficie interna inmersa en uno o más líquidos y eventualmente sólidos
- Una superficie externa bajo el fondo del tanque
- Un espacio interno con vapor del producto almacenado

Por tanto, pueden actuar diferentes mecanismos corrosivos simultáneamente sobre el mismo tanque.

2.2.4.1.1 Corrosión atmosférica

Ocurre sobre el cuerpo y techo del tanque como resultado de su exposición al medio ambiente, por tanto en cercanías del mar y en ambientes con contenido de cloruros existe corrosión acelerada.

Otra forma de corrosión atmosférica ocurre en hendiduras formadas por soldaduras que no son aplicadas en forma continua para formar un sello hermético. En ocasiones, los productos derivados de este tipo de corrosión desarrollan suficiente presión como para ocasionar fallas por derrames del líquido o falta de rigidez.

2.2.4.1.2 Corrosión por inmersión en el producto

Ocurre como resultado del almacenamiento de líquidos que afectan el acero del tanque que los contiene. Por tanto, la selección del material del tanque incide en la forma de corrosión uniforme o generalizada.

2.2.4.1.3 Corrosión del fondo del tanque

La velocidad de corrosión del fondo es usualmente la más alta de todo el tanque, debido al asentamiento de capas de agua y sedimentos típicos de hidrocarburos³⁶, además de la incidencia de los depósitos de lodos. Sus formas de corrosión son: la generalizada y por picaduras (pitting), aunque el control de las picaduras se resuelve con la aplicación de recubrimientos adecuados sobre el fondo.

2.2.4.1.4 Corrosión del espacio interno de vapor

El espacio de vapor está sujeto a corrosiones aceleradas por la presencia de mezclas de condensado, adheridas sobre las paredes del tanque y el techo, que se forman conforme la temperatura varía por las condiciones ambientales externas. Las condiciones alternadas de humedad y sequedad de las superficies, incrementan las concentraciones de compuestos corrosivos, dando lugar a corrosiones aceleradas en la zona de interfase del líquido con el vapor³⁷.

2.2.4.1.5 Corrosión de la parte inferior del fondo del tanque

Este tipo de corrosión se debe a la amplia variedad de condiciones a las que está sometida la superficie inferior del fondo, como son: el lugar, su diseño, el tipo de fundación, las condiciones de drenaje y otros factores.

³⁶ Por ejemplo, el agua que se separa del petróleo, contiene usualmente altos niveles de cloruros que promueven altas velocidades de corrosión y picaduras.

³⁷ En la interface de un líquido con el gas contenido dentro de un tanque, la velocidad de corrosión se acelera por cuanto el oxígeno o el gradiente de concentración de la mezcla varían grandemente con la altura del líquido. Por ejemplo, en tanques para ácido sulfúrico donde el nivel permanece invariable por largos períodos, la mezcla del líquido con la atmósfera puede diluir la concentración del ácido, tornándose corrosivo para el acero y formando una ranura profunda en la pared del tanque.

Cuando el nivel freático del lugar está cercano al nivel de la fundación, la mezcla de condensados causa picaduras de variable intensidad en función de la salinidad del agua.

2.2.4.2 Control de corrosión y prevención

El control de corrosión y su prevención pueden hacerse de múltiples formas, ya sea mediante diseños a detalle para la aplicación de recubrimientos sofisticados o mediante la instalación de sistemas de protección catódica.

Algunos de los métodos más comunes de control de corrosión y prevención son: aplicación de recubrimientos, inclusión de sobre-espesores de materiales para permitir su corrosión, elaboración de diseños adecuados (evitando metales disímiles, uniones galvánicas, materiales impropios, altas velocidades de fluido en lugares inadecuados, aplicación de soldaduras de sello en áreas susceptibles, etc.), instalación de ánodos de sacrificio, uso de protección catódica con corriente impresa, y uso de materiales de alta aleación. Las tablas 2.13 y 2.14 resumen algunos métodos de prevención y control referentes al tipo de corrosión encontrada en tanques de almacenamiento.

Tabla 2.13 Métodos de prevención de corrosión en tanques de almacenamiento de líquidos

MÉTODOS DE PREVENCIÓN DE CORROSIÓN		
Tipo de corrosión	Medidas preventivas	Resultados
Espacio de vapor	Aplicación de recubrimientos	Efectivo, pero difícil detener la corrosión de hendiduras
	Diseño	Efectivo con aplicación de recubrimientos y uso de soldaduras a tope, pero más costoso
Producto	Aplicación de recubrimientos	Costoso
	Uso de sobre-espesores en materiales (llamados sobre-espesores de corrosión)	Efectivo cuando las picaduras no son un problema
Fondo	Aplicación de recubrimientos	Efectivo
	Uso de sobre-espesores en materiales (llamados sobre-espesores de corrosión)	Efectivo cuando la velocidad de generación de las picaduras no es alta
Exterior en general	Aplicación de recubrimientos	Efectivo
Exterior en hendiduras	Soldadura de sello	Costoso pero efectivo
	Calafateo	Dura pocos años

2.2.4.2.1 Diseño de tanques expuestos a corrosión

El concepto de prevención de fugas antes que estas ocurran ha sido adoptado por los códigos de diseño de tanques de almacenamiento, por tanto el tanque es removido de servicio periódicamente y a intervalos suficientemente cortos para evitar que la corrosión haga agujeros en él.

METODOS DE CONTROL DE CORROSION	
Tipo de corrosión	Métodos de control
Corrosión uniforme	Usando inhibidores
	Aplicación de recubrimientos protectores
	Utilizando protección catódica
Corrosión intergranular	Evitando temperaturas que puedan causar la precipitación de contaminantes durante el tratamiento térmico o la soldadura
Corrosión por picaduras	Aplicando recubrimientos protectores Utilizando sobre-espesores de corrosión
Corrosión por agrietamiento	Reduciendo esfuerzos aplicados o residuales
	Redistribuyendo esfuerzos
	Evitando desalineamientos de secciones unidas por pernos, ribetes o soldaduras
	Utilizando materiales con similares coeficientes de expansión térmica
	Aplicando recubrimientos protectores Utilizando protección catódica
Corrosión por fatiga	Minimizando esfuerzos cíclicos y vibraciones
	Reforzando áreas críticas
	Redistribuyendo esfuerzos
	Evitando cambios bruscos de cargas, temperaturas o presiones
	Induciendo esfuerzos compresivos mediante golpeteos, rolados, limpiezas a vapor o giros
Corrosión galvánica	Evitando uniones galvánicas
	Aislando completamente metales disímiles con pintura
	Usando metales de relleno con la misma composición del metal base durante la soldadura
	Utilizando protección catódica
	Usando inhibidores
Corrosión termo galvánica	Evitando calentamientos o enfriamientos no uniformes
	Manteniendo espesores uniformes de recubrimientos o aislamientos
Corrosión de hendiduras, celdas de concentración	Minimizando esquinas afiladas y otras áreas estancas
	Minimizando hendiduras, especialmente en áreas de transferencia de calor y en ambientes acuosos que contengan soluciones inorgánicas u oxígeno disuelto
	Sellando o envolviendo hendiduras
	Aplicando recubrimientos protectores
	Removiendo impurezas y rebabas durante la limpieza y preparación superficial
	Soldando uniones a tope con soldadura continua en lugar de pernos o ribetes
	Usando inhibidores
Erosión, ataque por impregnación	Disminuyendo la velocidad del líquido hasta alcanzar flujo laminar
	Minimizando cambios abruptos en la dirección del flujo
	Generando flujo aerodinámico donde sea posible
	Instalando láminas reemplazables contra la impregnación en puntos críticos de líneas de flujo
	Utilizando filtros y trampas de vapor para remover sólidos en suspensión y vapor de agua
	Aplicando recubrimientos protectores Utilizando protección catódica
Daño por cavitación	Manteniendo la presión del líquido sobre su presión de vapor
	Minimizando diferencias de presión hidrodinámica
	Aplicando recubrimientos protectores
	Utilizando protección catódica Inyectando o generando grandes burbujas
Embotellamiento de hidrógeno	Utilizando electrodos de bajo hidrógeno
	Evitando picaduras, preparación superficial y métodos adecuados de tratamiento
	Induciendo esfuerzos compresivos
	Calentando el metal a 200 o 300 oF para remover el hidrógeno Aplicando recubrimientos impenetrables como plástico o caucho
Corrosión por corriente perdida	Suministrando buena lubricación en cables eléctricos y sus componentes
	Conectando a tierra componentes expuestos o equipo eléctrico
	Drenando corrientes perdidas con otros materiales conductores
	Garantizando la unión eléctrica entre estructuras metálicas Utilizando protección catódica

Tabla 2.14 Métodos de control de corrosión en tanques de almacenamiento de líquidos

Si se conoce la velocidad de corrosión, ya sea por comparaciones históricas o mediante cálculos y análisis adecuados, entonces es posible estimar el tiempo de servicio de un tanque sin la formación de agujeros, o alargar su vida incluyendo sobre-espesores de material. Cuando la velocidad de corrosión es menor que 10 mils³⁸ por año, la adición de sobre-espesores es la alternativa más económica y efectiva, para velocidades mayores la aplicación de recubrimientos es la mejor alternativa.

2.2.4.2.2 Corrosión por almacenamiento de productos petroquímicos

El petróleo crudo contiene agua salada que es normalmente separada debido a su alta velocidad de corrosión, por tanto el fondo y parte del cuerpo de los tanques de almacenamiento de petróleo son frecuentemente recubiertos. Más aún, si el petróleo es calentado por requerimientos del proceso de separación, la temperatura tiende a acelerar el proceso corrosivo, y el uso de sobre-espesores en el material es uno de los mejores métodos de control.

Los ánodos de sacrificio instalados en fondos adecuadamente distribuidos forman una combinación ideal contra la corrosión. Los hidrocarburos refinados generalmente contienen agua más limpia que el petróleo crudo y con menos oxígeno inmerso, por tanto la corrosión del fondo del tanque es menos severa. Sin embargo, se utilizan recubrimientos superficiales por razones de contaminación, además de los ánodos de sacrificio.

2.2.4.2.3 Corrosión en tanques con doble fondo

El material existente entre los fondos genera mayor susceptibilidad a la corrosión, por cuanto la corriente fluye a través de él, desde el fondo nuevo superior hacia el

³⁸ 1 mil = 25 micras

fondo antiguo inferior. En muchos casos los fondos nuevos tienen tiempos de vida útil entre 3 y 7 años a menos que se tomen precauciones, como:

- Instalación de polietilenos de alta densidad o elastómeros para aislar eléctricamente el ánodo (fondo nuevo) del cátodo (fondo antiguo).
- Instalación de ánodos de sacrificio dentro del material de relleno entre los dos fondos, si el relleno es granular como la arena o grava. Si se utiliza concreto, no se requieren ánodos.
- Usar rellenos limpios o exentos de minerales con baja resistividad y evitar ingreso de agua en dicho espacio.

2.2.4.2.4 Corrosión del aluminio en techos flotantes internos

La corrosión por picaduras en los techos flotantes internos de aluminio no es considerada como un problema potencial, sin embargo la contaminación superficial del tanque con sosa cáustica producto de su lavado, causa severos daños al techo por ataque corrosivo del aluminio.

El tipo de techo incide en la selección de la aleación de aluminio que lo conforma, porque el contenido de cobre incrementa la resistencia a las picaduras. Los techos de contacto completo con el líquido, son construidos con láminas de aluminio 3003 H14 con un contenido del 0.12% de cobre. Los techos semi sumergidos en líquidos construidos con flotadores, están formados por tubos de aluminio 6061 que tienen un contenido de cobre del 0.28%.

2.2.4.2.5 Corrosión resultante de la prueba hidrostática del tanque

En el pasado era común tratar el agua de prueba con inhibidores de corrosión con base en cromatos, pero la contaminación ambiental resultante hizo que esta práctica ya no se utilice en la actualidad. La poca disponibilidad de agua limpia cercana a los tanques en construcción, obliga a utilizarla pero controlando su alcalinidad hasta obtener un pH entre 10 y 12, con el fin de reducir su

corrosividad. Sin embargo, la alcalinidad residual causa corrosión por fatiga, al igual que en el caso de tanques de almacenamiento fabricados con acero inoxidable, si el nivel de cloruros excede 50 partes por millón (ppm).

2.2.4.3 Prevención de la corrosión mediante la aplicación de recubrimientos

Todos los ambientes son más o menos corrosivos, pero las sustancias inorgánicas son más corrosivas que las orgánicas. El oxígeno y la humedad incrementan la corrosividad de ciertos medios, al igual que las altas temperaturas y presiones de operación que favorecen el deterioro por corrosión³⁹ u oxidación.

Por tanto, todas las superficies tienen exposición permanente a la acción de agentes químicos, mecánicos, térmicos y eléctricos que son agresivos en mayor o menor grado, y la aplicación de recubrimientos proporciona un medio protector resistente y durable a estos agentes.

Los recubrimientos antioxidantes de mayor uso son las pinturas anticorrosivas a base de aceites, alquitranes, bitúmenes, parafinas, resinas y otros materiales orgánicos; que luego de su aplicación sobre la superficie metálica, se transforma en una película sólida adherida. Existen otros tipos de recubrimientos como el cromado, niquelado, etc., aplicado a componentes específicos del tanque, como: pernos, espárragos, accesorios mecánicos pequeños, válvulas e instrumentos, etc.

Las pinturas están formadas por los siguientes componentes fundamentales: pigmento (inhibidores, cargas inertes), vehículo (solventes, resinas) y aditivos (estabilizadores, preservantes). La clasificación de las pinturas fundamentada en el tipo de vehículo o según el tipo de secado es la siguiente (tabla 2.15):

³⁹ Corrosión es el deterioro de una sustancia, generalmente metal, ocasionado por la reacción química o electro-química del material en el ambiente que lo rodea. El deterioro por causas físicas se denomina erosión o desgaste.

Tabla 2. 15 Clasificación de pinturas

Tipo de vehículo	Tipo de secado
<ul style="list-style-type: none"> • Pinturas de aceite • Pinturas oleorresinosas • Esmaltes alquídicos • Pinturas fenólicas • Pinturas bituminosas • Pinturas de caucho clorado • Pinturas vinílicas • Pinturas poliuretánicas • Pinturas expoxídicas • Pinturas emulsionadas 	<ul style="list-style-type: none"> • Pinturas que se secan por evaporación de los disolventes y diluyentes • Pinturas que se secan por aire • Pinturas que se secan por reacción química

La selección de recubrimientos para tanques de almacenamiento depende de su área de aplicación externa o interna. En las superficies externas de los tanques, los recubrimientos deben resistir efectos climáticos, exposición a rayos solares ultravioletas, ambientes marinos e industriales, y además mantener apariencia aceptable.

En las superficies internas de los tanques, los recubrimientos deben prevenir la corrosión producida por los vapores y condensados del producto almacenado, por la inmersión en líquidos o químicos almacenados, y también por las capas residuales de agua, lodos y depósitos asentados sobre el fondo. Adicionalmente, los recubrimientos internos deben garantizar y mantener la pureza del producto almacenado⁴⁰.

2.2.4.3.1 Preparación superficial

La limpieza es un proceso específico que garantiza la vida útil de la pintura aplicada. La inadecuada preparación superficial es la principal razón de por lo menos el 70% al 90% de fallas del recubrimiento.

⁴⁰ Por ejemplo, ciertos glicoles deben permanecer transparentes, pero si son almacenados en tanques de acero no recubiertos con pinturas, el hierro producirá decoloración del producto y su consecuente degradación. Caso similar para las gasolinas de aviación (jet fuels), donde los tanques son internamente recubiertos para prevenir la corrosión producida por dichos combustibles, que consiste en la producción de pequeñas partículas de óxido de hierro llamado colorete (rouge).

Las superficies a ser pintadas deben estar libres de grasas orgánicas o películas de aceite. El patrón de anclaje o perfil superficial garantizará la adherencia de la primera capa de pintura. Antes de alcanzar el adecuado perfil superficial es necesario remover cualquier película adherida sobre la superficie del metal.

El alquitrán, aceites, grasas, sal y demás contaminantes pueden ser removidos con limpieza con solventes (SSPC SP1) o en combinación con otros métodos así como lavado con agua a alta presión o vapor. Esta limpieza es seguida con un lavado de agua dulce para garantizar la completa remoción de químicos y contaminantes minerales.

La limpieza con arena u otro material abrasivo produce la mejor preparación superficial para la adherencia de la pintura, y es requerida por muchos fabricantes de sistemas de recubrimientos. En la actualidad, varias regulaciones prohíben el uso de arena por la alta contaminación ambiental que se produce en el proceso de limpieza, y se prefieren otros materiales abrasivos que tienen mayor eficiencia.

Existen varios grados de acabado superficial definidos principalmente por el NACE y SSPC. Pero, los términos más comunes que definen el nivel de limpieza superficial son: metal blanco, metal casi blanco, comercial y decapado. La tabla 2.16 resume los grados de preparación superficial con una breve descripción de cada tipo.

La limpieza con material abrasivo suspendido en aire es recomendada sobre superficies con temperaturas mayores a 5 oF sobre el punto de rocío, o con humedad relativa menor al 80%. El material abrasivo debe estar libre de contaminantes (sales, suciedad, arcilla, aceite y grasa). La tabla 2.17 define la altura promedio del perfil que puede ser económicamente alcanzada con la aplicación de varios materiales abrasivos, aunque típicamente se requieren patrones de anclaje entre 1.5 y 4 mils dependiendo del espesor del recubrimiento a aplicarse.

Tabla 2.16 Estándares de preparación superficial [37]

GRADOS DE PREPARACION DE SUPERFICIES						
Especificación SSPC	Equivalencias con otras especificaciones				Significado	Descripción
	NACE	Gobierno de Canadá	Estándar Sueco	Estándar Británico		
SSPC-SP1					Limpieza con solventes [solvent cleaning]	Eliminar el aceite, grasa, suciedad, polvo, sales y otros materiales extraños mediante el uso de solventes, vapor, agua, agua a alta presión, álcalis u otros químicos hasta obtener al final una superficie neutra y limpia.
SSPC-SP2		31 GP-401	St. 2		Limpieza con herramienta manual [hand tool cleaning]	Eliminar el óxido visible (herrumbre), cascarilla de laminación y pintura deteriorada con herramientas manuales, cinceles, raspadores, lijas, cepillos de alambre, hasta el grado especificado.
SSPC-SP3		31 GP-402	St. 3		Limpieza con herramientas mecánicas [power tool cleaning]	Eliminar el herrumbre, cascarilla de laminación y pintura deteriorada con esmeriles, raspadores eléctricos, cepillos eléctricos de alambre, hasta el grado especificado.
SSPC-SP4					Limpieza con llama para acero nuevo	Secar y eliminar la herrumbre y cascarilla de óxido mediante el uso de llama y cepillo de alambre.
SSPC-SP5	Nace 1	31 GP-404 tp. 1	Sa. 3	BS 4232 (1a. Calidad)	Limpieza por chorro abrasivo hasta metal blanco [white metal blast cleaning]	Eliminar la totalidad de óxido visible (herrumbre), cascarilla de laminación, pintura deteriorada y cualquier materia extraña, hasta metal blanco (White metal), mediante chorro abrasivo con arena, granallas o perdigones. Finalmente la superficie se limpia con un aspirador o con aire comprimido limpio y seco o un cepillo para descartar los residuos de polvo abrasivo. La superficie debe quedar con un color metálico uniforme concordante con los estándares.
SSPC-SP6	Nace 3	31 GP-404 tp. 2	Sa. 2	BS 4232 (3a. Calidad)	Limpieza por chorro abrasivo hasta metal blanco tipo comercial [commercial blast cleaning]	Limpieza de la superficie con chorro abrasivo hasta que al menos los 2/3 de cualquier porción de la superficie total esté libre de todo residuo visible. El chorro se pasa sobre la superficie durante el tiempo suficiente para eliminar la casi totalidad de cascarilla de laminación, óxido visible (herrumbre) y materia extraña. Finalmente se elimina el polvo de abrasivo con un aspirador, con aire comprimido limpio y seco o con un cepillo limpio. La superficie debe quedar color grisáceo concordante con los estándares.
SSPC-SP7	Nace 4	31 GP-404 tp. 3	Sa. 1	Brush off	Limpieza por chorro abrasivo ligero [brush-off blast cleaning]	Limpieza por chorro abrasivo tipo ligero de todo residuo de cascarilla de laminación, óxido visible (herrumbre), pinturas, raspaduras del metal base a excepción de los residuos fuertemente adheridos.
SSPC-SP8					Decapado [pickling]	Limpieza completa del óxido visible (herrumbre) y cascarilla de laminación por decapado con ácido, doble decapado o decapado electrostático (puede reducirse la resistencia de la superficie a la corrosión al no aplicar inmediatamente la capa de fondo).
SSPC-SP9			Sa. 2, 2.5, 3		Exposición a la intemperie, seguida de una limpieza por chorro abrasivo	Exposición a la intemperie para remover la carilla de laminación, seguida de una limpieza por chorro abrasivo al grado de uno de los estándares anteriores.
SSPC-SP10	Nace 2		Sa. 2.5	BS 4232 (2a. Calidad)	Limpieza por chorro abrasivo hasta metal casi blanco [near-white blast cleaning]	Chorro abrasivo (arena, granalla o perdigones) hasta casi metal blanco a fin de conseguir de que por lo menos el 95% de cada porción de la superficie total quede libre de cualquier residuo visible. Finalmente, se elimina el polvo de abrasivo con un aspirador, con aire comprimido limpio y seco o con un cepillo limpio. El color final debe concordar con los estándares.
<p>Notas.- SSPC - Steel Structures Painting Council NACE - National Association of Corrosion Engineers BS - British standard</p>						

La limpieza con herramienta manual es un método utilizado a pesar de su menor efectividad que el obtenido con materiales abrasivos, por su bajo costo y mínima contaminación ambiental. Este método incluye el uso de limpiadores rotativos,

lijadoras, cepilladoras de alambre, etc. El uso de estos métodos reduce la vida del recubrimiento al 50% del obtenido con los abrasivos.

Tabla 2.17 Perfiles de anclaje obtenidos por la aplicación de abrasivos

Propiedades de varios abrasivos usados en equipos de limpieza con aire				
Abrasivo	Factor de polvo	Contenido de sílice libre (%)	Malla abrasiva (tamaños NBS)	Altura promedio del perfil (mils)
Arena muy fina	Alto	mayor al 90	20 a 40	1.5
Arena fina	Alto	mayor al 90	16 a 30	1.9
Arena media	Alto	mayor al 90	12 a 25	2.5
Arena gruesa	Alto	mayor al 90	10 a 20	2.8
Areniscas de acero No. G-801	Muy bajo	ninguno	40	1.3
Areniscas de hierro No. 501	Muy bajo	ninguno	25	3.3
Areniscas de hierro No. 40	Muy bajo	ninguno	18	3.6
Areniscas de hierro No. 251	Muy bajo	ninguno	16	4.0
Areniscas de hierro No. 161	Muy bajo	ninguno	12	8.0
Perdigones de acero No. S-170*	Muy bajo	ninguno	20	1.8
Perdigones de hierro No. S-230**	Muy bajo	ninguno	18	3.0
Perdigones de hierro No. 330**	Muy bajo	ninguno	16	3.3
Perdigones de hierro No. 3902**	Muy bajo	ninguno	14	3.6
Arena de pedernal	Moderado	mayor al 90	8 a 30	3.4
Arena de granito*	Moderado	menor al 5	12 a 40	3.0
Arena de granate*	Moderado	menor al 1	12 a 40	3.3
Escoria	Moderado	menor al 1	8 a 40	3.6
Escoria	Moderado	menor al 1	10 a 50	3.5
Escoria	Moderado	menor al 1	16 a 30	3.8
Escoria	Moderado	menor al 1	20 a 40	2.5
Escoria	Moderado	menor al 1	16 a 50	1.5
Notas.-				
* - utilizado en ambientes cerrados y cabinas de limpieza para que el abrasivo pueda ser almacenado, reciclado y reutilizado				
** - utilizado en facilidades con sistemas automáticos de limpieza mediante ruedas centrifugas y turbinas				

La limpieza con agua es otro método utilizado, el cual depende de la alta presión para la remoción de arenas y suciedad. Sin embargo, no produce el suficiente patrón de anclaje, además la presión del agua requerida (entre 3000 y 30000 psi) puede ser peligrosa para los operadores de los equipos. Inhibidores de corrosión son usualmente añadidos para prevenir la oxidación mientras se seca al ambiente la superficie limpiada.

Luego de la limpieza superficial, se deben realizar reparaciones de soldadura según sea requerido y cumpliendo lineamientos del API 653. Reparaciones típicas incluyen rellenos en las picaduras y grietas, remoción de salpicaduras de soldadura, redondeo de crestas en cordones de soldadura, relleno de esmerilados profundos y rugosidades.

2.2.4.3.2 Tipos de recubrimientos externos

En vista de que los tanques de almacenamiento son contenedores cerrados de construcción rígida y virtualmente están sometidos a severas condiciones climáticas, su superficie externa requiere de la aplicación de pinturas o recubrimientos protectores contra la corrosión, además de mejorar la apariencia y reducir pérdidas por evaporación⁴¹.

El tipo de recubrimiento y su selección depende de varios factores críticos:

- Cuando la temperatura de operación del tanque excede los 200 oF, la velocidad de corrosión disminuye gracias a que las superficies permanecen secas y generalmente no se requiere de la aplicación de recubrimientos. Recubrimientos para servicio a alta temperatura pueden utilizar zinc inorgánico color gris en su primera capa.
- Si el tanque será aislado, se requiere de la aplicación de recubrimientos resistentes a químicos, pues el material aislante contiene minerales y sales que contaminan la superficie.
- En techos flotantes externos, generalmente se aplican diferentes sistemas de recubrimiento por la permanencia de agua lluvia sobre la membrana.
- En ambientes muy corrosivos, así como los marinos o costeros, se justifica el suministro de sistemas de pintura sofisticados para prolongar en lo posible la vida del tanque, aunque su aplicación sea dificultosa.
- La apariencia estética contribuye a la selección del recubrimiento externo, la luz ultravioleta del sol degrada el recubrimiento externo si no es explícitamente resistente a ella.
- Los poliuretanos alifáticos poseen buena resistencia ambiental, los alquídicos se tornan amarillentos y atizados con el tiempo, los epóxicos se atizan rápidamente aunque la resistencia anticorrosiva no es afectada.

Otro factor importante en la selección del recubrimiento externo es el color, pues las emisiones del producto son afectadas por el color de la capa externa. El

⁴¹ Los tanques revestidos con pinturas refractivas, generalmente blancas o aluminadas, reducen la temperatura del líquido almacenado y permiten que el contenedor opere con mayor eficiencia.

Apéndice F resume el código de colores normalmente utilizado en la industria petroquímica.

2.2.4.3.3 Tipos de recubrimientos internos

Si el producto a almacenar es corrosivo, se pueden aplicar varios tipos de revestimientos internos especiales (epóxicos, cauchos, breas, etc.) o en su lugar construir el tanque con materiales especiales de alto costo como son los aceros inoxidables o aluminio. Para servicios de bebidas y alimentos se usan recubrimientos especiales de alta pureza (insípidos e inodoros), convirtiéndose en una alternativa económica respecto a la construcción con aceros inoxidables.

Dependiendo de la naturaleza corrosiva y su localización, se han desarrollado varios tipos de recubrimientos:

- Para el fondo de tanques de almacenamiento de hidrocarburos, es recomendable revestir el fondo y la parte inferior del cuerpo del tanque, debido a asentamiento de agua, lodo y partículas o bacterias contaminantes.
- Para el espacio de vapor, la aplicación de recubrimientos conlleva a problemas de aplicación. Las estructuras internas no pueden ser adecuadamente preparadas superficialmente y recubiertas, por lo que deben ser minimizadas en lo posible, limpiables y lisas.

Los recubrimientos internos son generalmente clasificados de acuerdo al espesor final de cada capa de película seca. Espesores delgados están dentro del rango de 10 a 20 mils, espesores gruesos sobre los 20 mils.

Para recubrimientos delgados, se requiere que la primera capa tenga menor espesor que el perfil de anclaje, para garantizar la adherencia de las subsiguientes capas y prevenir el prematuro desprendimiento entre capas llamado delaminación. La tabla 2.18 compara atributos básicos de varios sistemas de recubrimientos internos.

Tabla 2.18 Atributos de recubrimientos internos

Recubrimientos internos para tanques de almacenamiento			
Atributo	Película delgada	Película gruesa	
		Hojuelas de vidrio	Laminado
Espesor de película seca (DFT) - mils	10-20	30-40	80-125
Aplicación en el tanque	Techo, Cuerpo, Fondo	Cuerpo, Fondo	Fondo
Tiempo de vida esperado - años	10	30-15	20
Tiempo promedio de aplicación en tanques de 50000 bbl - semanas	2-3	5-6	6-8
Costo	bajo	medio	alto
Bueno para servicio corrosivo	apacible	apacible a severo	severo
Resistencia a la abrasión	no resistente	bueno	excelente
Método de aplicación	rociado de 2 o más capas	rociado o paletas	aplicación manual hasta tres capas de resina más dos capas de estera y una capa final
Química	Resinas epóxicas, vinílicas, zinc inorgánico, uretanos elastoméricos		
Protección de la pureza del producto	bueno	bueno	bueno
Beneficios a la protección catódica	si	no	no
Resistencia estructural adicional	no	no	si
Bueno para recubrimiento sobre picaduras y laminas corroídas	no	si	si
Susceptibilidad a agrietamientos	baja	media	alta en regiones de transición
Inspección después del recubrimiento	fácil	más difícil	muy difícil
Prueba de integridad del recubrimiento	Detectores de bajo voltaje y esponja mojada	Detectores de alto voltaje y chispa	Detectores de alto voltaje y chispa

Los recubrimientos delgados son económicos y generalmente son considerados como primera alternativa para interiores, porque mantienen la pureza del producto almacenado, pero son inadecuados en servicios abrasivos severos o donde se prevén picaduras y corrosión severa.

Los tanques para productos del petróleo son generalmente recubiertos total o parcialmente con sistemas delgados, debido a que es un método más efectivo que el uso de protección catódica interna, y su tiempo de vida esperado en condiciones normales de operación es aproximadamente de 10 años. La tabla 2.19 lista algunos recubrimientos específicos en función del servicio y la temperatura límite.

Los recubrimientos gruesos son usualmente reforzados con hojuelas de vidrio, fibras de vidrio cortadas, esteras de vidrio, telas de vidrio, y/o fibras orgánicas. Se

categorizan en dos tipos: fibras de vidrio reforzadas utilizadas en servicios abrasivos, y recubrimientos laminados que son suficientemente gruesos y reforzados para proveer algún soporte estructural. Pero su fragilidad inherente conduce a subsecuentes corrosiones bajo las láminas, y muchas compañías prefieren no utilizarlo.

Tabla 2.19 Uso de recubrimientos internos en función de la temperatura límite

Sistemas de recubrimiento de película delgada para tanques de almacenamiento				
Sistema de recubrimiento	Servicio	Límite de temperatura (oF)		
Coaltar epóxico	Aguas residuales y petróleo	120	a	170
Epóxico fenólico	Productos ligeros, destilados, aromáticos, agua de alta pureza, productos agrios, petróleo y gasolina	180	a	220
Epóxico Amina	Agua, productos ligeros, destilados, aromáticos, petróleo y gasolina	160	a	220
Epóxico aducto de Amina	Agua, productos ligeros, destilados, petróleo y gasolina	160	a	220
Epóxido poliamida	Agua, destilados, petróleo y gasolina	160	a	180
Epóxico poliamida amina	Agua, destilados, petróleo y gasolina	160	a	180
Nota.- Aplicación recomendada sobre superficies limpiadas con abrasivos a metal blanco o casi blanco en dos o tres capas. No se requiere de una capa inicial. Información referida a limitaciones para específicos productos relativos a inmersión química y elevada temperatura deben ser obtenidas de recomendaciones del fabricante.				

Las fallas prematuras del recubrimiento ocurren si no se consideran los efectos de las corrientes de la protección catódica y los gradientes térmicos. Los epóxicos curados con aminas son resistentes a corrientes generadas por la protección catódica, aunque pueden añadirse fenólicos para proveer resistencia a la inmersión.

Otro parámetro importante en la selección del recubrimiento es la repintabilidad de las capas. Recubrimientos curados con base en la evaporación de sus solventes son fácilmente repintados, por cuanto las subsiguientes capas inician disolviendo las capas previas y proveen buena adherencia entre ellas. Recubrimientos resistentes a solventes o de curado prolongado (epóxidos, uretanos, fenólicos), requerirán de una limpieza ligera para proveer suficiente perfil de adherencia para las subsiguientes capas.

El clima incide en la selección del recubrimiento, pues a bajas temperaturas o altos vientos el tiempo de curado se convierte en un problema significativo o en ciertos casos no es posible obtener el curado completo.

Las regulaciones ambientales locales limitan los métodos de preparación superficial así como también el tipo de recubrimientos a utilizarse, puesto que los solventes son los mayores contribuyentes de la polución ambiental. Sus reglamentos generalmente establecen los máximos valores de emisión de los solventes.

Los tanques de almacenamiento de agua potable son recubiertos con pinturas y procedimientos establecidos en la FDA (US Food and Drug Administration).

Los tanques de almacenamiento de petróleo son pintados en el fondo y algunos pies del primer anillo del cuerpo con recubrimientos delgados, debido a que el petróleo produce picaduras en el fondo del orden de 20 a 45 mils por año.

Los tanques de almacenamiento de diesel y otros derivados están expuestos a ciertas concentraciones de azufre y corrosión por picaduras, por lo que son pintados en el fondo y algunos pies del primer anillo del cuerpo.

Los tanques de almacenamiento de gasolinas de aviación son típicamente recubiertos en el fondo y en caso de utilizar techo flotante se recubren los anillos del cuerpo. Los tanques de almacenamiento de gasolinas para motores de combustión interna son frecuentemente recubiertos en el fondo debido a que la fase de agua produce corrosión en el fondo y afecta la pureza del producto almacenado.

Los tanques de almacenamiento de MTBE (methyl tertiary butyl alcohol) y otros productos oxigenados son recubiertos para mantener la pureza del producto. El apéndice G resume los sistemas de aplicación de recubrimientos en función de la exposición de las superficies de los tanques.

2.2.4.4 Prevención de la corrosión mediante tratamientos químicos

2.2.4.4.1 Inhibidores

Un inhibidor es una sustancia que se añade en una pequeña proporción a un medio corrosivo para detener o disminuir la velocidad de corrosión, creando un compuesto insoluble sobre la superficie del metal. Para determinar la concentración requerida, deben tenerse en cuenta factores como la naturaleza del medio, composición del metal, concentración de gases, ácidos libres, estado de la superficie metálica, contactos bimetálicos, viscosidad del medio, etc.

Los inhibidores de acuerdo a su acción se clasifican en:

- Inhibidores pasivantes
- Inhibidores de decapado u orgánicos
- Inhibidores catódicos
- Inhibidores en fase vapor
- Inhibidores inductores de precipitación

Los inhibidores son usualmente comparados en base de su eficiencia de inhibición que indica el porcentaje de corrosión, mientras que las concentraciones se presentan como partes por millón (ppm) en unidades de peso, se pueden evaluar con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{U}{1000000}$$

Dónde: Q = Cantidad requerida de inhibidor (ppm),

U = Cantidad de fluido a inhibir.

2.2.4.4.2 Pasivadores

El pasivado consiste en la alteración de las propiedades electroquímicas mediante la formación de una película superficial que dificulta cinéticamente la viabilidad termodinámica. Esta acción puede ser natural cuando en ciertos metales se forma

una película en su superficie que detiene la corrosión cuando esta empieza, o se puede inducir mediante un pasivador tratando previamente al material.

Los pasivadores más empleados son el minio u óxido de plomo (Pb_3O_4) y el cromato de zinc ($ZnCrO_4$) que transforma los iones ferrosos generados en el agua en férricos, produciendo una capa difícilmente soluble en el ánodo de bióxido férrico.

2.2.4.5 Prevención de la corrosión con protección catódica

La implementación de un sistema de protección contra la corrosión se hace indispensable, especialmente en los tanques de mayor capacidad volumétrica, cuyos costos por carga y descarga, por mantenimiento o reparaciones son elevados. Si se considera que los fluidos hidrocarburíferos son usualmente no corrosivos, no sería necesario un control de corrosión para las superficies internas. Sin embargo, en la práctica se ha comprobado que puede ocurrir corrosión interna en tanques de almacenamiento sobre superficie, debido a que sus superficies se encuentran expuestas a sedimentos, agua u otros componentes corrosivos.

Para tanques que almacenen petróleo, una combinación entre protección catódica interna y la aplicación de un recubrimiento, no es muy común. Pero bajo ciertas condiciones, la protección catódica puede ser efectiva, protegiendo la superficie de la corrosión al existir defectos en el recubrimiento (poros, desprendimientos, desgaste por abrasión, etc.).

La aplicación de los sistemas de protección catódica en tanques de almacenamiento, toma en cuenta los procesos corrosivos tanto internos como externos, ocasionados por la presencia de electrolitos agresivos o por la acción de la corrosión galvánica⁴². El interior de un tanque tiende a sufrir corrosión, por la

⁴² Para comprender el principio de protección catódica, es necesario conocer acerca de los dos principales mecanismos de corrosión conocidos como: 'corrosión electrolítica (stray current)' y

acción de combustibles u otros productos almacenados que actúan como electrolitos, mientras que la parte exterior está sujeta a la corrosión galvánica, por acción del suelo que se encuentra en contacto con la superficie externa del fondo.

Mientras que las partes superiores del tanque se encuentran protegidas con pinturas o revestimientos, las partes en contacto con el suelo y las áreas sumergidas internas o externas, se protegen mediante un sistema catódico que complementa la acción de los revestimientos. La protección catódica es el método más eficaz y económico para controlar la corrosión interna en la base de un tanque⁴³, así como también en las tuberías enterradas.

El sistema de protección catódica se basa en la neutralización de cualquier corriente de protección, inducción u otras que pueden producir corrosión. Convierte la superficie de metal en un cátodo o polo negativo, esto hace que un flujo de corriente fluya hacia la superficie a protegerse, evitando consecuentemente el flujo desde la superficie metálica hacia fuera, es decir la corrosión del metal.

El material metálico es transformado en cátodo, convirtiendo progresivamente las zonas anódicas mediante la regulación de la corriente aplicada, hasta obtener una corriente adecuada. Además, se forman moléculas de hidrógeno (H₂) sobre la

'corrosión galvánica'. La corrosión electrolítica ocurre en el lugar donde actúa una corriente perdida, sobre la estructura ubicada en el paso del flujo eléctrico, la corrosión ocurre a la salida de la corriente de la estructura.

La corrosión galvánica ocurre cuando dos metales entran en contacto mediante un electrolito, corroyéndose el metal más activo. También puede haber presencia de corrosión galvánica en un mismo metal, que tenga amplias diferencias de potencial en la escala galvánica. Los elementos necesarios para la ocurrencia de la corrosión galvánica son:

- Presencia de un electrolito.
- Un camino eléctrico.
- Un metal más activo (ánodo) o una área anódica del mismo metal generada por concentraciones de oxígeno, suciedad o residuos.
- Un metal menos activo.

Por tanto, la corriente puede ser revertida, y así la corrosión de la superficie anódica cesa; a causa de la ionización de los metales. Este es el principio de la protección catódica.

⁴³ La protección catódica interna es aplicable exclusivamente a la parte inferior de los tanques (fondo y parte baja del cuerpo), debido a la necesidad de la presencia de un electrolito (fluido almacenado) que actúe constantemente sobre el área a proteger.

superficie, creando un voltaje opuesto denominado polarización, y la corriente resultante sale entonces a la superficie del metal y la protege.

Para que ocurra la protección catódica, se utilizan dos métodos llamados:

- Sistema de protección galvánica, mediante ánodos de sacrificio.
- Sistema de protección por corriente impresa, con el empleo de equipos rectificadores.

Estos métodos emplean un suministro continuo de corriente, que asegura la eliminación de las denominadas pilas de corrosión, y se seleccionan de acuerdo al tipo de instalación que se desee proteger.

2.2.4.5.1 Protección galvánica o sacrificial

En el sistema galvánico, los ánodos de sacrificio se convierten en una buena opción, cuando se necesita poca cantidad de corriente. Es utilizado para proteger estructuras pequeñas que tengan una buena calidad constructiva o para tanques de diámetros pequeños (hasta 40 pies), y en suelos de baja resistividad eléctrica⁴⁴ (menor que 5000 Ohmios-centímetro). Este método se basa en la formación de la denominada “pila galvánica“, cuyo esquema se aprecia en la figura 2.80.

El ánodo galvánico se encuentra formado por un metal electronegativo, cuya selección está relacionada con el tipo de estructura, que al conectarse a un

⁴⁴ Uno de los indicadores claves de la corrosividad, es la resistividad del suelo, y es utilizado para evaluar la corrosividad y para diseñar la cama de ánodos requerida. La tabla 2.20 muestra algunas resistividades típicas de suelos y su correspondientes corrosividad. Para tanques existentes, las medidas de la corrosividad deberán ser tomadas en cuatro lugares diametralmente opuestos en su perímetro, y a profundidades entre 5 y 10 pies.

Tabla 2.20 Resistividad del suelo vs corrosividad

Rango de resistividad (ohmios – centímetro)	Potencial actividad corrosiva
<500	Muy corrosivo
500 – 1,000	Corrosivo
1,000 – 2,000	Moderadamente corrosivo
2,000 – 10,000	Medianamente corrosivo
>10,000	Progresivamente menos corrosivo

En general, conforme se incrementa la corrosividad del suelo, se requiere mayor cantidad de corriente protectora.

electrolito como el agua o el suelo, adquiere las características de un ánodo de sacrificio que protege la superficie de la corrosión.

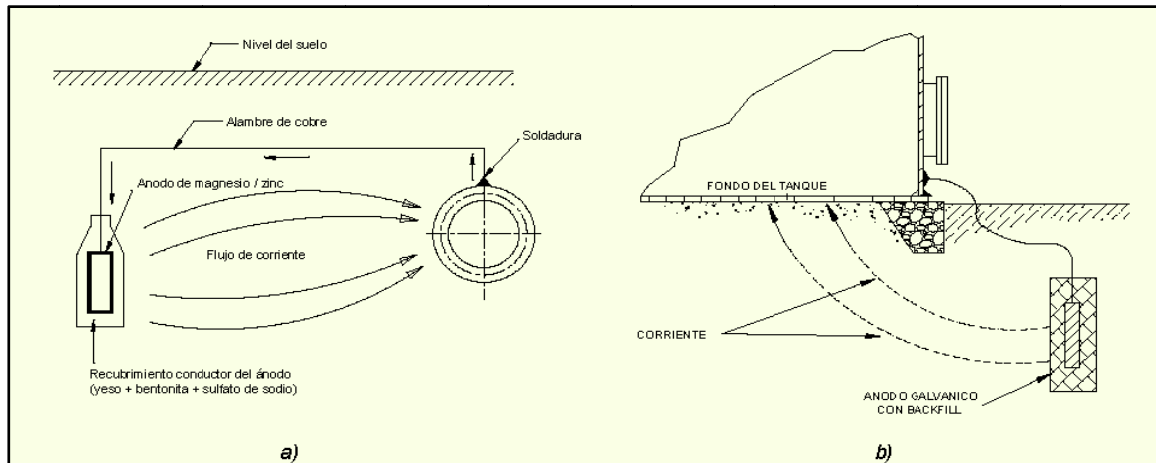


Figura 2.80 (a) Pila galvánica, (b) Ánodo de sacrificio enterrado protegiendo el fondo del tanque

Los metales más utilizados como ánodos galvánicos son aquellos que resultan más electronegativos con respecto al plomo, cobre y hierro. Estos metales son el aluminio, magnesio y el zinc. La corriente que emite un ánodo de sacrificio, penetra en el material a proteger a través del agua o del suelo, bloqueando las fuentes de corrosión y cerrando el circuito por intermedio de un alambre de cobre.

Respecto al electrolito, el material más eficiente para el magnesio y el zinc es el suelo, mientras que el agua de mar tiene como mejores ánodos al aluminio y al zinc. Estos materiales empleados de manera adecuada protegen fácilmente al acero de factores corrosivos externos.

Los ánodos galvánicos a ser enterrados, están envueltos en una mezcla de yeso, bentonita y sulfato, este último es empleado como revestimiento conductor, útil para disminuir la resistividad ánodo/suelo, proveer la polarización del ánodo, y distribuir el desgaste de manera más uniforme. Las tablas 2.21 indican las características más importantes de ánodos galvánicos, como son: su capacidad de corriente, tasa de consumo, potencial y eficiencia.

Cuando se dimensiona un sistema de protección mediante ánodos de sacrificio, el proyectista o diseñador debe considerar el cálculo de la vida útil del ánodo (que es

proporcional al peso), y la capacidad de corriente de los ánodos (que es inversamente proporcional a la corriente liberada). El resultado final se multiplica por un factor reutilización de aproximadamente el 85%. Una vez que el ánodo se consume, la corriente liberada disminuye debido a la reducción de sus dimensiones geométricas.

En la protección catódica interna, los ánodos de sacrificio se encuentran anclados en la lámina metálica del fondo, permaneciendo sumergidos en una columna de agua almacenada permanentemente en el tanque. Los ánodos más recomendados son los compuestos por zinc y aluminio, mientras que los ánodos de magnesio se emplean normalmente cuando el electrolito es agua dulce, debido a que en el agua salada la eficiencia del magnesio es bastante baja.

Tabla 2.21 Características de ánodos y tasas de consumo

Características energéticas de aleaciones para ánodos de sacrificio		
	Capacidad de corriente (A-h/ Kg)	Tasa de consumo (Kg/ A .año)
Aluminio – zinc – mercurio	2750 – 2840	3.2 – 3.0
Aluminio – zinc - indio	1670 – 2400	5.2 – 3.6
Aluminio – zinc – estaño	920 – 2600	9.4 – 3.4
Zinc	810	10.7
Magnesio	1100	7.9

Fuente: ASM Handbook, Vol 13, Corrosion, Table 3, pp 469

Propiedades de los ánodos galvánicos		
ANODOS	Potencial en Voltios	Eficiencia
	(Cu-CuSO ₄)	(%)
Aluminio	-1.1	75 – 95
Magnesio	-1.6	50 – 60
Zinc	-1.1	90 – 95

Tasas de consumo de ánodos de corriente impresa, según el material		
Ánodo	Densidad de corriente típica (A/m ²)	Tasa de consumo (kg/A.año)
Pb – 6 Sb – Ag	160 – 220	0.045 – 0.09
Pt – (chapado sobre el sustrato)	540 – 1080	0.006 x 10 ⁻³
Pt – (wire or clad)	1080 – 5400	0.01 x 10 ⁻³
Grafito	10.8 – 40	0.225 – 0.45
Fe – 14 Si – 4 Cr	10.8 – 40	0.225 – 0.45

Fuente: ASM Handbook, Vol 13, Corrosion, Table 4, pp 471

Es necesario un proceso de dimensionamiento y distribución adecuada de los ánodos al interior del tanque, de manera que la corriente influya en toda la superficie a proteger.

La protección catódica externa, envuelve numerosos factores que afectan la selección y el diseño del sistema, como son:

- Consideraciones básicas de diseño.
- Resistividad del suelo.
- Condiciones atmosféricas.
- Tipo de fondo del tanque (simple, doble).
- Containment secundario.
- Condiciones de operación del tanque (temperatura, velocidad de llenado, etc.).

Entre sus principales ventajas están:

- No se requiere una fuente externa de energía.
- La instalación es relativamente sencilla.
- El costo es bajo para tanques de pequeñas dimensiones.
- Los costos de mantenimiento son mínimos.
- Las corrientes de interferencia (corrientes de pérdida) no son comunes.
- Se requieren bajas frecuencias de monitoreo.
- Está sujeto menos a interrupciones de funcionamiento.

Sus principales desventajas son:

- El manejo del potencial requerido, es limitado.
- La corriente de salida es baja (típicamente entre 1 y 2 A).
- El uso de este método está limitado a suelos de baja resistividad.
- El método no es práctico para proteger grandes estructuras.
- No permite la regulación.
- Puede requerir la sustitución periódica de ánodos.

2.2.4.5.2 Protección con corriente impresa

En el sistema de protección catódica con corriente impresa, se utiliza una fuente externa de fuerza electromotriz, y de ahí su nombre. Es más versátil que el sistema de ánodos de sacrificio, por cuanto se puede controlar ampliamente la corriente y los niveles de potencial.

La fuente de fuerza electromotriz requerida, la proveen los rectificadores, que son equipos alimentados por un circuito de corriente alterna, los cuales entregan una cantidad de corriente continua necesaria para eliminar las pilas de corrosión de las superficies que se desea proteger (Fig. 2.81).

En este sistema se genera una pila electrolítica, que permite que la estructura a proteger funcione como cátodo. La cama de ánodos enterrada en la cercanía, envía corriente hacia el suelo, en dirección de la estructura que se encuentra conectada al polo negativo del rectificador, y empiezan a sufrir un desgaste lento, que depende principalmente del metal y de la densidad de corriente (A/m^2).

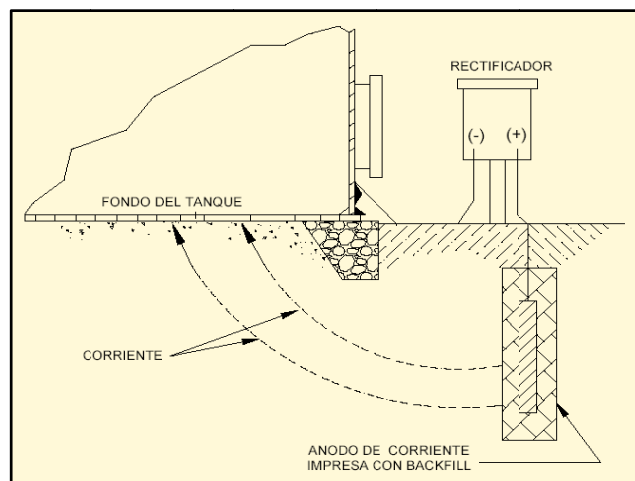


Figura 2.81 Protección catódica con corriente impresa

Los ánodos empleados son de grafito, con mezclas metálicas de hierro, silicio, antimonio, plata, titanio y niobio, con un revestimiento fino de platino y óxidos especiales. Actualmente se están utilizando ánodos no metálicos, a base de polímeros especiales, que poseen mejores características anticorrosivas.

El rectificador se encarga de regular la tensión de alimentación para un valor deseado de circuito de protección. Está constituido de placas de selenio o diodos de silicio, de voltímetros y amperímetros a la salida, y de dispositivos de protección tradicionales como fusibles, disyuntores, etc.

Entre sus principales ventajas están:

- Capacidad de manejar grandes potenciales.
- Puede ser diseñado para utilizar altas corrientes de salida, capaces de proteger grandes estructuras.
- Capacidad de corriente de salida variable.
- Aplicabilidad a casi cualquier resistividad de suelo.
- Efectivo para proteger estructuras no recubiertas con pinturas.
- Monitoreo rutinario y periódico de su efectividad.

Sus principales desventajas son:

- Posibles problemas de interferencia (corrientes de pérdida) hacia estructuras contiguas.
- Las pérdidas de corriente alterna causan pérdidas de protección.
- Altos costos de mantenimiento y operación.
- Altos costos de inversión para pequeñas instalaciones.
- Consideraciones de seguridad respecto a la localización del rectificador.
- Consideraciones de seguridad para la conexión.
- Mayor frecuencia de monitoreo.
- Sujeto a fallas o corte de corriente y vandalismo.
- La sobreprotección puede causar daños al recubrimiento.

2.3 CÓDIGOS, ESTÁNDARES Y REGULACIONES

2.3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES

Los códigos y estándares son desarrollados inicialmente por las industrias interesadas en su utilización, para luego ser consensuados por todas las partes involucradas (dueños vs fabricantes, autoridades vs dueños, etc.). Por tanto, su propósito es el de proveer aceptabilidad, practicabilidad y utilidad mediante el aseguramiento de la calidad, seguridad y fiabilidad en diseños, operaciones, prácticas y equipamientos.

La mayoría de las organizaciones dedicadas al desarrollo de los códigos y estándares forman comités y sub comités especializados, que mantienen reuniones periódicas, con el fin de realizar modificaciones y mejoras en función de los cambios tecnológicos, regulaciones nuevas y opiniones de fabricantes.

Los códigos y estándares para tanques proveen confiabilidad frente a factores críticos de diseño, y en particular los códigos emitidos por el API⁴⁵ reducen el riesgo de catástrofes gracias a sus consideraciones de selección de materiales, fractura frágil, soldaduras, uniones, métodos de inspección y fabricación, siendo aplicados en industrias químicas, pulpa y papel, alimenticia y muchas otras.

Los principales parámetros referidos en el API son:

- Determinación del alcance de cada uno de los estándares
- Cumplimiento de códigos anti incendio
- Selección de materiales
- Revestimientos
- Protección catódica
- Selección de espesores de pared
- Selección de accesorios (escaleras, tuberías internas, instrumentos)
- Definición y efecto de cargas externas anticipadas (sismo y viento)
- Requerimientos de venteos normales y emergentes
- Criterios de asentamientos y fundaciones
- Prevención de poluciones (contenimiento secundario, detección de fugas y selección de sellos)
- Fabricación, montaje, inspección y pruebas
- Clasificación del área eléctrica

⁴⁵ Para industrias químicas y petroleras, el API-650 es el estándar mas aceptado alrededor del mundo para el almacenamiento de líquidos en tanques. Tanques diseñados y construidos con este estándar proveen uniformidad, seguridad y economía. Un amplio rango de materiales aceptados en el estándar permite al diseñador seleccionar esfuerzos permisibles de acuerdo a cada condición de diseño definida por el comprador. Aceros de baja resistencia pueden ser utilizados hasta 38mm de espesor y con aceros de alta resistencia hasta 44mm. Estas alternativas permiten construir económicamente tanques muy grandes cuando se requiere almacenar grandes cantidades de líquidos. El método del punto variable para el diseño del cuerpo del tanque es resultado de un análisis sofisticado de esfuerzos utilizado para grandes tanques.

Aunque los estándares API son ampliamente aceptados alrededor del mundo, muchos países tienen códigos y estándares nacionales específicos que regulan el diseño y construcción de tanques de almacenamiento de líquidos. El apéndice E resume los códigos y estándares más importantes referidos a tanques de almacenamiento.

2.3.1.1 Tipos de Códigos y Estándares

Existen diferentes niveles de estandarización y pueden ser generalizados en las siguientes categorías básicas en función de su importancia:

- Estándares: son prácticas mandatorias que deben ser cumplidas por los fabricantes, y son frecuentemente llamados códigos.
- Prácticas recomendadas: son documentos asesores que tienen un respaldo técnico y prácticas útiles para una aplicación específica.
- Publicaciones o boletines: son documentos informativos referidos a aspectos generales de tecnología industrial o prácticas comúnmente aceptadas.
- Especificaciones: son documentos complementarios a los estándares y generalmente contienen información aclaratoria o direccionan a estos.

2.3.1.2 Organizaciones

Las más importantes organizaciones que contribuyen al desarrollo tecnológico de tanques de almacenamiento son:

American Petroleum Institute (API).- Fundada en 1919 para representar a la industria petrolera y establecer su estandarización, actualmente reúne más de 250 países miembros que están involucrados en actividades de exploración, producción, transporte, refinación y venta de petróleo y sus derivados. Juega un papel importante en el desarrollo tecnológico que afecta a tanques de almacenamiento y ha realizado mejoras relativas a seguridad y fiabilidad ambiental.

National Fire Protection Association (NFPA).- Organización dedicada a desarrollar y mantener códigos anti incendios. Sus aproximadamente 280 códigos son actualizados cada 3 años mediante comités técnicos y van de la mano con el API en temas relativos al almacenamiento de líquidos combustibles y flamables. El API y el NFPA tienen códigos complementarios y proveen una excelente base tecnológica para el almacenamiento seguro de líquidos.

American Society of Mechanical Engineers (ASME).- Sociedad técnica formada por ingenieros mecánicos y estudiantes dedicada a la investigación y desarrollo de códigos relativos a calderos y recipientes a presión. Mantiene 19 comités de investigación y 38 divisiones.

2.3.2 REGULACIONES Y LEYES

Las regulaciones y leyes son requerimientos mandatorios que deben cumplir el fabricante, el dueño y el operador de un tanque, y su cumplimiento es auditado por las agencias de seguridad local con el fin de garantizar la seguridad y proteger la vida y el ambiente.

La mayoría de las facilidades con tanques de almacenamiento están sujetas a múltiples autoridades que tienen jurisdicción sobre ellas, por lo que deben cumplir con todos los requerimientos establecidos por cada una.

Aunque los códigos y estándares no tienen autoridad, su estudio y aplicación establecen la base de los requerimientos establecidos en las regulaciones y leyes quienes usualmente las refieren. Por tanto, identificar y utilizar determinados códigos y estándares es el primer paso a considerar en la instalación de un nuevo tanque.

CAPÍTULO 3

DISEÑO

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de tanques de almacenamiento se basa primordialmente en el requerimiento funcional, que impone ciertas condiciones de operación.

La posibilidad de falla de un tanque en servicio es considerada en el proceso de diseño, mediante el análisis de sus principales mecanismos (deformación plástica resultante de esfuerzos excesivos, ruptura sin deformación plástica, e inestabilidad elástica). Otros tipos de falla resultan de la corrosión, del uso inadecuado o de la fatiga del material.

3.1.1 ESTÁNDARES

Mientras más valioso es el fluido a manejar, más seguro y costoso será el contenedor requerido. Por tanto los procedimientos para el diseño, fabricación, inspección, pruebas, y operación de recipientes, son desarrollados como una medida de seguridad, para prevenir fugas o pérdidas catastróficas del líquido almacenado, ya sea por corrosión del fondo o cuerpo del tanque, por fractura frágil o por excesivo asentamiento. Estos procedimientos son suministrados como estándares y códigos, y definen lineamientos mínimos para garantizar la operatividad y vida útil.

Un amplio rango de materiales aceptables provee varias posibilidades de diseño, en función de los requerimientos especificados por el comprador del tanque. Por ejemplo, los aceros de baja resistencia pueden ser utilizados en tanques de almacenamiento hasta 38.1mm (1.1/2") de espesor, y los de alta resistencia hasta 44.4mm (1.3/4"). La adecuada selección de materiales, posibilita la construcción de tanques económicos de muy grande capacidad.

Aunque los estándares API son ampliamente aceptados, muchos países tienen códigos y estándares nacionales que regulan el diseño y construcción de tanques para almacenamiento de líquidos. La tabla 3.1 resume parámetros de alcance y limitantes de los principales estándares relacionados con el diseño, la fabricación, el montaje y las pruebas de tanques de almacenamiento.

Tabla 3.1 Parámetros de cobertura de los principales estándares de diseño de tanques

Descripción	API 12D	API 12F	API 650	API 620	AWWA D100
Volumen (barriles)	≥ 500, ≤ 10,000	≥ 90, ≤ 750			
Temperatura (oF)			≤ 500	≥ - 270, ≤ 250	
Presión manométrica de diseño (psig)	≤ 0.5	≤ 1	≤ 2.5	≤ 15	0
Vacío de diseño (osi)	≥ - 0.5	≥ - 0.5	≥ - 16		
Tipo de techo	Cónico	Cónico	Cónico, Domo, Flotante	Cónico, Domo	Cónico, Domo
Tipo de tanque asentado sobre superficie	Cilíndrico vertical soldado	Cilíndrico vertical soldado	Cilíndrico vertical soldado	Cilíndrico vertical soldado	Varios
Materiales	CS	CS	CS, SS, Al	CS, SS, Al	CS
Cargas de techo (psf)	20	20	20	25	15
Líquidos a almacenar	Agua, Petróleo y derivados	Agua, Petróleo y derivados	Agua, Petróleo y derivados	Agua, Petróleo y derivados	Agua
Espesor mínimo de láminas del fondo	0.25"	0.25"	0.25"		
Espesor mínimo de láminas del cuerpo	0.1875"	0.1875"	0.1875"	0.1875"	
Ancho mínimo recomendado para láminas del cuerpo	60"	60"	60"		
Espesor mínimo de láminas del techo	0.1875"	0.1875"	0.1875"		
Requerimientos de venteo	Según API 2000	Según API 2000	Según API 2000	Según API 2000	Según API 2000
Pruebas obligatorias	Hidroneumática o neumática a 1.5 Pd	Neumática a 1.5 Pd	Hidroneumática a 1.25 Pd	Hidroneumática a 1.25 Pd	
Estampe con nomograma	Opcional	Opcional	No requerido	No requerido	No requerido
Diámetro nominal (ft)	≥ 15.5, ≤ 55	≥ 7.916, ≤ 15.5	≤ 200 ó L/H ≤ 2		
Metodología diseño			Elástico		
Altura nominal (ft)	≥ 16, ≤ 24	≥ 8, ≤ 24	≥ 6		

3.1.2 DATOS DE DISEÑO

Se requiere una recopilación de datos relevantes previo al diseño detallado de un tanque, incluyendo reportes geotécnicos y datos meteorológicos, condiciones de carga (viento, nieve, lluvia, sismo, otros) y propiedades de los líquidos, caudales y otros riesgos asociados con el almacenamiento.

Estos datos son requeridos antes de tomar decisiones referentes a la selección del apropiado tanque de almacenamiento para una situación dada. Los datos listados en la tabla 3.2 son esenciales o altamente prioritarios.

Tabla 3.2 Datos esenciales de diseño

DATOS ESCENCIALES	DOCUMENTOS REFERENCIALES
1) Fundación y condición del suelo	API RP 12R1, Sección 2 API STD 650, Apéndice B API RP 61, Sección 3 API STD 653, Sección 2
2) Datos de corrosión	API SPECS 12D & 12F, Sección 5 API RP 12R1, Secciones 2, 4 & 5 API STD 650, Sección 3 API RP 651, Sección 2, 3 & 5 API RP 652, Sección 3 API STD 653, Secciones 2 & 4
3) Datos de operación relativos a los ítems 1 y 2	API RP 12R1, Secciones 2 & 4 API STD 650, Apéndice M API RP 651, Sección 2 & 3 API RP 652, Sección 4 API STD 653, Secciones 2, 3, 7 & 10

La durabilidad de un tanque es normalmente diferente de los otros componentes de una instalación industrial (tuberías, estructuras, recipientes a presión, intercambiadores de calor, etc.), por tanto su tiempo de utilidad es un parámetro considerado en su diseño y construcción. La tabla 3.3 resume los datos requeridos para el diseño de tanques de almacenamiento.

3.1.3 MATERIALES

La compatibilidad entre materiales y el efecto corrosivo del entorno, son los principales factores considerados en la selección de materiales para uso en un tanque de almacenamiento en particular. El costo de fabricación y el

Tabla 3.3 Hoja de datos para diseño de tanques de almacenamiento de líquidos (parte 2) [34]

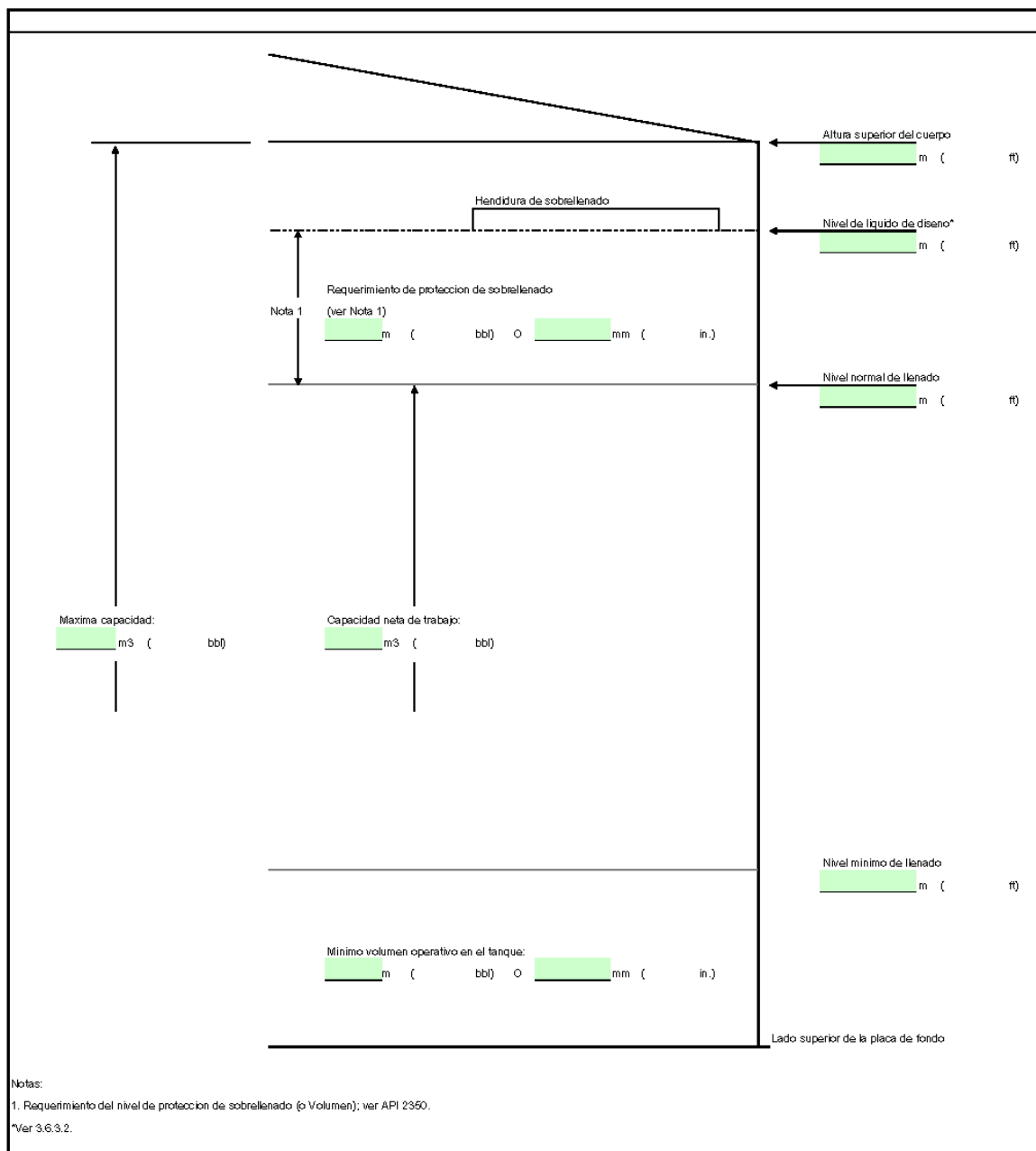
DETALLES CONSTRUCTIVOS (A SER COMPLETADOS POR EL FABRICANTE Y/O COMPRADOR)										
1	MANUFACTURADOR									
	DIRECCION									
	CIUDAD	ESTADO	CASILLA	TELEFONO						
	SERIE NO.									
2	FABRICANTE									
	DIRECCION									
	CIUDAD	ESTADO	CASILLA	TELEFONO						
	SERIE NO.									
3	ESPECIFICACION DE MATERIAL:	CUERPO								
		TECHO								
		FONDO								
		ESTRUCTURAS								
4	CARGA DE NIEVE		kPa (lb/ft ²)					
5	VELOCIDAD DE VIENTO		km/h (mph) (3-segundos gust)					
6	NO. ANILLOS DE CUERPO									
7	ANCHOS DE PLACA Y ESPESORES (INCLUYE CORROSION PERMISIBLE), IN mm (in.)									
	ANCHOS	ESPESORES	ANCHOS	ESPESORES	ANCHOS	ESPESORES	ANCHOS	ESPESORES	ANCHOS	ESPESORES
1	mm (in.)	x mm (in.)	4	mm (in.)	x mm (in.)	Z	mm (in.)	x mm (in.)		
2	mm (in.)	x mm (in.)	5	mm (in.)	x mm (in.)	8	mm (in.)	x mm (in.)		
3	mm (in.)	x mm (in.)	6	mm (in.)	x mm (in.)	9	mm (in.)	x mm (in.)		
8	FONDO DEL TANQUE:	ESPESOR DE PLACA	mm (in.)	TRASLAPE	TOPE	SOLDADURA				
		INCLINACION	mm/m (in/ft)	A	DESDE	CENTRO				
9	ANCHO MINIMO Y ESPESOR DE PLACAS ANULARES DEL FONDO (3.5), IN mm (in.):									
			mm (in.)	x		mm (in.)				
10	DETALLE TECHO-CUERPO (FIGURA F-2)									
11	REFUERZO INTERMEDIO DE VIENTO?	SI	NO	REFUERZO DE VIENTO SUPERIOR USADO COMO CAMINADERO?	SI	NO				
12	TIPO DE TECHO:	SOPORTADO	AUTO-SOPORTADO	FLOTANTE						
	INCLINACION O RADIO	mm (in.)								
13	PLACA DE TECHO:	ESPESOR	mm (in.)	TRASLAPE	TOPE	UNION				
14	PINTURA:									
	CUERPO—	EXTERIOR?	SI	NO	INTERIOR?	SI	NO			
		PREPARACION SUPERFICIAL								
	FONDO—	LADO INFERIOR?	SI	NO	INTERIOR?	SI	NO			
		PREPARACION SUPERFICIAL								
	ACERO ESTRUCTURAL—	EXTERIOR?	SI	NO	INTERIOR?	SI	NO			
		PREPARACION SUPERFICIAL								
15	RECUBRIMIENTO DEL FONDO:	INTERIOR?	SI	NO	MATERIAL					
		ESPECIFICACION DE APLICACION								
16	INSPECCION POR:	TALLER								CAMPO
17	EXAMINACION DE SOLDADURA	RADIOGRAFIA								
		LIQUIDOS PENETRANTES O ULTRASONIDO SUPLEMENTARIOS								
18	PELICULAS:									PROPIEDAD DE
19	PRUEBA DE FUGAS	FONDO								TECHO
		CUERPO								
20	REPORTES DE PRUEBAS DE METREQUERIDO?	SI	NO							
		PLACAS								PERFILES ESTRUCTURALES
21	DIBUJOS REFERENCIALES DEL COMPRADOR									
22	DIMENSION DEL TANQUE	DIAMETRO	m (ft)	ALTURA	m (ft)					
23	FECHA DE EDICION/REVISION DEL ESTANDAR 650									
	NOTAS:									

Normalmente se utilizan familias de aceros con composiciones similares, y espesores o secciones diferentes en un mismo tanque, para reducir su peso y costo de fabricación. Esto es incidente en tanques de gran diámetro, puesto que cualquier disminución de espesores, representa un ahorro significativo en peso. Por tanto, se requieren de cálculos específicos y uso de materiales de alta resistencia para zonas con alta sollicitación de esfuerzos, en combinación con materiales menos resistentes y económicos para componentes secundarios, o para cumplir requisitos de espesores o secciones mínimas establecidas en los

utilizados en la construcción de tanques de almacenamiento de líquidos según el API 650.

Si el espesor de las láminas que forman el cuerpo del tanque está basado en condiciones de carga externas (viento, sismo, vacío, etc.), más que por esfuerzos hidrostáticos, es usualmente económico el uso de aceros de bajo costo y menor resistencia para sus anillos superiores.

Tabla 3.3 Hoja de datos para diseño de tanques de almacenamiento de líquidos (parte 4) [34]



Los materiales requieren de un relevamiento de esfuerzos a partir de ciertos espesores, y el costo del tratamiento puede exceder al costo de otros materiales más gruesos que no requieran del relevado. Por ejemplo, se requiere alivio térmico de esfuerzos para los materiales de los grupos I, II, III o IIIA con espesores mayores que 1 pulgada, y para los materiales de los grupos IV, IVA, V o VI con espesores mayores a ½ pulgada.

Tabla 3.4 Grupos de materiales establecidos en el API 650

Grupos de materiales establecidos en el API 650							
GRUPO I		GRUPO II		GRUPO III		GRUPO IIIA	
Rolado, Semi-calmado		Rolado, Calmado o Semi-calmado		Rolado, Calmado, Grano fino		Normalizado, Calmado, Grano fino	
A 283 C	2	A 131 B	7	A 573-58		A131 CS	
A 285 C	2	A 36	2, 6	A 516-55		A 573-58	10
A 131 A	2	G40.21-38W		A 516-60		A 516-55	10
A 36	2, 3	Grado 250	5, 8	G40.21-38W	9	A 516-60	10
Grado 235	3, 5			Grado 250	5, 9	G40.21-38W	9, 10
Grado 250	6					Grado 250	5, 9, 10
GRUPO IV		GRUPO IVA		GRUPO V		GRUPO VI	
Rolado, Calmado, Grano fino		Rolado, Calmado, Grano fino		Normalizado, Calmado, Grano fino		Normalizado o Templado o Revenido, Calmado, Grano fino, Carbón reducido	
A 573-65		A 662 C		A 573-70	10	A 131 EH 36	
A 573-70		A 573-70	11	A 516-65	10	A 633 C	
A 516-65		G40.21-44W	9, 11	A 516-70	10	A 633 D	
A 516-70		G40.21-50W	9, 11	G40.21-44W	9, 10	A 537 CL 1	
A 662 B				G40.21-50W	9, 10	A 537 CL 2	13
G40.21-44W	9					A 678 A	
G40.21-50W	9					A 678 B	13
E 275	4, 9					A 737 B	
E 355	9					A 841 GR A CL 1	12,13, 14
Grado 275	5, 9					A 841 GR B CL 2	12,13, 14
Notas.-							
1. La mayoría de los números de especificación de los materiales listados se refieren a especificaciones ASTM (incluyendo grado o clase); hay sin embargo algunas excepciones : G40.21M (incluyendo grado) es una especificación CSA; los grados E 275 y E 355 (incluyendo calidad) son contenidos en ISO 630; y Grado 37, Grado 41 y Grado 44 se relacionan a estándares nacionales.							
2. Deben ser semi-calmados o calmados.							
3. Espesor menor o igual que 0.75 pulgada.							
4. Contenido máximo de Mn de 1.5%							
5. Espesor máximo 0.75 pulgada cuando se use acero de rolado controlado, en lugar de acero normalizado.							
6. El contenido de Mn debe ser de 0.8 a 1.2% por análisis térmico, para espesores mayores que 0.75 pulgada, excepto para cada reducción de 0.01% bajo el máximo especificado de carbono, se permite un incremento de 0.06% de Mn sobre el máximo especificado hasta un máximo de 1.35%. Espesor ≤ 0.75 pulgada deberá tener un contenido de Mn de 0.8 a 1.2% por análisis térmico.							
7. Espesor menor o igual que 1 pulgada.							
8. Debe ser calmado.							
9. Debe ser calmado y hecho con práctica de grano fino.							
10. Debe ser normalizado.							
11. Debe tener una modificación química (térmica) a un contenido máximo de carbono de 0.20% y un contenido máximo de Mn de 1.60%.							
12. Producido por un proceso de control termo-mecánico (TMCP)							
13. Referirse a API-650 3.7.4.6.							
14. Referirse a API-650 4.2.9.							

Tabla 3.5 Requerimientos para materiales establecidos en el API 620

Requerimientos para materiales establecidos en el API 620				
Especificación	ESPECIFICACION DEL MATERIAL		ESPESOR TOTAL (pulgadas)	TEMPERATURA DE DISEÑO DEL METAL
	Grado	Requisitos		
A 20 A 36 Mod 2 A 131 A 283 A 285 A 516 Mod 1 A 516 Mod 2 A 537 A 573 A 633 A 662 A 678 A 737 A 841 Cl 1 CSA G40.21 ISO 630	C, D C	0.8 – 1.2 Mn Calidad estructural t ≤ 0.75 pulgadas t ≤ 0.75 pulgadas C ≤ 0.2%, Mn ≤ 1.5% C ≤ 0.2%, 0.7% ≤ Mn ≤ 1.4%, Si ≤ 0.5%, Normalizado Mn ≤ 0.8%, Si C ≤ 0.2% entonces Mn ≤ 1.6%	≤ 0.75	≥ 65
A 36			≤ 1	
CSA G40.21	38W, 44W, 50W	Normalizado si t > 1.5 pulgadas	> 1	
Igual al primero			≤ 0.5	
A 36 Mod 2 A 131 CSA G40.21	B 38W, 44W, 50W		≤ 1	≥ 25
A 131 CSA G40.21	B 38W, 44W, 50W		≤ 0.5	
A 131 A 516 A 573 A 662 A 737 A 841 CSA G40.21 ISO 630	CS 55, 60, 65, 70 58, 65, 70 B, C B Cl 1 38W, 44W, 50W E275, E355 D	Normalizado si t > 1.5 pulgadas Normalizado si t > 1.5 pulgadas Normalizado si t > 1.5 pulgadas Calmado y Grano fino Normalizado si t > 1.5 pulgadas, Calmado y Grano fino	> 0.5	≥ -5
A 131 A 516 A 537 A 573 A 633 A 662 A 678 A 737 A 841 CSA G40.21 ISO 630	CS 55, 60, 65, 70 Cl 1, Cl 2 58, 65, 70 C, D B, C A, B B Cl 1 38W, 44W, 50W E275, E355 D	Calmado y Grano fino Normalizado si t > 1.5 pulgadas, Calmado y Grano fino	≤ 0.5	
A 131 A 516 A 537 A 573 A 633 A 662 A 678 A 737 A 841 CSA G40.21 ISO 630	CS 55, 60, 65, 70 Cl 1, Cl 2 58 C, D B, C A, B B Cl 1 38W, 44W, 50W E275, E355 D	Normalizado o Revenido Normalizado o Revenido Normalizado o Revenido	≤ 1	≥ -35
A 131 A 516 A 537 A 573 A 633 A 662 A 678 A 737 A 841 CSA G40.21 ISO 630	CS 55, 60, 65, 70 Cl 1, Cl 2 58 C, D B, C A, B B Cl 1 38W, 44W, 50W E275, E355 D	Prueba de impacto Normalizado o Revenido, Prueba de impacto Prueba de impacto Normalizado o Revenido, Prueba de impacto Prueba de impacto Normalizado o Revenido, Prueba de impacto Prueba de impacto Prueba de impacto Calmado y Grano fino, Normalizado o Revenido, Prueba de impacto Calmado y Grano fino, Normalizado o Revenido, Prueba de impacto	> 1	

Otra razón que justifica una selección adecuada de materiales, es el espesor máximo permitido para un material específico. Por ejemplo, el acero A573-70 puede ser usado en espesores de hasta 1.5 pulgadas incluyendo láminas insertadas, pero si el cuerpo requiere más de $\frac{3}{4}$ de pulgada, este material no puede ser utilizado. La tabla 3.6 resume espesores límite para aceros de uso frecuente según el API 650, y la tabla 3.7 establece familias de materiales para varios componentes.

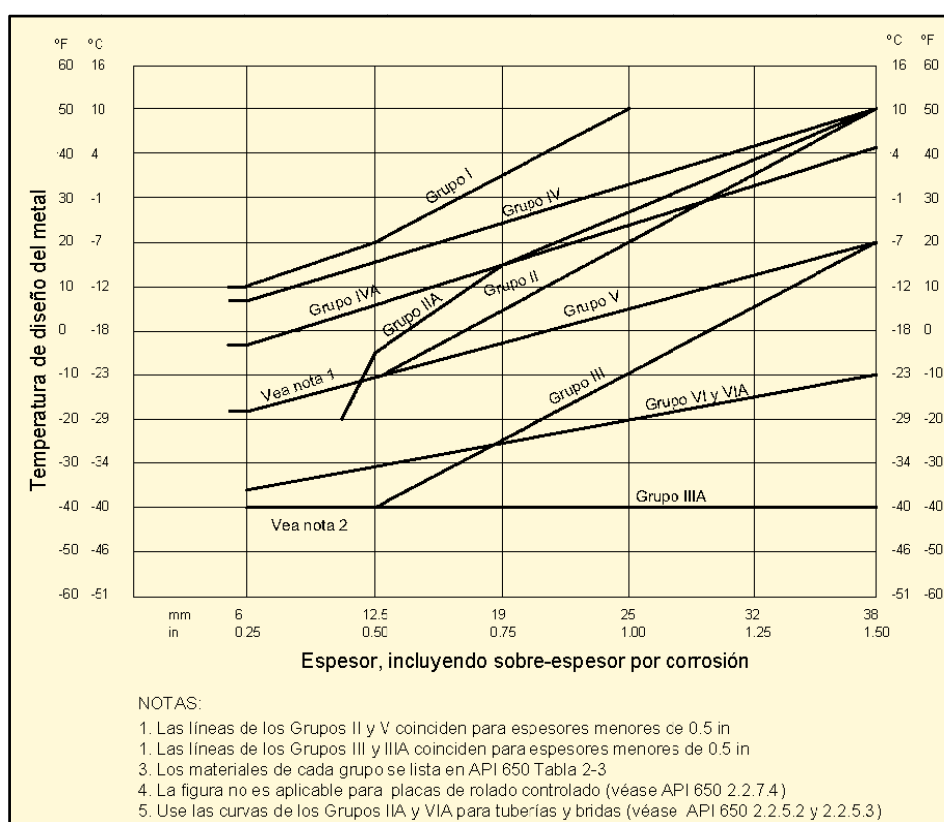


Figura 3.1 Mínima temperatura admisible del metal para evitar pruebas de impacto [34].

3.1.4 CONSIDERACIONES OPERATIVAS Y DE TAMAÑO

Es importante conocer a detalle la naturaleza de las operaciones de almacenamiento, porque ellas tienden normalmente a ser algo inciertas. Por ejemplo, un tanque es diseñado y construido para un fluido determinado, pero luego puede ser destinado a otro tipo de fluido, afectando la corrosividad, la

gravedad específica y la capacidad de almacenamiento. Otro ejemplo es el incremento en la velocidad de transferencia del líquido, afectando su capacidad inicial de ventilación y provocando la falla estructural del tanque.

Tabla 3.6 Espesores máximos permitidos para materiales ASTM [34]

Material	Espesor máximo para placas (in)	Espesor máximo para placas de inserción / bridas (in)
ASTM A 36M / A 36*	1.5	-
ASTM A 131M / A 131		
Grado A	0.5	-
Grado B	1	-
Grado CS	1.5	2
Grado EH36	1.75	2
ASTM A 283M / A 283*	1	-
Grado C		
ASTM A 285M / A 285	1	-
Grado C		
ASTM A 516M		
Grado 380		
Grado 415		
Grado 450		
Grado 485		
ASTM A 516	1.5	4
Grado 55		
Grado 60		
Grado 65		
Grado 70		
ASTM A 537M / A 537		
Clase 1	1.75	4
Clase 2		
ASTM A 573 M*		
Grado 400		
Grado 450		
Grado 485		
ASTM A 573	1.5	-
Grado 58		
Grado 65		
Grado 70		
ASTM A 633M / A 633		
Grado C	1.75	4
Grado D		
ASTM A 662M / A 662		
Grado B	1.5	-
Grado C		
ASTM A 678M / A 678		
Grado A	1.5	2.5
Grado B	1.75	
ASTM A 737M / A 737		
Grado B	1.5	-
ASTM A 841M / A 841	1.5	2.5

* Materiales de uso más común

Las condiciones operativas definen la primera variable de diseño, que es la capacidad volumétrica del tanque. El establecimiento de su tamaño óptimo puede convertirse en una tarea compleja. Generalmente, el volumen geométrico se establece aproximadamente igual al máximo inventario deseado más un volumen no usado que permanece en el fondo del tanque, sin embargo, almacenamientos inesperados en el tanque pueden limitar rápidamente las operaciones productivas, deshaciéndose las ventajas de la minimización volumétrica considerada en el diseño.

Se pueden considerar algunos parámetros para optimizar la capacidad de diseño requerida, como los siguientes:

- Comparar los costos del almacenamiento bruto, respecto a los costos de paradas de la planta por falta de capacidad de almacenamiento.
- Comparar los costos del almacenamiento bruto y el inventario requerido, considerando los descuentos volumétricos y la economía del embarque al granel.
- Considerar el proceso y probabilidades de recibir los embarques a los tanques parcialmente vacíos, con la capacidad insuficiente de aceptar cargas llenas, y los consecuentes costos de espera.
- La capacidad de almacenamiento y los costos de inventario deben ser balanceados, contra las posibles pérdidas de mercado, debido a la capacidad insuficiente o paros inesperados.

Tabla 3.7 Familias de materiales para varios componentes en función de la temperatura de diseño.

Design Temperature, °F		Material	Plate	Pipe	Forgings	Fittings	Bolting
Cryogenic	-425 to -321	Stainless steel	SA-240-304, 304L, 347, 316, 316L	SA-312-304, 304L, 347, 316, 316L	SA-182-304, 304L, 347, 316, 316L	SA-403-304, 304L, 347, 316, 316L	SA-320-B8 with SA-194-8
	-320 to -151	9 nickel	SA-353	SA-333-8	SA-522-1	SA-420-WPL8	
Low temperature	-150 to -76	3½ nickel	SA-203-D	SA-333-3	SA-350-LF63	SA-420-WPL3	SA-320-L7 with SA-194-4
	-75 to -51	2½ nickel	SA-203-A				
	-50 to -21	Carbon steel	SA-516-55, 60 to SA-20	SA-333-6	SA-350-LF2	SA-420-WPL6	
			SA-516-All	SA-333-1 or 6			
	-20 to 4		SA-285-C	SA-53-B SA-106-B	SA-105 SA-181-60,70	SA-234-WPB	
5 to 32	SA-516-All SA-515-All SA-455-II						
33 to 60 61 to 775							SA-193-B7 with SA-194-2H
Elevated Temperature	776 to 875	C-½Mo	SA-204-B	SA-335-P1	SA-182-F1	SA-234-WP1	with SA-193-B5 SA-194-3
	876 to 1000	1Cr-½Mo	SA-387-12-1	SA-335-P12	SA-182-F12	SA-234-WP12	
		1Cr-½Mo	SA-387-11-2	SA-335-P11	SA-182-F11	SA-234-WP11	
	1001 to 1100	2¼Cr-1Mo	SA-387-22-1	SA-335-P22	SA-182-F22	SA-234-WP22	
	1101 to 1500	Stainless steel	SA-240-347H	SA-312-347H	SA-182-347H	SA-403-347H	SA-193-BB with SA-194-B
		Incoloy	SB-424	SB-423	SB-425	SB-366	
Above 1500	Inconel	SB-443	SB-444	SB-446	SB-366		

From Bednar, H.H., *Pressure Vessel Design Handbook*, Van Nostrand Reinhold Co., 1981.

Aunque a simple vista un tanque grande puede almacenar el suficiente volumen a costos menores, hay varias razones para considerar el uso de varios tanques más pequeños para un mismo fluido:

- El tamaño del tanque limita su uso, con el fin de evitar desperdicios y pérdidas del producto.
- Con un número suficiente de tanques en sitio, la probabilidad de que por lo menos uno esté fuera de servicio es mayor, por tanto se requiere disponer de tanques adicionales para solventar la capacidad de inventarios de almacenamiento.
- El riesgo de mantener todo el fluido concentrado en un solo tanque, obliga a extremar medidas de seguridad contra eventualidades, como: incendios, degradación, polimerización, contaminación y seguridad.

Una vez establecida la capacidad requerida, las consideraciones mecánicas se tornan importantes para el diseño. Por ejemplo, la capacidad requerida del tanque se transforma en la capacidad operativa (operating capacity), limitada hacia arriba por un máximo nivel de operación y hacia abajo por la altura mínima de bombeo.

La máxima capacidad de operación (maximum operating capacity) o altura de seguridad, es el nivel sobre el cual el líquido está impedido a llegar. Por ejemplo, en tanques con techo cónico, está normalmente definido entre 6 y 12 pulgadas bajo el anillo superior o bajo algún componente estructural o un rebosadero. En tanques con techo flotante interno, está definido en función de cuán alto puede viajar el techo sin impedimentos o interferencias con el techo fijo. En tanques con techo flotante externo, está determinado por la altura del sello secundario, para que no pierda contacto con la pared o cuerpo del tanque. En áreas con mucha sismicidad, el efecto ondulatorio del fluido alcanza hasta 2 pies de alto, y debe ser considerado con el fin de proveer espacio suficiente para dicho movimiento.

El inventario no disponible (unavailable inventory) es el volumen que no puede ser extraído del tanque por su bajo nivel y la incapacidad del sistema de bombeo o riesgo de cavitación. El nivel bajo debe estar por lo menos 6 pulgadas arriba de las superficies altas de los deflectores de las líneas de entrada o los rompevórtices de las líneas de succión. En tanques con techo flotante, la posición de sus columnas de soporte establece este inventario no disponible.

La capacidad nominal (nominal capacity) es el volumen total del cuerpo hasta su máxima altura, también llamada capacidad total.

La mayoría de tanques atmosféricos oscilan en diámetros desde 10 hasta 300 pies, y alturas desde 6 hasta 72 pies. La relación de aspecto (altura/diámetro) es muy considerada por un número de factores que son optimizados o afectados:

- Costos altos de montaje o espacios límites
- Consideraciones de proceso y requisitos de mezclado y separación de fluidos
- Manejo de inventarios y desperdicio de volúmenes en el fondo
- Capacidad portante del suelo
- Requisitos de flujo por gravedad
- Conectividad y acceso regulados por OSHA
- Consideraciones sísmicas y requisitos de anclaje¹
- Costos y uso de materiales relevantes

Las operaciones también establecen los siguientes requerimientos: accesos al tanque (incluyendo escaleras y plataformas), instalación de instrumentos y accesorios especiales, mantenimiento de la pureza del producto, dotación de facilidad de limpieza, etc., y deben ser considerados en el diseño inicial.

Cada líquido almacenado tiene problemas específicos asociados con el almacenamiento, y deben ser totalmente considerados en el diseño, mediante el uso de las correctas propiedades físicas y otras particularidades (corrosividad, flamabilidad, toxicidad, etc.). Por ejemplo, en el almacenamiento de líquidos inflamables, es necesario considerar para los desplazamientos del fluido por

¹ Los requerimientos de anclaje de tanques en función de la zona sísmica, son establecidos mediante el uso de procedimientos establecidos en códigos sismo-resistentes. Pero en términos generales se pueden establecer los siguientes límites aproximados para evitar el anclaje:

Zona sísmica	Relación de aspecto (altura/diámetro)
1	2.4
2	1.25
3	0.67
4	0.5 (tanques pequeños, suelo suave)
4	0.6 (tanques grandes, suelo firme)

transferencia desde o hacia el tanque, sistemas de ventilación normal y emergente.

Los sistemas de ventilación normal son categorizados en función de su punto de chispa, los líquidos con puntos de chispa inferiores a 100oF, requieren de una mayor capacidad. Los sistemas de ventilación emergente se basan en el flujo de calor dentro del tanque, como resultado de su cercanía al fuego. La tabla 3.8 establece recomendaciones para estos sistemas.

Tabla 3.8 Sistemas de ventilación recomendados según el servicio del tanque [31]

Servicio del tanque	Requisitos mínimos de venteo
Gasolina, petróleo crudo, etc., con puntos de chispa menores a 100oF	Válvula de ventilación a presión y vacío (Pressure and vacuum relief valve)
Combustibles y aceites con puntos de chispa mayores a 100oF	Ventilación abierta (Open vent, Free vent)
Asfaltos y combustibles poco refinados	Ventilación abierta
Combustibles refinados	Válvula de ventilación a presión y vacío
Aceite de transformadores	Unidades especiales de ventilación
Tanques para azufre	Válvulas enchaquetadas de ventilación a presión

3.2 SOLDADURA Y FABRICACIÓN

La mayoría de tanques son fabricados utilizando procesos de soldadura de arco. Aunque los esfuerzos residuales producidos en las soldaduras y sus cercanías son significativos, se consideran aceptables cuando los tanques están estáticamente cargados.

Los análisis demuestran que los esfuerzos locales de ciertos lugares del tanque, como la unión fondo-cuerpo, pueden exceder el esfuerzo de fluencia. Cuando esto ocurre, una pequeña fluencia genera una redistribución de los campos de esfuerzos, particularmente en los materiales dúctiles.

Para prevenir pérdidas de ductilidad en las zonas afectadas por el calor, usualmente se utilizan aceros con un contenido de carbono menor que 0.35%. Para secciones gruesas, así como en las soldaduras de puertas de limpieza, es beneficioso realizar tratamientos térmicos post-soldadura.

3.2.1 PROCESOS DE SOLDADURA UTILIZADOS

Los procesos típicos utilizados en tanques son SMAW, SAW, GMAW, y FCAW. Los procesos con pantallas de gas, como el GTAW, GMAW, y FCAW pueden ser afectados por corrientes de aire o vientos sobre 5 millas/hora. Procesos de cortocircuito, como GMAW y FCAW son restringidos por posibles fallas de soldadura por falta de fusión o penetración en los pases de relleno. La tabla 3.9 resume características de los procesos de soldadura.

Tabla 3.9 Técnicas de soldadura – comparación [6]

CARACTERÍSTICAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS	APLICACION
SMAW (shielded metal arc welding)			
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Llamada soldadura de palillo ▪ Proceso manual ▪ Electrodo consumible recubierto con fundente 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Simple ▪ Versátil ▪ Todas las posiciones ▪ Fácil y rápida configuración 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Baja velocidad de deposición 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usado ampliamente en la mayoría de tanques soldados en campo para espesores menores a 0.5 pulgadas ▪ Usado para reparación y mantenimiento
GTAW (gas tungsten arc welding)			
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Llamado TIG ▪ Usa flujo de gases inertes (argón o helio) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Soldadura de alta calidad ▪ Excelente pase de raíz 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Baja velocidad de deposición 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Acero inoxidable o aluminio
GMAW (gas metal arc welding)			
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Llamado MIG ▪ Tres tipos: transferencia de rocío, corto-circuito, y arco pulsado ▪ Usa electrodo de alambre devanado en carrete ▪ Usa flujo de gas inerte 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Uso semi-automático o automático ▪ Poco humo y salpicaduras 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Problemas de penetración y fusión ▪ Equipo costoso ▪ Difícil configuración ▪ Calidad ▪ Sujeto a corrientes de aire 	
FCAW (flux core arc welding)			
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Similar al GMAW pero usa electrodos que contienen fundente ▪ Dos tipos: auto-protégido, y gas-protégido 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Altas penetraciones y mayores velocidades de deposición que el SMAW 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Calidad de soldadura sujeta a corrientes de aire ▪ No útil para procesos de bajo hidrógeno ▪ Puede tener pobre resistencia al impacto 	
SAW (submerged arc welding)			
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Procesos de bajo hidrógeno ▪ Penetración profunda ▪ Fácil inspección visual 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tiempo para manejo y configuración ▪ Resistencia al impacto depende de las combinaciones alambre-fundente 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usado para soldadura en campo de tanques y esferas
EGW (electro gas welding)			
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Para posiciones verticales o uniones de cuerpo 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Útil en campo ▪ Simple preparación de uniones ▪ Usa grandes aperturas (gap) de unión 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Degradación de propiedades 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Usado en uniones verticales de tanques, donde la temperatura de diseño del metal es relativamente caliente
<p>Notas.-</p> <ul style="list-style-type: none"> - En procesos FCAW, la calidad de soldadura se obtiene utilizando electrodos E6XT-1, E6XT-5, E7XT-1 o E7XT-5. Para soldaduras en todas las posiciones, utilizar electrodos T-1 de 1/16". No utilizar transferencia por corto-circuito. En soldaduras verticales utilizar progresión ascendente. - Para el diseño de las uniones, considerar que el alineamiento de las láminas de cuerpo en un perfil vertical es deseable, para prevenir la inclusión de sedimentos y su acelerada corrosión en la unión con el anillo inferior. - Usar electrodos AWS A5.5 E60 o E70 sobre materiales con resistencia a la tensión menores a 80 ksi, y E80XX-CX para materiales con mayor resistencia. 			

3.2.2 DISEÑO DE UNIONES O JUNTAS

El API establece requisitos de diseño de uniones para tanques cilíndrico-verticales con fondo plano. El diseño requerido resulta de la combinación de consideraciones empíricas, teóricas y prácticas². La calidad de las soldaduras es valorada por la eficiencia de unión, la que interviene directamente en el proceso de cálculo de espesores requeridos de material (Tablas 3.10 y 3.11).

Tabla 3.10 Eficiencia de uniones soldadas en tanques de almacenamiento atmosférico [35].

Table 4-2—Joint Efficiencies for Welded Joints				
Standard	Edition & Year	Type of Joint	Joint Efficiency E	Applicability or Limits
API 650	7th & Later	Butt	1.00	Basic Standard
	(1980 – Present)	Butt	0.85	Appendix A –Spot RT
		Butt	0.70	Appendix A –No RT
	1st – 6th	Butt	0.85	Basic Standard
	(1961 – 1978)	Butt	1.00	Appendices D&G
API 12C	14th & 15th (1957 – 1958)	Butt	0.85	
	3rd – 13th (1940 – 1956)	Lap ^a	0.75	$\frac{3}{8}$ in. max. t
	1st & 2nd (1936 – 1939)	Butt ^c	0.85	
		Lap ^a	0.70	$\frac{7}{16}$ in. max. t
	Lap ^b	$0.50 + k/5$	$\frac{1}{4}$ in. max. t	
	Butt ^c	0.85		
Unknown		Lap ^a	0.70	$\frac{7}{16}$ in. max. t
		Lap ^b	$0.50 + k/5$	$\frac{1}{4}$ in. max. t
		Butt	0.70	
		Lap ^d	0.35	

Notes:
^aFull double lap-welded.
^bFull fillet weld with at least 25 percent intermittent full fillet opposite side; k = percent of intermittent weld expressed in decimal form.
^cSingle butt-welded joints with a back-up bar were permitted from the years of 1936 to 1940 and 1948 to 1954.
^dSingle lap-welded only.

² Por ejemplo, soldaduras de filete simple son permitidas en techos y fondos de tanques atmosféricos, debido a que no están sujetos a altos esfuerzos de membrana. Sin embargo, los cuerpos requieren de doble soldadura a tope con penetración y fusión completas. Por consideraciones de garantía, uniones de calidad pueden ser especificadas en los códigos. Así como por ejemplo, en tanques para ácido sulfúrico concentrado, se requiere del uso de fondos de tanques con láminas soldadas a tope.

Tabla 3.11 Eficiencia de uniones soldadas en tanques de almacenamiento presurizados [33]

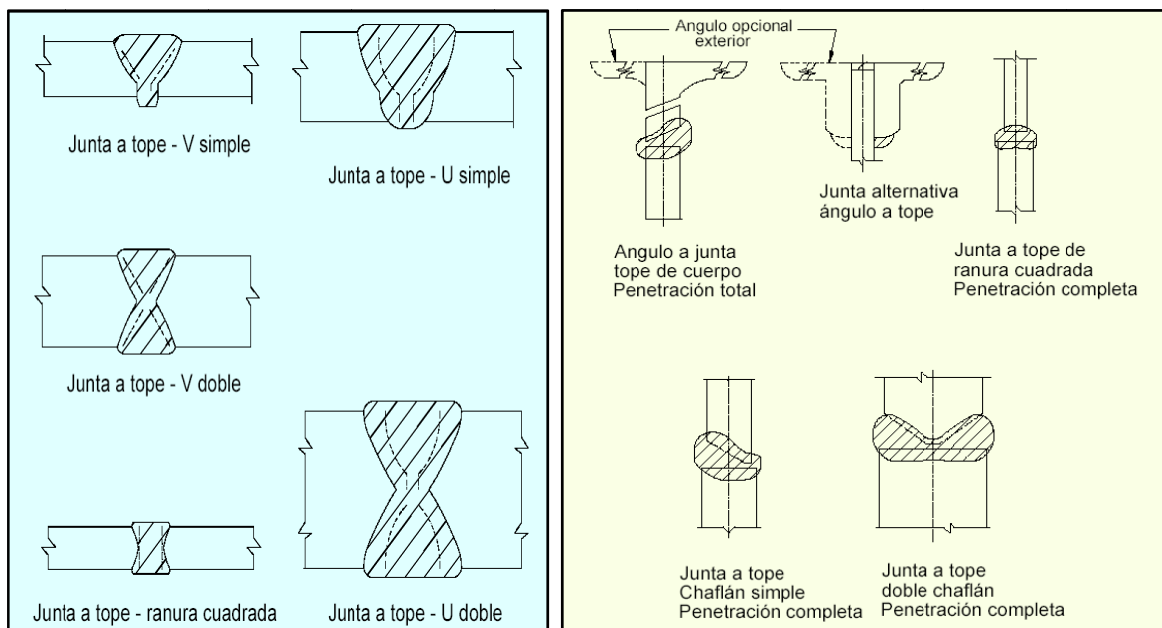
Table 5-2—Maximum Allowable Efficiencies for Arc-Welded Joints				
Type of Joint	Limitations	Basic Joint Efficiency (%)	Radiographed (See Note 1)	Maximum Joint Efficiency (%; see Note 2)
Butt joints, attained by double-welding or other means approved by the purchaser, that will obtain the quality of deposited weld metal on the inside and outside weld surfaces that agrees with the requirements of Paragraph UW-35 in Section VIII of the ASME Code; welds using metal backing strips that remain in place are excluded.	None, for all double-welded joints, except for roofs above liquid level.	85	Spot Full (see Note 3)	85 100
	Roofs above liquid level.	70	— Spot Full (see Note 3)	70 85 100
Single-welded butt joint with backing strip or equivalent other than those included above.	Longitudinal or meridional circumference or latitudinal joints between plates not more than 1 1/4 in. thick; nozzle attachment welding without thickness limitation.	75	Spot Full (see Note 3)	75 85
	Roofs above liquid level.	70	— Spot Full (see Note 3)	70 75 85
Single-welded butt joint without backing strip.	Nozzle attachment welding.	70	—	70
Double full-fillet lap joint (see Note 4).	Longitudinal or meridional joints and equivalent (see Note 5) circumferential or latitudinal joints between plates not more than 3/8 in. thick; joints of this type shall not be used for longitudinal or meridional joints that the provisions of 5.12.2 require to be butt-welded.	70	—	70
	Other circumferential or latitudinal joints between plates not more than 5/8 in. thick.	65	—	65
Single full-fillet lap joint (see Note 4).	Longitudinal or meridional joints and circumferential or latitudinal joints between plates not more than 3/8 in. thick; joints of this type shall not be used for longitudinal or meridional joints that the provisions of 5.12.2 require when the thinner plate joined exceeds 1/4 in.	35	—	35
	Single full-fillet lap joints for head-to-nozzle joints	35	—	35
Nozzle-attachment fillet welds	Attachment welding for nozzles and their reinforcements.		(Included in the strength factors in 5.16.8.3)	
Plug welds (see 5.24.5)	Attachment welding for nozzle reinforcements (see Note 6).	80	—	80

Notes:

- See 5.26 and 7.15 for examination requirements.
- Regardless of any values given in this column, the efficiency for lap-welded joints between plates with surfaces of double curvature that have a compressive stress across the joint from a negative value of P_g or other external loading may be taken as unity; such compressive stress shall not exceed 700 lbf/in.². For all other lap-welded joints, the joint efficiency factor must be applied to the allowable compressive stress, S_{ax} . The efficiency for full-penetration butt-welded joints, which are in compression across the entire thickness of the connected plates, may be taken as unity.
- All main butt-welded joints (see 5.26.4.2) shall be completely radiographed or ultrasonically examined as specified in 5.26 and nozzle and reinforcement attachment welding shall be examined by the magnetic-particle method as specified in 7.15.2.
- Thickness limitations do not apply to flat bottoms supported uniformly on a foundation.
- For the purposes of this table, a circumferential or latitudinal joints shall be considered subject to the same requirements and limitations as are longitudinal or meridional joints when such a circumferential or latitudinal joint is located (a) in a spherical, tori spherical or ellipsoidal shape or in any other surface of double curvature, (b) at the junction between a conical or dished roof (or bottom) and cylindrical sidewalls, as considered in 5.12.3 or (c) at a similar juncture at either end of a transition section or reducer as shown in Figure 5-9.
- The efficiency factors shown for fillet welds and plug welds are not to be applied to the allowable shearing stress values shown in Table 5-3 for structural welds.

3.2.3 REQUERIMIENTOS GENERALES DE SOLDADURA EN TANQUES DE ALMACENAMIENTO

- El valor mínimo del filete soldado será de 3/16 pulgadas o 1/3 de la placa más delgada.
- Las soldaduras verticales de placas de cuerpo requieren de penetración y fusión completas (Fig. 3.2).
- Tanques diseñados según requisitos del API 620, pueden tener soldaduras traslapadas en el cuerpo, pero penalizadas con la apropiada eficiencia de la junta.
- Soldaduras horizontales en placas de cuerpo, deberán tener penetración y fusión completas (Fig. 3.3).



- Ángulos tope serán unidos al anillo superior del cuerpo con filete doble en uniones traslapadas (Fig. 3.4).
- Debido a que los fondos son usualmente accesibles desde su lado superior, para fabricación e inspección, son más susceptibles de fallas y de difícil detección de fugas. Por tanto, es recomendable utilizar filetes soldados de

doble pase, aunque el API 650 permite pases simples. La tabla 3.12 resume las ventajas y desventajas de procesos de pase simple y doble.

- Cuando se requieren soldaduras de alta calidad en los fondos, se prefieren uniones a tope, aunque sus costos son significativamente mayores (Fig. 3.5).
- Para fondos de tanques con espesores menores a ¼ pulgada, es preferible no utilizar electrodos E6010. Esto se debe a que en los extremos de los filetes, la placa se quema por la alta penetración y su contorno se pierde o deforma. Además de la deformación producida por el calor, el material se cristaliza y pierde sus propiedades mecánicas originales.
- Para fondos de tanques con espesores mayores a ¼ pulgada, a ser soldados con dos o más pases, se prefiere un pase de raíz con 6010, seguido con pases de relleno 7018 o 7028.
- El API prohíbe el uso de soldaduras con electrodos de bajo hidrógeno, para uniones fondo-cuerpo en caso de espesores mayores que ½ pulgada o materiales de alta resistencia.

Tabla 3.12 Juntas soldadas usadas en tanques de almacenamiento [6]

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Soldadura de pase simple	
<ul style="list-style-type: none"> - Alta productividad - Bajo costo - Permitido por el API - Más utilizado 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere de soldadores experimentados - Se requieren dos pases para cubrir socavados - El material base debe estar limpio mediante el uso de chorros de arena o herramienta mecánica - Baja productividad en reparaciones - Dificultad en conseguir un buen acabado, dejando extremos afilados sobre la placa - Requerida mucha inspección visual - Posibles agrietamientos en la soldadura y HAZ
Soldadura de pase doble	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Elimina fugas causadas por pases simples ▪ Templado de la soldadura y HAZ ▪ Buen aseguramiento para fondos ▪ Menos inspección visual requerida ▪ No requerida limpieza de pases de raíz con electrodos E6010 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Alto costo
Alternativas de electrodos para soldaduras	
<p><u>E6010</u>: Bueno para pases de raíz. Sacara impurezas quemándolas, opera a altas temperaturas y puede ser usado a alta velocidad de deposición. Puede estar sujeto a agrietamientos dependiendo de las condiciones de servicio.</p> <p><u>E6012</u>: Utilizado en tanques antiguos. Puede haber falta de fusión, por lo que no es preferido en la actualidad.</p> <p><u>E6012A</u>: Presenta problemas de agrietamientos.</p> <p><u>E7024</u>: Alta velocidad de deposición, fácil remoción de escorias y acabado fino.</p>	

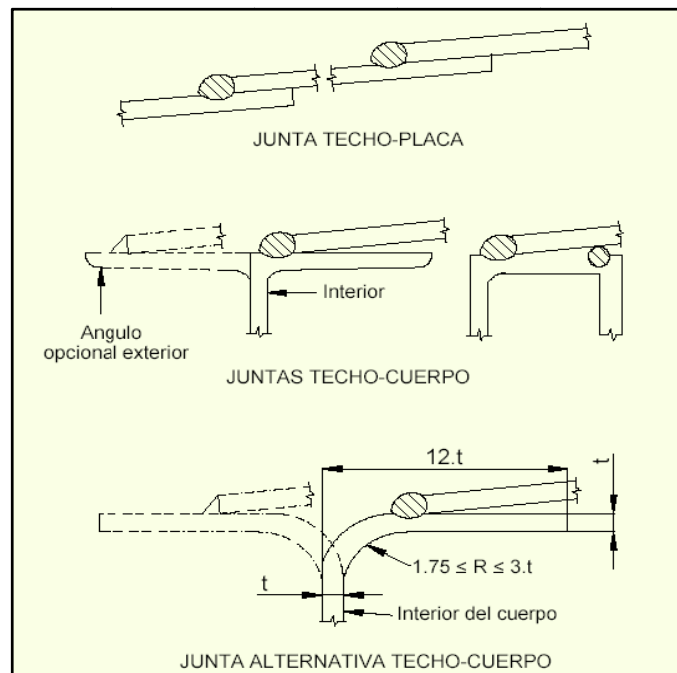


Figura 3.4 Juntas de techo [34]

- La soldadura fondo-cuerpo es la más crítica para un tanque cilíndrico-vertical, debido a los altos esfuerzos locales. Por tanto, el tamaño del filete es controlado por el espesor de la lámina más delgada, pero limitada a $\frac{1}{2}$ pulgada en tanques grandes. Cuando se utilizan láminas anulares de mayor grosor que $\frac{1}{2}$ pulgada, la soldadura es dimensionada de tal forma que el filete no exceda dicho valor.
- En las soldaduras de cuerpo, la mayoría de tanques utilizan soldaduras a tope de doble pase, con penetración y fusión completas. Procesos SMAW o FCAW no requieren de biselés para láminas de hasta $\frac{5}{16}$ pulgada. En procesos EGW no se requieren biselés hasta 1 pulgada. Para secciones gruesas mayores a $\frac{3}{4}$ pulgada, se requiere socavar la raíz después de la soldadura del primer lado, para obtener penetración completa.
- El precalentamiento es recomendado para prevenir la fractura de las soldaduras, reducir esfuerzos residuales, incrementar la resistencia al impacto y las propiedades de la zona afectada por el calor (heat-affected zone - HAZ). La fractura ocurre después de concluida la soldadura debido a la presencia del hidrógeno. El precalentamiento es necesario cuando la temperatura del metal base es menor a 50oF.

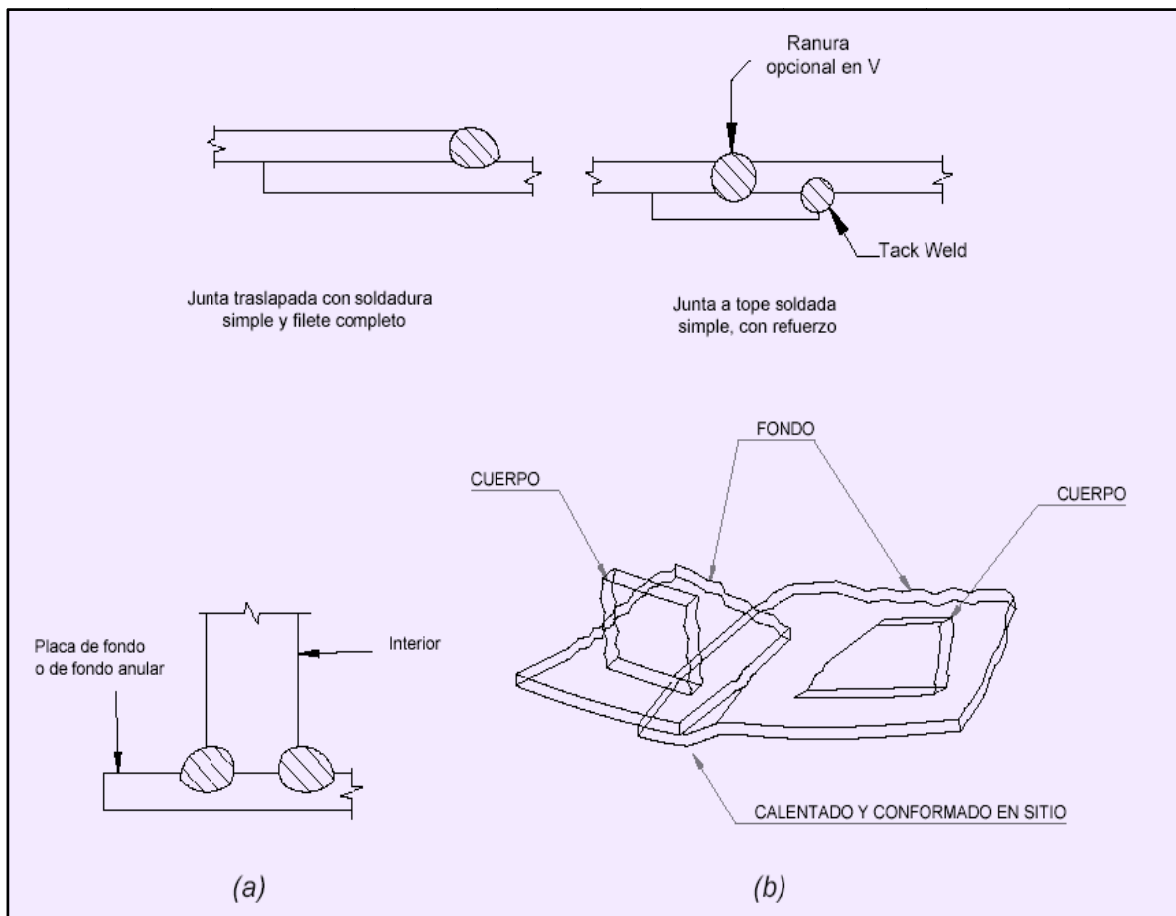


Figura 3.5 Juntas de fondo: a) Unión fondo-cuerpo, b) Preparación de placas de fondo soldadas con traslape [34]

- El tratamiento térmico luego de soldaduras (postweld heat treatment PWHT) es usado en los códigos API para reducir esfuerzos residuales, reducir la dureza de la soldadura y HAZ, incrementar la tenacidad, eliminar el hidrógeno de las soldaduras, e incrementar la estabilidad dimensional. Debido a lo impráctico del PWHT para todo el tanque, se realiza el tratamiento localizado a partes específicas, como son las puertas de limpieza y conexiones ubicadas en el fondo.
- La dureza de la soldadura establece una medida de control de los máximos esfuerzos en la soldadura y HAZ. Un límite superior típico de dureza es de 200 BHN para tanques de acero al carbono. Soldaduras manuales con electrodos de baja resistencia (E60XX o E70XX) no necesitan ser comprobadas.

3.2.4 MÉTODOS DE INSPECCIÓN DE UNIONES O JUNTAS

Los métodos de inspección de juntas son generalmente no destructivos; permiten controlar y asegurar la calidad del equipo construido, mediante la evaluación del estado del tanque sin comprometer su integridad física.

El API establece los requerimientos mínimos para evitar fallas en la operación, que se traducen en mayores costos de fabricación. Las pruebas de mayor aplicación incluyen el empleo de películas de jabón y campanas de vacío para verificación de soldaduras en techos y fondos, además de inspecciones radiográficas y pruebas hidrostáticas para las soldaduras de cuerpo (Fig. 3.6).

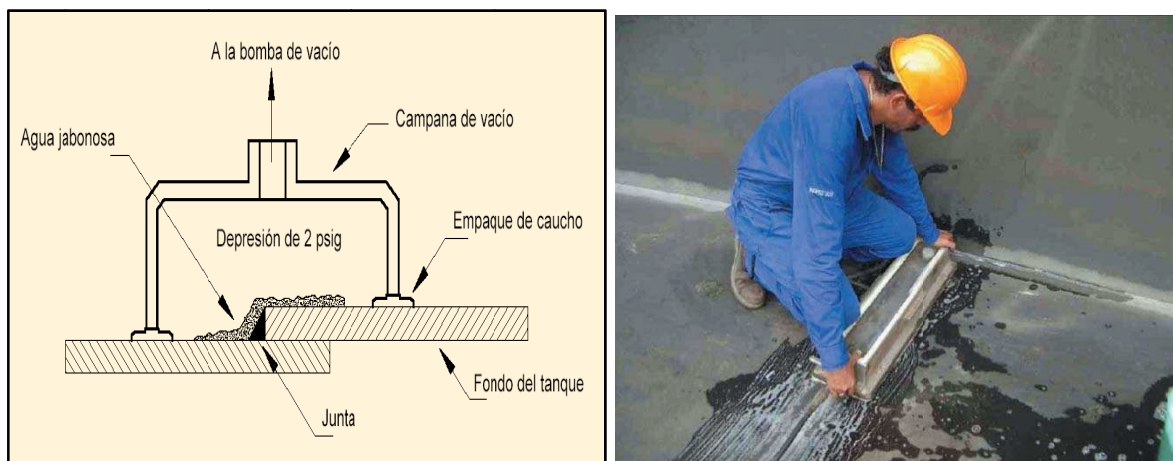


Figura 3.6 Campana de vacío para inspección de juntas en el fondo

Para el control de calidad en el cuerpo se realizan tomas radiográficas o gama-gráficas, en un 100% de las uniones para láminas con espesores mayores que 31 mm y para espesores menores se tomarán muestreos según el siguiente criterio:

- Para juntas horizontales, se tomará una muestra por cada soldadura, una por cada tipo de unión soldada, una por espesor y una por cada 100 pies de longitud o fracción.
- Para juntas verticales, se tomará una muestra por cada soldadura, una por cada tipo de unión soldada, una por espesor y una por cada 200 pies de longitud o fracción, además se debe tomar el 25% de las muestras en intersecciones. Al realizarse reparaciones además de radiografiarse la parte reparada, se debe tomar otra adyacente al sitio del defecto (Fig. 3.7).

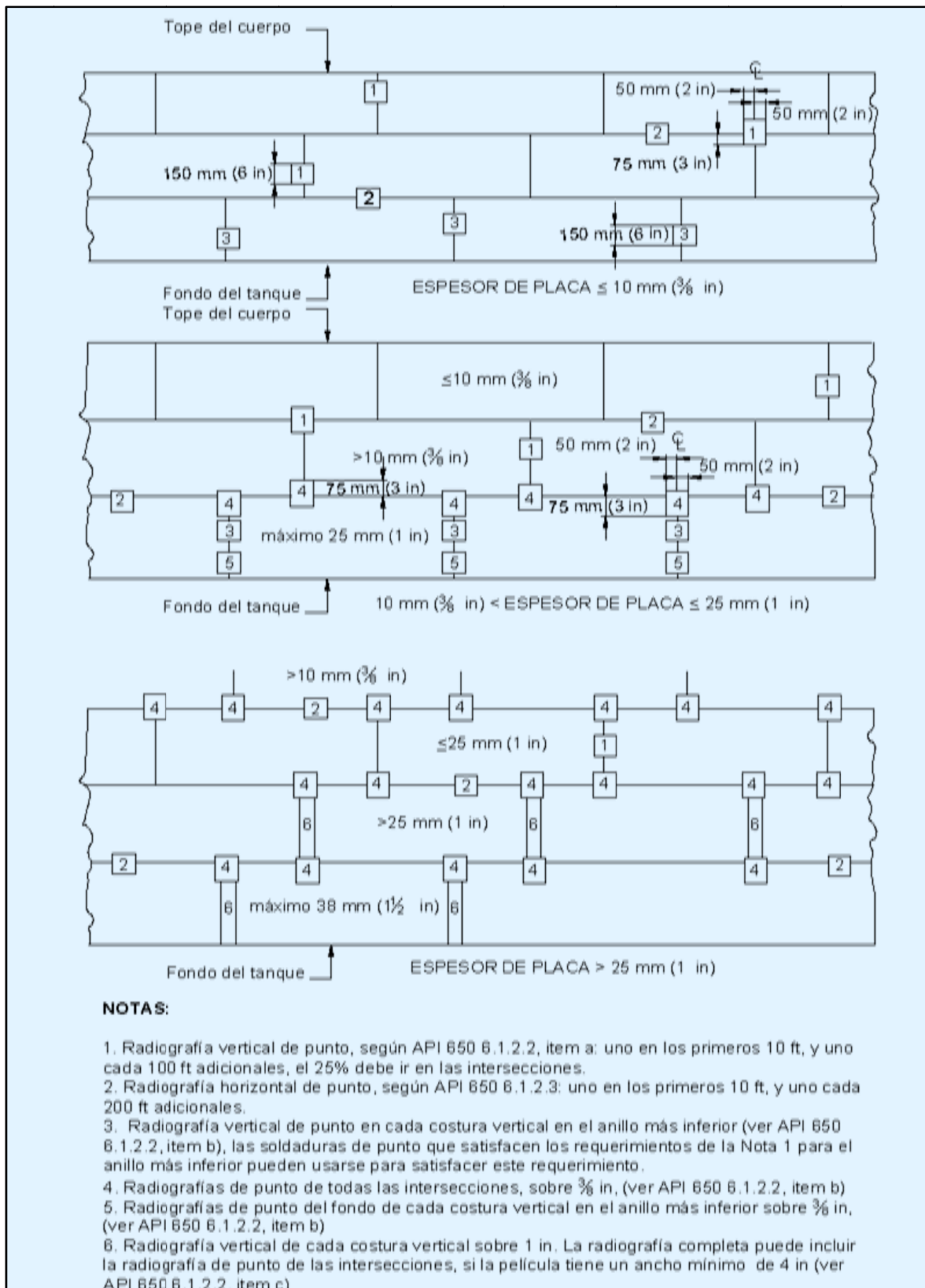


Figura 3.7 Inspección radiográfica de cuerpos de tanques [34]

3.2.4.1 Prueba hidrostática

Para realizar la prueba hidrostática es necesario soldar platinas de referencia a un pie del fondo y colocarlas equidistantes cada 10 pies, a fin de medir asentamientos posteriores a la prueba.

Debido a que el petróleo y la totalidad de sus derivados poseen una densidad menor que el agua, la prueba hidrostática a presión atmosférica es el método ideal de prueba para tanques de techo cónico. Mediante esta prueba se determinan los asentamientos del tanque y se verifica su probabilidad de colapso, y la hermeticidad en las juntas del tanque.

Se debe establecer un programa de llenado del tanque según las características del suelo, el tipo de cimentación y su resistencia, la capacidad de bombeo para llenado, etc. Es recomendable realizar la prueba hidrostática manteniendo abiertas las entradas de hombre y ventilaciones de techo, además no deben existir tuberías externas conectadas o calentadores. Para los techos cónicos el nivel de llenado debe ser hasta el ángulo tope.

3.2.4.2 Prueba neumática

Este tipo de pruebas se emplean en sitios y accesorios donde los otros tipos de pruebas se dificultan y sirven para la detección de porosidades o fisuras significativas. Los dos métodos más utilizados para pruebas de fondo, son:

- Solución de jabón y campana de vacío. La cámara de vacío es de 30 x 12 x 6 pulgadas, con un visor en su parte superior, un manómetro y un eyector, además de un empaquetadura de caucho en la parte interior que garantice su hermeticidad. A las soldaduras se les aplicará espuma de jabón, para que generen burbujas si existen poros.
- Mediante la aplicación de espuma jabonosa y aire entre el fondo y la base del tanque.

Este método presenta mayor dificultad y consiste en la aplicación de aire a 2-3 lb/pulgada² entre las láminas de fondo y la base del tanque, mediante una boquilla unida a una manguera y compresor. Es necesario aplicar arcilla húmeda u otro sellante a la pestaña del fondo. La espuma de jabón aplicada sobre el fondo, genera burbujas si existen poros.

Este tipo de pruebas no se emplea en techos cónicos y es suficiente una inspección visual a las soldaduras, debido a que el líquido no llega al nivel de las soldaduras del techo. Para los refuerzos en boquillas y entradas de hombre, se emplea aire y jabón (previamente se sellan los orificios de salida de gases) y se inyecta aire comprimido a 2 o 3 lb/pulgada² de presión.

3.3 DISEÑO DE COMPONENTES

3.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Un equipo puede fallar en servicio por una variedad de razones; uno de los criterios que puede ser usado en su diseño es el tipo de falla que pueda ocurrir. La falla puede resultar desde una excesiva deformación plástica o elástica, hasta la ruptura frágil o deslizamiento. Como resultado de la deformación el equipo no podría cumplir su función específica, o podría fallar catastróficamente por ruptura del material que lo compone. El estado límite se clasifica usualmente en una de las siguientes categorías: excesiva deformación elástica, inestabilidad elástica, inestabilidad plástica, ruptura frágil, deslizamiento, o corrosión.

3.3.1.1 Excesiva deformación elástica

3.3.1.1.1 Esfuerzos inducidos

La deformación elástica es inducida por la aplicación de una carga. Cuando la carga es removida, el componente regresa a su forma original. Bajo condiciones

de servicio, las varias partes de un equipo estarán sometidas a una variedad de esfuerzos³ inducidos.

Varios tipos de esfuerzos son inducidos, que dependiendo de las condiciones de carga se clasifican en: tensión, compresión, corte, flexión y torsión. Estos esfuerzos pueden ser resultado del peso propio del material que conforma el equipo, o pueden ser causados por cargas resultantes de la presión del fluido, fuerzas externas, momentos por viento, etc.

Las partes sometidas a fuerzas de compresión axial o tracción, producen esfuerzos inducidos que pueden ser calculados con relaciones simples, pero los esfuerzos resultantes de flexión y torsión son más complejos y requieren métodos específicos para cada caso.

Para tensión o compresión axiales, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$f = \frac{\pm P}{a}$$

donde f = esfuerzo axial inducido (lb/pulgada²),
 P = carga axial (lb),
 a = área de la sección (pulgadas²).

Los esfuerzos inducidos resultantes, producen deformaciones elásticas que pueden interferir con la funcionalidad del equipo, por tanto deben ser totalmente considerados en el diseño.

3.3.1.1.2 Módulos de elasticidad

Para controlar las deformaciones hasta valores admisibles, debe proveerse suficiente rigidez al componente, en función de la tolerancia funcional del equipo. Los esfuerzos axiales inducidos por compresión o tensión, son proporcionales al

³ Un esfuerzo es definido como la fuerza por unidad de área actuante en el elemento bajo consideración.

módulo elástico del material, en el campo elástico. Así, la constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación unitaria debida a cargas axiales, es el denominado módulo de elasticidad:

$$E = \frac{f}{\varepsilon}$$

donde E = Módulo de elasticidad (lb/pulgada²)
 f = esfuerzo axial (lb/pulgada²)
 ε = esfuerzo unitario (pulgada/pulgada)

El Apéndice H muestra curvas típicas de esfuerzo-deformación para varios metales. La figura 3.8 establece valores del módulo de elasticidad para aceros al carbono e inoxidables en función de la temperatura.

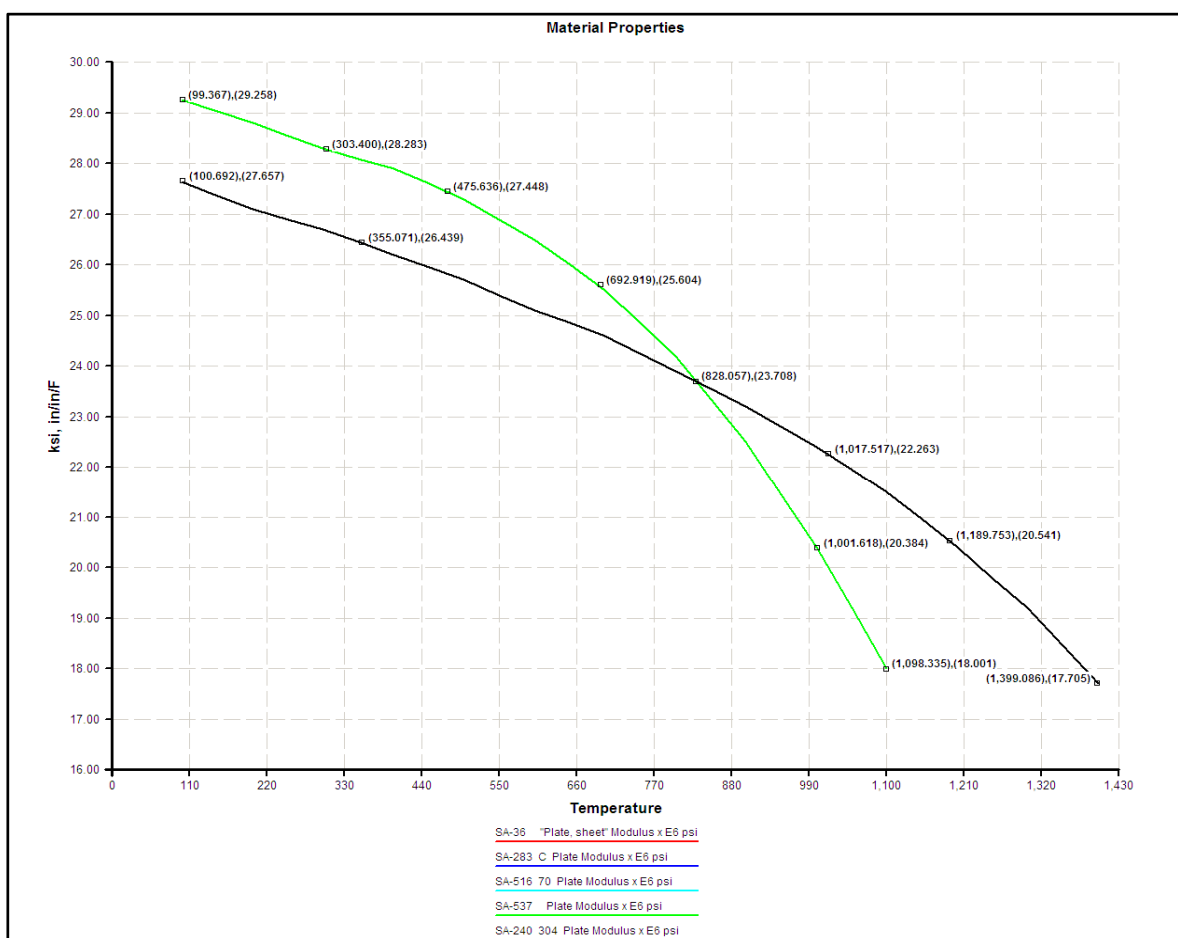


Figura 3.8 Módulos de elasticidad en función de la temperatura [42]

3.3.1.1.3 Flexión elástica

La deflexión de un elemento sometido a fuerzas que la producen, es un fenómeno complejo. La cantidad de deflexión es inversamente proporcional al módulo de elasticidad y al momento de inercia de dicho elemento. Para la evaluación de deflexiones, se utilizan relaciones desarrolladas en el campo de la mecánica teórica. La tabla 3.13 resume fórmulas utilizadas para análisis de flexión elástica.

Procedimientos seleccionados para cálculos particulares envueltos en el diseño de tanques, son presentados en los siguientes párrafos del presente capítulo.

Tabla 3.13 Fórmulas utilizadas para análisis de flexión elástica [43]

Condición	Ecuación aplicable
Momento flector	$M = \frac{EI}{r} = EI \frac{d^2y}{dx^2} = fx(z)$
Fuerza cortante	$V = \frac{dM}{dx} = EI \frac{d^3y}{dx^3}$
Carga de flexión	$W = \frac{dV}{dx} = EI \frac{d^4y}{dx^4}$
Deflexión	$Y = \frac{1}{EI} \int \int M dx^2$
Donde	E = Módulo elástico del material (lb/pulgada ²) I = momento de inercia de la sección con respecto al eje centroidal (pulgadas ⁴) r = radio de giro (pulgadas) fx = esfuerzo por flexión (lb/pulgada ²) z = I/c = módulo de sección resistente (pulgadas ³) c = distancia de la fibra superficial al eje neutro (pulgadas) M = momento flector (lb-pulgada) V = fuerza cortante (lb) W = carga de flexión (lb) Y = deflexión (pulgadas)

3.3.1.2 Inestabilidad elástica

La inestabilidad elástica es un fenómeno asociado con estructuras que tienen rigidez limitada y están sujetas a compresión, flexión, torsión, o una combinación de estas condiciones de carga. Es una condición en la cual la forma de la estructura es alterada como resultado de la insuficiente rigidez. Un típico ejemplo de este fenómeno, es el pandeo de la pared de un tanque sometido a presión

externa como resultado de la operación a vacío. La inestabilidad elástica en tanques está usualmente asociada por el uso de paredes delgadas.

3.3.1.2.1 Inestabilidad de columnas

El más simple caso de inestabilidad elástica ocurre en columnas sometidas a cargas axiales en sus extremos. Las relaciones matemáticas para carga crítica de columnas esbeltas fueron desarrolladas por Euler hace 200 años, y hoy son utilizadas en elementos a compresión de tanques de almacenamiento.

Respecto a la figura 3.9, el momento flector a una distancia x es igual a $-Py$, por consiguiente:

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Py$$

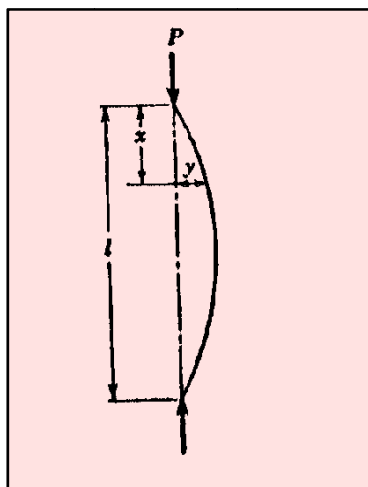


Figura 3.9 Columna pivotante en ambos extremos y libre para rotación

Haciendo $b^2 = \frac{P}{EI}$, resulta:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + b^2y = 0$$

La solución de la ecuación diferencial es:

$$y = A \cos(bx) + B \sin(bx)$$

Donde A y B son constantes arbitrarias. Para $x = 0$, $y = 0$, ó

$$y = A \cos(0) + B \sin(0) = 0$$

Resulta $A = 0$. Cuando $x = l$, y también igual a 0, ó

$$y = B \sin(bl) = 0$$

Donde B no puede ser cero y tiene valores diferentes que cero entre $x = 0$ y $x = l$. Por tanto $\sin(bl)$ debe ser igual a cero y su menor valor de bl será π . Como el último valor de b determina el último valor de P , bl es tomado como π para el valor crítico de P , ó

$$bl = \pi$$

por consiguiente:

$$b^2 = \frac{\pi^2}{l^2} = \frac{P_{critica}}{EI}$$

resolviendo:

$$P_{critica} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

La tabla 3.14 resume fórmulas utilizadas para la determinación de la carga crítica en columnas con varias condiciones de borde.

Tabla 3.14 Fórmulas de Euler para columnas con varias condiciones de borde [43][3]

Condición de extremo	Ecuación aplicable
Ambos extremos pivotantes	$P_{critica} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$
Un extremo fijo, otro libre	$P_{critica} = \frac{\pi^2 EI}{4l^2}$
Ambos extremos fijos	$P_{critica} = \frac{4\pi^2 EI}{l^2}$
Un extremo fijo, otro pivotante	$P_{critica} = \frac{2\pi^2 EI}{l^2}$
Donde E = Módulo elástico del material (lb/pulgada ²) I = Momento de Inercia ($I = r^2 a$) (pulgadas ⁴) l = Longitud del elemento a compresión (pulgadas) $P_{critica}$ = carga crítica de pandeo elástico por flexión (Euler) (lb) r = radio de giro (pulgadas) a = área de sección (pulgadas ²)	

Expresando I en términos del radio de giro (r) y del área de la sección (a), por:

$$I = r^2 a$$

El esfuerzo crítico igual a la carga por unidad de área a la cual inicia el pandeo⁴, es:

⁴ Este no es el máximo esfuerzo desarrollado, pero con un muy ligero incremento de la carga crítica, resultará una considerable deflexión y un rápido incremento del esfuerzo, hasta alcanzar la

$$F_{crítico} = \frac{P_{crítica}}{a} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

3.3.1.2.2 Cuerpos de recipientes bajo carga axial

Las relaciones para la estabilidad elástica de placas curvas sujetas a cargas de compresión axial, tienen particular importancia, debido a que esta condición existe en cuerpos de recipientes cilíndrico-verticales. Timoshenko desarrolló las siguientes relaciones fundamentales:

$$F_{crítica} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \left(\frac{t}{r}\right) = 0.6 E \left(\frac{t}{r}\right)$$

donde t = espesor de la placa de cuerpo del recipiente (pulgadas),
 r = radio del cuerpo del recipiente (pulgadas),
 μ = relación de Poisson = 0.3,
 E = módulo elástico de material (lb/pulgada²),
 $F_{crítica}$ = Carga crítica (lb/pulgada²).

Pruebas experimentales de compresión axial sobre cilindros delgados, demuestran que el pandeo es aproximadamente igual al 40% del valor obtenido con la ecuación anterior. El esfuerzo de compresión seguro que puede soportar el elemento, sin llegar al pandeo fue investigado por Wilson y Newmark, quienes encontraron la siguiente relación:

$$F_{admisible} = 1.5 \times 10^6 \left(\frac{t}{r}\right) \leq \frac{1}{3} \sigma_y$$

donde σ_y = punto de fluencia (lb/pulgada²),
 t = espesor de la placa de cuerpo del recipiente (pulgadas),
 r = radio del cuerpo del recipiente (pulgadas),
 $F_{admisible}$ = Carga admisible (lb/pulgada²).

Varias aplicaciones de este criterio son utilizadas en los siguientes párrafos del presente capítulo.

falla por pandeo. Para diseño, se utiliza un esfuerzo admisible apreciablemente menor que el valor de $F_{crítico}$, para asegurar un margen seguro contra el pandeo.

3.3.1.3 Inestabilidad plástica

3.3.1.3.1 Relaciones esfuerzo-deformación

El criterio más utilizado en el diseño de tanques, es mantener el esfuerzo inducido dentro del campo elástico del material que lo conforma, con el fin de evitar deformaciones plásticas resultantes de exceder el punto de fluencia. Estos esfuerzos son limitados por un valor admisible aceptado como seguro para la aplicación particular. Los resultados de las pruebas a tensión de especímenes estándares, son tomados como base para establecer el esfuerzo admisible o seguro. Materiales dúctiles, así como aceros calmados rolados en caliente, tienen dos valores significativos, el punto de fluencia⁵ y la resistencia última a tensión⁶.

Los esfuerzos medidos por el procedimiento estándar de tensión son inducidos por una carga uniaxial, aunque las cargas actuantes bajo condiciones operativas pueden generar esfuerzos tridimensionales. Varios procedimientos son empleados para manejar problemas de esfuerzos combinados, con el fin de utilizar esfuerzos admisibles basados en pruebas uniaxiales. Estos procedimientos difieren con la naturaleza del problema de diseño, según lo definido en los siguientes párrafos del presente capítulo. La Fig. 3.10 muestra curvas de valores significativos para varios metales frecuentemente utilizados en la fabricación de tanques para almacenamiento de líquidos.

El servicio funcional de un miembro puede afectarse si el esfuerzo inducido excede el punto de fluencia, por lo que el esfuerzo admisible será siempre menor.

La figura 3.11a muestra una curva esfuerzo-deformación para el caso de un esfuerzo inducido dentro del campo elástico. Bajo carga, el elemento puede estar sometido a un esfuerzo (A) y su correspondiente deformación (A''). Al remover la

⁵ El punto de fluencia es definido como la carga a tensión a la fluencia (en lb) dividida por el área original de la sección de la probeta (en pulgadas²). La carga de tensión a la fluencia es la condición de carga donde inicia la deformación permanente.

⁶ La resistencia última a tensión es definida como la máxima carga de tensión (en lb) dividida por el área original de la sección de la probeta (en pulgadas²).

carga, el esfuerzo y la deformación retornan a cero. Bajo condiciones normales, el punto A permanece lo suficientemente alejado del punto de fluencia.

En la figura 3.11c, la carga aplicada (B) excede el punto de fluencia, y ocurre deformación plástica (B''). La permanente deformación residual (C) se mantiene al remover la carga y también su correspondiente esfuerzo residual. Por tanto, el diseño se considera insatisfactorio por excesiva deformación permanente y existe posibilidad de ruptura.

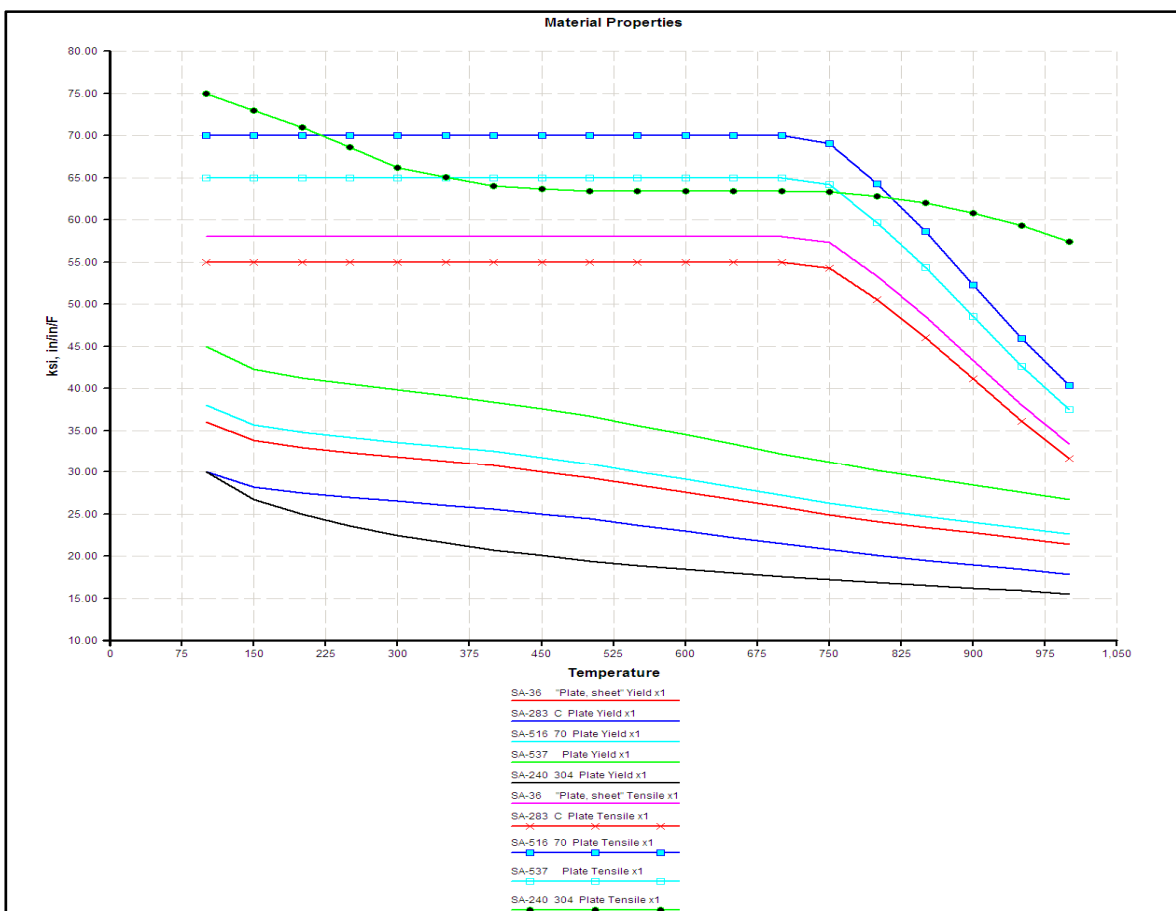


Figura 3.10 Puntos de Fluencia y Resistencias ultimas a tracción de aceros, en función de la temperatura [42]

La figura 3.11b muestra una condición de carga y descarga resultante de la deformación plástica de una parte de la sección del elemento. Si la porción bajo deformación plástica es considerablemente menor, el esfuerzo residual es imperceptible. Esta condición de esfuerzos ocurre frecuentemente en áreas de concentración de esfuerzos, así como por ejemplo en la unión soldada cuerpo-

fondo de un tanque de almacenamiento. Debido a que la mayor parte de la sección tiene deformación elástica, se produce una liberación de altos esfuerzos en la zona de deformación plástica (B' a B), sin considerables deformaciones resultantes.

Por tanto, es deseable que los esfuerzos principales sobre la región elasto - plástica sean suficientemente menores que el punto de fluencia, para tener un adecuado margen de seguridad. Esta condición de esfuerzos, generalmente es controlada mediante el relevado de tensiones locales, pero puede no ser aplicable si se prevén repetidas cargas y descargas⁷.

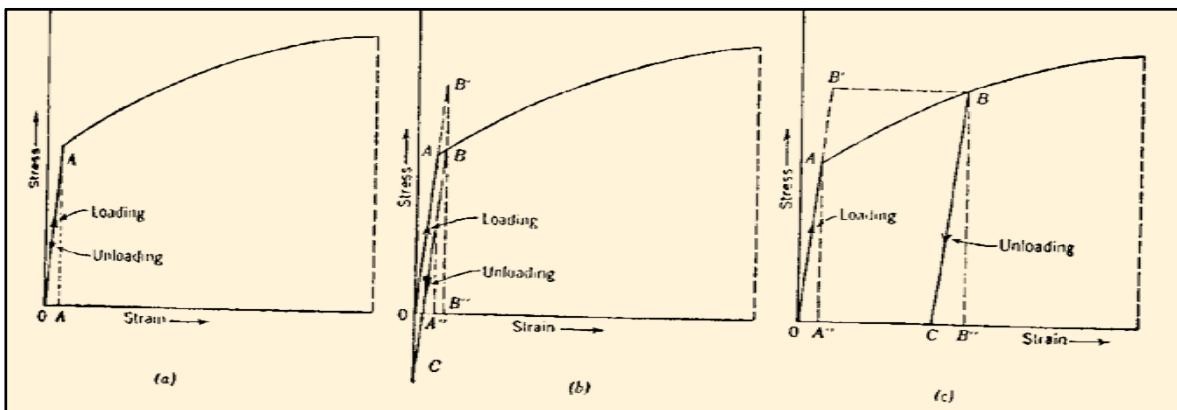


Figura 3.11 Diagramas esfuerzo-deformación bajo cargas elásticas y plásticas [43]

3.3.1.3.2 Esfuerzos admisibles (Allowable stress)

El porcentaje de la resistencia a la fluencia usado como esfuerzo admisible, es controlado por varios factores, como: la precisión con que las cargas son estimadas, la fiabilidad de los esfuerzos calculados con estas cargas, la uniformidad del material, el riesgo si ocurre la falla, y otras consideraciones secundarias (concentraciones de esfuerzos, cargas de impacto, fatiga y corrosión).

Una razón para el uso de la resistencia última como criterio para el esfuerzo admisible, se debe a la falta de una zona plástica bien definida para los materiales

⁷ Operaciones cíclicas pueden resultar en un endurecimiento por tensión, con la correspondiente pérdida de ductilidad y la subsecuente falla por ruptura.

dúctiles, así como la fundición gris y materiales no ferrosos. Si el punto de fluencia no está bien definido, se utiliza un valor correspondiente a una resistencia admisible obtenida del trazo de una línea paralela del 0.2% respecto a la línea elástica, y el punto de intersección de esta línea con la curva esfuerzo-deformación es tomado como resistencia a la fluencia del material.

Cuando la falla ocurre como resultado de la deformación plástica, el punto de fluencia debe ser utilizado como base para la determinación del esfuerzo admisible de trabajo. Sin embargo, si el equipo es diseñado según requisitos de algún código de diseño, debe utilizarse el procedimiento especificado en dicho código, donde el esfuerzo máximo admisible de trabajo establecido no siempre se basa en la resistencia última.

Por ejemplo, los esfuerzos admisibles de diseño para materiales utilizados en el API 650, corresponden al menor valor entre $2/3$ del esfuerzo mínimo de fluencia (σ_y) y $2/5$ del esfuerzo mínimo de tensión (σ_t), y los esfuerzos admisibles para prueba hidrostática corresponden al menor valor entre $3/4 \sigma_y$ y $3/7 \sigma_t$ (Tabla 3.15). Alternativamente, se permite el diseño con un valor fijo de esfuerzo admisible de 21,000 lb/pulgada² y una eficiencia de junta de 0.85 ó 0.7 en tanques con espesores de placa de cuerpo de hasta 0.5 pulgadas. La tabla 3.16 establece valores para esfuerzos admisibles utilizados en el API 620.

3.3.1.4 Ruptura frágil

La corriente tendencia hacia el uso de aceros de alta resistencia que tienen baja ductilidad, incrementa la posibilidad de ruptura frágil. Se conoce que existen concentraciones de esfuerzos bajo cargas y en lugares con cambio de forma o sección, y los códigos establecen su consideración, pero poco o nada dicen acerca del procedimiento para su análisis. Esto conduce al uso de generosos factores de seguridad y a la preferencia de materiales dúctiles.

El uso de altos factores de seguridad, conlleva a un sobredimensionamiento de las secciones del tanque, y en conjunto con materiales altamente elásticos, se produce una disipación de esfuerzos locales limitados a una deformación plástica sin falla por ruptura.

Tabla 3.15 Esfuerzos admisibles para láminas ASTM según API 650

Plate Specification	Grade	Minimum Yield Strength MPa (psi)	Minimum Tensile Strength MPa (psi)	Product Design Stress S_d MPa (psi)	Hydrostatic Test Stress S_t MPa (psi)
ASTM Specifications					
A 283M (A 283)	C (C)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
A 285M (A 285)	C (C)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
A 131M (A 131)	A, B, CS (A, B, CS)	235 (34,000)	400 (58,000)	157 (22,700)	171 (24,900)
A 36M (A 36)	—	250 (36,000)	400 (58,000)	160 (23,200)	171 (24,900)
A 131M (A 131)	EH 36 (EH 36)	360 (51,000)	490 ^a (71,000 ^a)	196 (28,400)	210 (30,400)
A 573M (A 573)	400 (58)	220 (32,000)	400 (58,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
A 573M (A 573)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
A 573M (A 573)	485 (70)	290 (42,000)	485 ^a (70,000 ^a)	193 (28,000)	208 (30,000)
A 516M (A 516)	380 (55)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
A 516M (A 516)	415 (60)	220 (32,000)	415 (60,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
A 516M (A 516)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
A 516M (A 516)	485 (70)	260 (38,000)	485 (70,000)	173 (25,300)	195 (28,500)
A 662M (A 662)	B (B)	275 (40,000)	450 (65,000)	180 (26,000)	193 (27,900)
A 662M (A 662)	C (C)	295 (43,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 537M (A 537)	1 (1)	345 (50,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 537M (A 537)	2 (2)	415 (60,000)	550 ^a (80,000 ^a)	220 (32,000)	236 (34,300)
A 633M (A 633)	C, D (C, D)	345 (50,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 678M (A 678)	A (A)	345 (50,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 678M (A 678)	B (B)	415 (60,000)	550 ^a (80,000 ^a)	220 (32,000)	236 (34,300)
A 737M (A 737)	B (B)	345 (50,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 841M (A 841)	Class 1 (Class 1)	345 (50,000)	485 ^a (70,000 ^a)	194 (28,000)	208 (30,000)
A 841M (A 841)	Class 2 (Class 2)	415 (60,000)	550 ^a (80,000 ^a)	220 (32,000)	236 (34,300)

Si no existen problemas por corrosión, la falla ocurrirá usualmente por excesiva deformación plástica o ruptura dúctil (Fig. 3.12) o por ruptura frágil (Fig. 3.13). La ruptura frágil puede resultar debido al uso de materiales frágiles, concentraciones en 'muecas quebradizas', deformación endurecida en materiales dúctiles resultante del sobre-esforzamiento local por aplicación de cargas cíclicas, operación a baja temperatura.



Figura 3.12 Ruptura dúctil por sobrepresión



Figura 3.13 Ruptura frágil por pruebas a baja temperatura

Tabla 3.16 Esfuerzos admisibles máximos a tensión, para láminas ASTM según API 620

Specification (See Note 1)	Grade	Notes	Specified Minimum		Maximum Allowable Tensile Stress for Tension, S_w (lb/in^2 , see Notes 2 and 3)
			Tensile Strength (lb/in^2)	Yield Point (lb/in^2)	
Plates					
ASTM A 36	—	4	58,000	36,000	16,000
ASTM A 131	A	4, 5 and 6	58,000	34,000	15,200
ASTM A 131	B	4	58,000	34,000	16,000
ASTM A131	CS	4	58,000	34,000	16,000
ASTM A 283	C	4 and 5	55,000	30,000	15,200
ASTM A 283	D	4, 5 and 6	60,000	33,000	15,200
ASTM A 285	C	5	55,000	30,000	16,500
ASTM A 516	55	—	55,000	30,000	16,500
ASTM A 516	60	—	60,000	32,000	18,000
ASTM A 516	65	—	65,000	35,000	19,500
ASTM A 516	70	—	70,000	38,000	21,000
ASTM A 537	Class 1	7	70,000	50,000	21,000
ASTM A 537	Class 2	7	80,000	60,000	24,000
ASTM A 573	58	4	58,000	32,000	16,000
ASTM A 573	65	4	65,000	35,000	18,000
ASTM A 573	70	4	70,000	42,000	19,300
ASTM A 633	C and D	4 and 7	70,000	50,000	19,300
ASTM A 662	B	—	65,000	40,000	19,500
ASTM A 662	C	7	70,000	43,000	21,000
ASTM A 678	A	4 and 8	70,000	50,000	19,300
ASTM A 678	B	4 and 7	80,000	60,000	22,100
ASTM A 737	B	7	70,000	50,000	21,000
ASTM A 841	Class 1	7	70,000	50,000	21,000
CSA G40.21	38W and 38WT	4	60,000	38,000	16,500
CSA G40.21	44W and 44WT	4	65,000	44,000	18,000
CSA G40.21	50W	4	65,000	50,000	18,000
CSA G40.21	50WT	4	70,000	50,000	19,300
ISO 630	E275 Quality C, D	4	59,500	37,000	16,400
ISO 630	E355 Quality C, D	4	71,000	48,500	19,600

3.3.1.4.1 Muecas quebradizas (Notch Brittleness)

Aceros templados soportan alta elongación en pruebas simples de tensión, y son normalmente considerados como aceros dúctiles.

Estos materiales pueden fallar con poca o ninguna evidencia de deformación plástica, si contienen una grieta o muesca o si están expuestos a temperaturas de servicio menores que la temperatura de transición del material⁸. Este tipo de falla es conocida como muesca quebradiza y genera como resultado una falla catastrófica. La temperatura de transición es generalmente determinada mediante el uso de pruebas de impacto Charpy a varias temperaturas.

Aceros con bajo contenido de carbono soportan temperaturas más bajas, y la presencia de fósforo ayuda a disminuir la temperatura de transición. Como regla aproximada, la temperatura de transición es una función de la suma porcentual del carbón más 20 veces el fósforo (C+20P). La adición de níquel en el acero, puede incrementar grandemente la dureza y bajar la temperatura de transición. Por ejemplo, el acero inoxidable tipo 304, resistirá las cargas de impacto a la temperatura tan baja como -320oF (que es la temperatura de saturación del nitrógeno líquido).

3.3.1.4.2 Cargas cíclicas repetitivas

La ruptura frágil puede ocurrir sin apreciable deformación plástica, como resultado de altos esfuerzos locales y repetidas cargas cíclicas. Así, la falla puede ocurrir cerca de áreas con concentración de esfuerzos, cerca de defectos de la placa, o cerca a uniones soldadas. Este tipo de falla no ocurre durante las pruebas hidrostáticas, aunque los esfuerzos son los más altos que los generados en servicio, porque no es una carga repetitiva y no produce fatiga.

La falla por ruptura usualmente inicia con la formación de una grieta delgada después que el equipo ha entrado en servicio, durante un considerable período y con cargas cíclicas de operación. Estas pequeñas grietas continúan

⁸ La temperatura de transición del material es definida como la temperatura sobre la cual ocurre una falla dúctil. Bajo esta temperatura, puede existir un rango en el cual el material tiene propiedades semi - frágiles. Pero a una temperatura mucho menor, el material se vuelve completamente frágil.

propagándose con el tiempo. El material que rodea las grietas, se endurece y fragiliza. La extensión de las grietas continúa a través del área endurecida y se detiene cuando encuentra material dúctil. Después de continuos ciclos de esfuerzos, el material de la raíz de la grieta se endurece y continúa el agrietamiento.

3.3.1.5 Deslizamiento (Creep)

Los criterios de diseño discutidos previamente se basan en la premisa que la elongación bajo carga no varía con el tiempo. Esta premisa es verdadera para materiales ferrosos bajo carga, a temperaturas inferiores que 650oF. Sin embargo, sobre esta temperatura, el material se desliza bajo carga, causando un incremento de deformación con el tiempo. El esfuerzo que produce la ruptura después de un tiempo determinado, varía con el material. La figura 3.14 compara esfuerzos que producen ruptura del material en 1,000 horas, como una función de la temperatura, para materiales de uso frecuente en la construcción de tanques de almacenamiento de líquidos.

3.3.1.6 Corrosión

Como resultado de la acción simultánea del esfuerzo y ciertas condiciones corrosivas, la parte o componente puede fallar por fisuramiento. Cuando el esfuerzo aplicado es externo, la falla es conocida como 'fisuramiento por esfuerzo-corrosión'. Cuando el esfuerzo aplicado es interno o residual, la falla resultante es conocida como 'fisura estacionaria'. El tratamiento térmico de templado, reduce grandemente el fisuramiento estacionario.

Cuando el elemento está sujeto a esfuerzos repetidos cíclicamente, puede ocurrir la falla por fatiga, según lo expuesto anteriormente.

Estudios han demostrado que las partes sujetas simultáneamente a deformación plástica y elástica, sufren severos esfuerzos por corrosión. El esfuerzo por

corrosión es causado principalmente por el endurecimiento por deformación actuante en combinación con grandes esfuerzos elásticos más que plásticos.

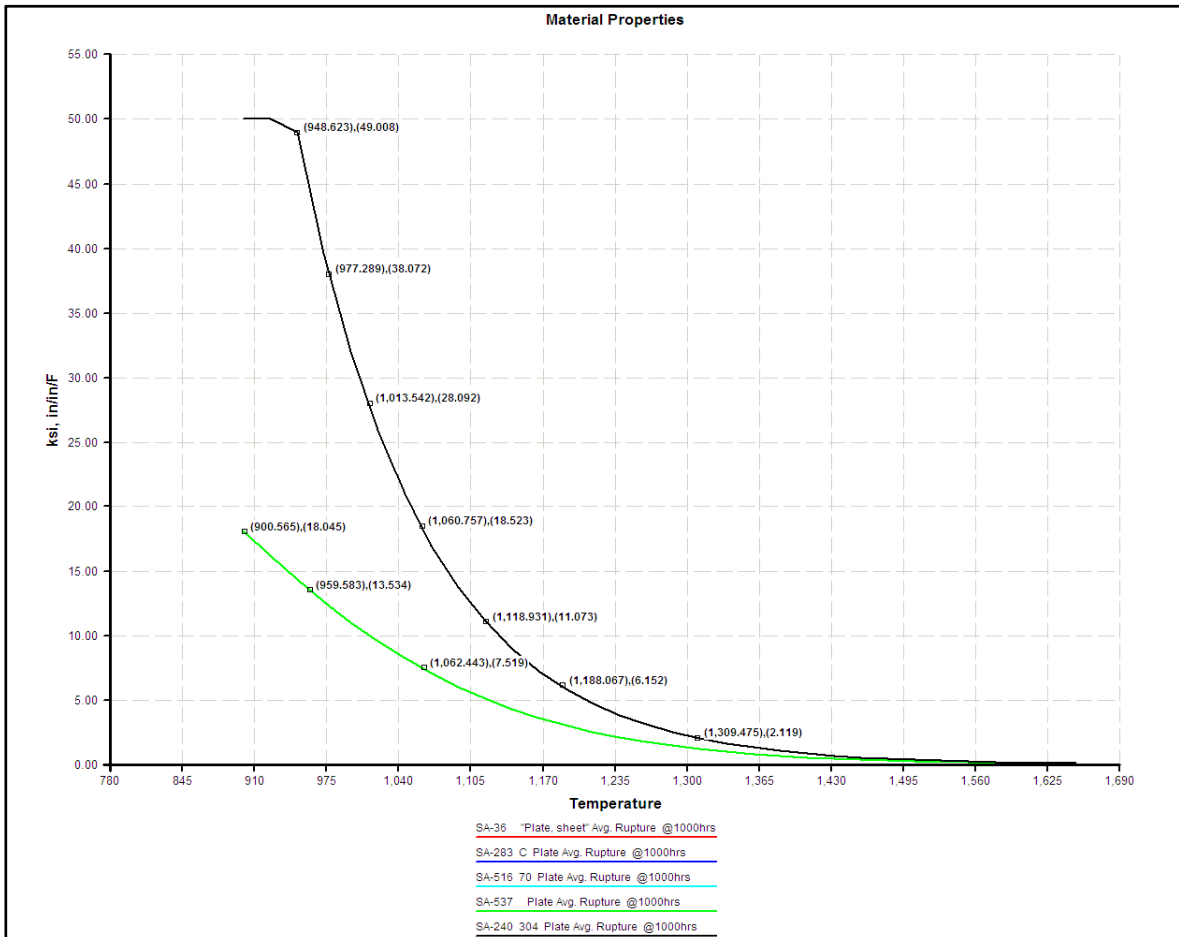


Figura 3.14 Esfuerzos que producen la ruptura en 1000 horas vs. la temperatura para varios materiales [42]

3.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La figura 3.15 provee un resumen del proceso utilizado para minimizar el riesgo de fallas del fondo o cuerpo para un tanque nuevo o existente. Mientras los pasos evaluativos para un tanque nuevo o existente pueden ser similares o en algunos casos idénticos, los resultados para un tanque nuevo proveen opciones que influyen el diseño y construcción. Los resultados asociados con tanques existentes, pueden permitir reparaciones o cambios de servicio.

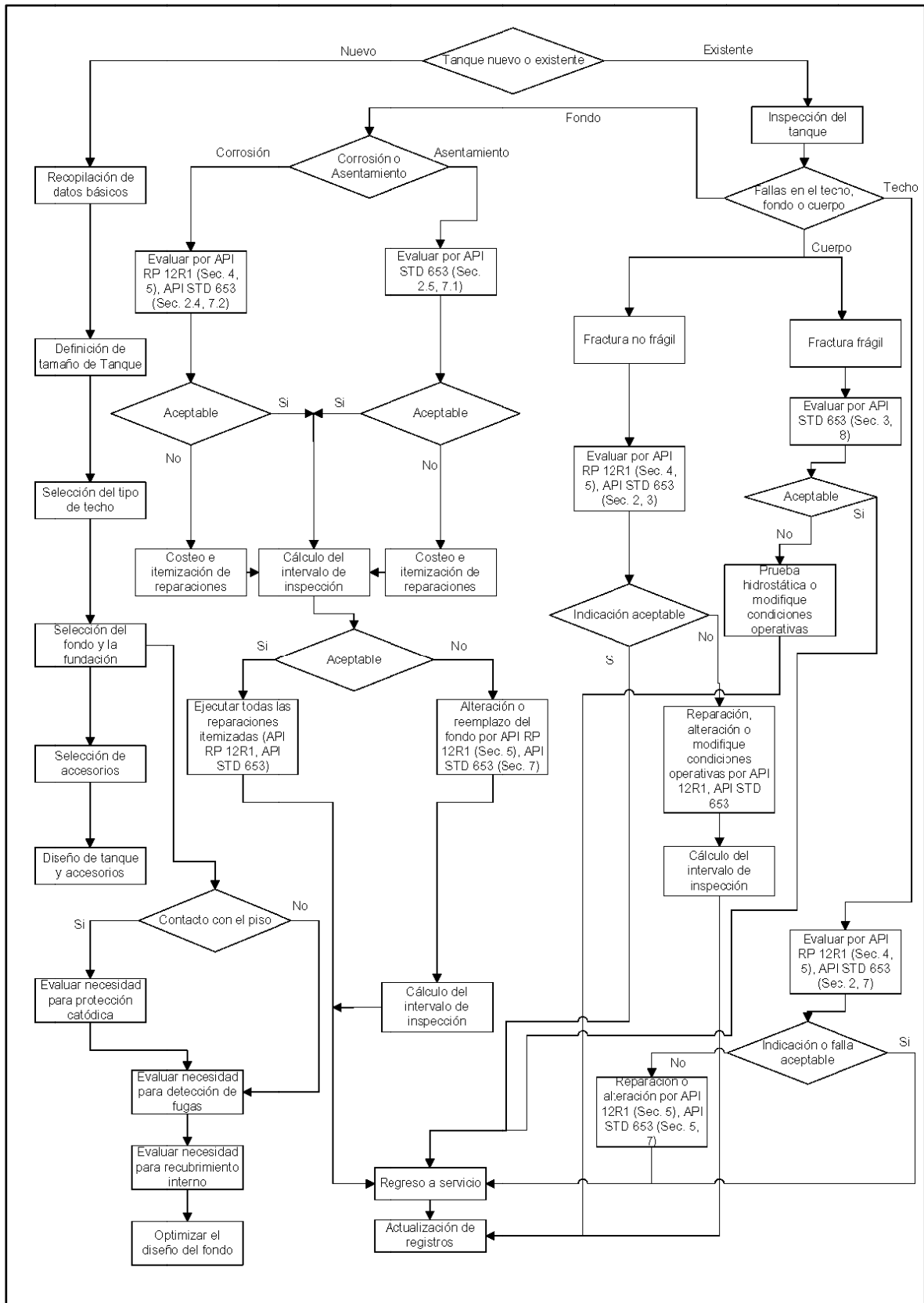


Figura 3.15 Diagrama lógico para diseño y reparación de tanques de almacenamiento [16]

Para tanques nuevos, el API influye en el diseño y especialmente en la selección del fondo. Para tanques existentes, se evalúa la influencia de la protección catódica, detección de fugas, recubrimientos, etc., sobre la frecuencia de inspección.

3.3.3 CARGAS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las cargas consideradas en el diseño de tanques de almacenamiento son:

- Peso propio (DL): el peso del tanque o sus componentes, incluyendo cualquier corrosión admisible.
- Líquido almacenado (F): la carga debido al llenado del tanque hasta el nivel de diseño del líquido, considerando la gravedad específica establecida por el comprador.
- Prueba hidrostática (Ht): la carga debido al llenado del tanque con agua, hasta el nivel de diseño del líquido.
- Carga viva mínima para techos (Lr): 20 psf (lb/pie²) sobre la proyección horizontal del área del techo.
- Nieve (S): determinada por el ASCE 7, Fig. 7-1 ó Tabla 7.1, a menos que la carga de nieve definida por el cliente, iguale o exceda el valor basado en un 2% de la probabilidad anual de exceder dicho valor. La carga de diseño será 0.84 veces la carga de nieve en piso.
- Viento (W): la velocidad de viento para diseño (V) será de 120 mph, la velocidad de ráfaga de viento a los 3 segundos será determinada por el ASCE 7, Fig. 6-1, ó especificada por el comprador. La presión de levantamiento por viento para diseño será $18 \text{ psf } (V/120)^2$, aplicada sobre la proyección horizontal de superficies cilíndricas y $30 \text{ psf } (V/120)^2$, aplicada sobre superficies cónicas o de doble curvatura. Las presiones de viento para diseño, estarán de acuerdo con la categoría C, o alternativamente según estándares nacionales. La presión de levantamiento para diseño del techo (viento más presión interna) no debe exceder 1.6 veces la presión de diseño P. Las cargas en barlovento y sotavento para el techo son conservadoramente iguales y opuestas, por tanto no son incluidas en el diseño. La máxima velocidad de

viento multiplicada por 1.2, es aproximadamente igual a la velocidad de ráfaga a los 3 segundos.

- Presión interna (P_i): no excederá 2.5 lb/pulgada² para cálculos según el API 650 y 15 lb/pulgada² para cálculos según el API 620.
- Presión de prueba (P_t): 1.25 veces la presión de diseño.
- Presión externa de diseño (P_e): para presiones menores o iguales a 1" WC no se requieren análisis particulares, pero pueden fabricarse tanques según el API 650 con presiones no mayores que 1.0 lb/pulgada², con el respectivo análisis y diseño estructural.
- Sismo (E): según procedimiento establecido en el ASCE 7 ó algún procedimiento alternativo aceptado por el comprador.

El cliente o dueño del tanque debe establecer valores correspondientes a la temperatura de diseño del metal, gravedad específica de diseño, corrosión admisible, temperatura máxima de diseño, la magnitud y dirección de las cargas externas o restricciones para el diseño de las conexiones del cuerpo y techo (el diseño para estas cargas es materia de acuerdo entre el cliente y el fabricante), las consideraciones especiales relativas a la fundación, pruebas de dureza, y demás medidas protectoras que considere necesario. Las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño se tanques según el API 650 son (Tabla 3.17):

Tabla 3.17 Combinaciones de cargas utilizadas por el API 650

Combinación de cargas	Fórmula aplicable
a) Fluido y presión interna	$DL + F + P_i$
b) Prueba hidrostática	$DL + (H_t + P_t)$
c) Viento y presión interna	$DL + W + 0.4 P_i$
d) Viento y presión externa	$DL + W + 0.4 P_e$
e) Cargas gravitacionales	$DL + (L_r \text{ o } S) + 0.4 P_e$ $DL + P_e + 0.4 (L_r \text{ o } S)$
f) Sismo	$DL + F + E + 0.1 S + 0.4 P_i$

Si la relación presión de operación / presión de diseño, excede 0.4, el cliente o dueño deberá considerar y especificar un factor más alto para la presión de diseño en (c), (d), (e)(1), y (f).

3.3.4 DISEÑO DE FONDOS

3.3.4.1 Fondos planos

El diseño de fondos planos de tanques cilíndrico-verticales, asume que son membranas que contienen líquidos sin requerimiento estructural alguno.

Todas las placas que forman el fondo deben tener un espesor nominal mínimo de 0.25", excluyendo cualquier corrosión admisible establecida. Las placas de fondo deben tener suficiente tamaño para proyectarse hacia fuera del tanque en por lo menos 2".

El diseño de fondos sin placa anular es apropiado en muchos casos, aunque no considera los altos esfuerzos generados en la zona fondo-cuerpo. Este diseño es limitado para tanques construidos con materiales de los grupos I, II y III.

Los fondos con placa anular soldada a tope, son utilizados en tanques construidos con materiales de alta resistencia (grupos IV a VI). Además, algunas compañías acostumbran el uso de la placa anular en tanques sobre los 100,000 bbl de capacidad, indistintamente del grupo o nivel de esfuerzos, debido a la reducción de la posibilidad de falla durante eventos sísmicos.

Las placas anulares deben mantener una geometría circular externa, pero pueden formar una geometría poligonal interna, donde el número de lados es igual al número de placas anulares⁹ (Fig. 3.16).

Los fondos están sometidos a varias condiciones de carga:

- Esfuerzos primarios de membrana resultantes del asentamiento global o local.
- Altos esfuerzos locales resultantes del asentamiento de borde.

⁹ En lugar de placas anulares, todo el fondo puede ser construido mediante soldaduras a tope de láminas que tengan el mismo espesor, materiales, soldadura y métodos de inspección conforme a requerimientos de placas anulares especificados.

- Altos esfuerzos de flexión resultantes de la restricción del cuerpo en la unión con el fondo (Fig. 3.17).
- Esfuerzos dinámicos ocurridos por el levantamiento durante la actividad sísmica.

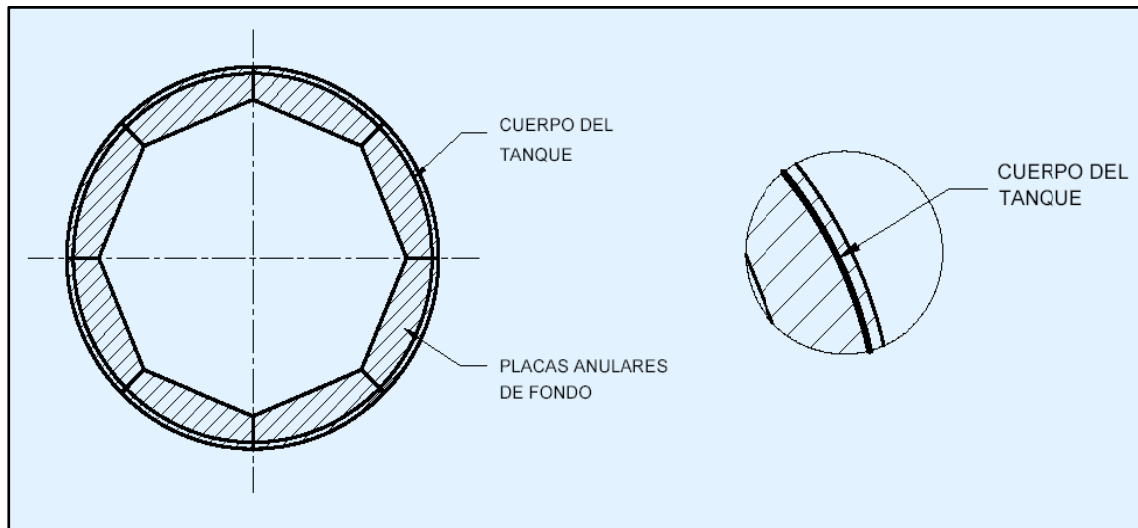


Figura 3.16 Placa anular formada por segmentos soldados a tope

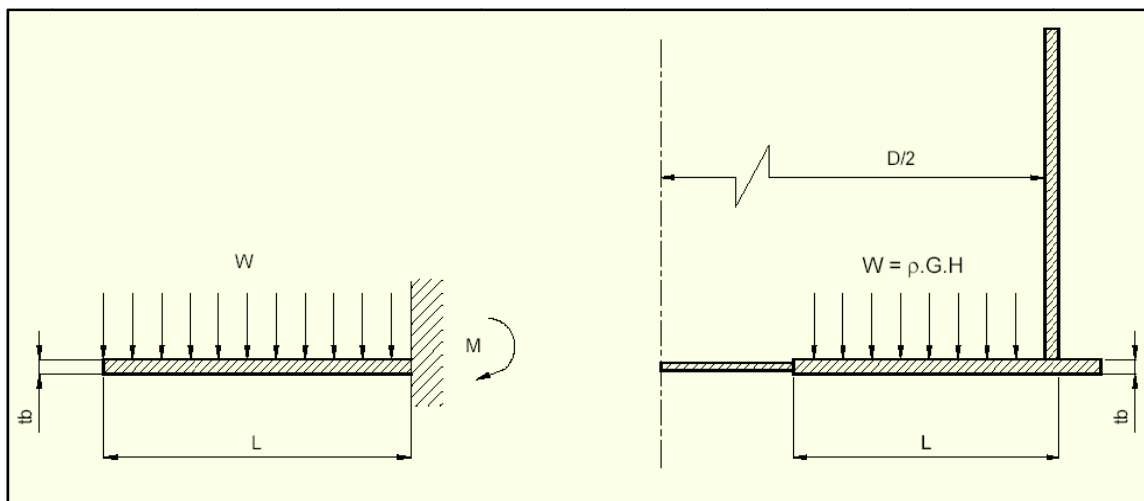


Figura 3.17 Cargas actuantes en las placas del fondo

La placa anular debe extenderse hacia dentro del tanque en por lo menos 24 pulgadas, medida entre las placas internas del fondo y la pared del tanque. También, deben proyectarse fuera del cuerpo en por lo menos 2 pulgadas, y su rango de espesores varía desde $\frac{1}{4}$ hasta $\frac{3}{4}$ de pulgada (Tabla 3.18).

El ancho de la placa anular (L) debe ser adecuado para soportar la columna de agua sobre ella, en caso de sufrir un asentamiento de la fundación. El momento plástico de la viga es:

$$M_p = \sigma_y \frac{[(\text{ancho})(\text{altura})^2]}{4}$$

Tabla 3.18 Espesores recomendados para placas anulares [34]

Espesor nominal de placa del anillo inferior del cuerpo	Esfuerzo admisible para prueba hidrostática del anillo inferior del cuerpo – St [psi]			
	Pulgadas	27,000	30,000	33,000
t ≤ 0.75	1/4	1/4	9/32	11/32
0.75 < t ≤ 1	1/4	9/32	3/8	7/16
1 < t ≤ 1.25	1/4	11/32	15/32	9/16
1.25 < t ≤ 1.5	5/16	7/16	9/16	11/16
1.5 < t ≤ 1.75	11/32	1/2	5/8	3/4

Tratando la placa anular como una viga de ancho unitario, resulta:

$$\sigma_y = \frac{4 M}{t^2}$$

ó

$$L = \frac{\sqrt{\sigma_y t^2}}{2 \rho G H}$$

Para una densidad del líquido de $\rho = 62.4 \text{ lb/ft}^3$, y una fluencia del material de $\sigma_y = 33,000 \text{ lb/pulgada}^2$, la ecuación se vuelve:

$$L = \frac{195 t_h}{\sqrt{G H}}$$

El API utiliza un factor de seguridad de 2 para la longitud de la placa anular, quedando la expresión:

$$L = \frac{390 t_h}{\sqrt{G H}} \geq 24''$$

donde

- L = Ancho mínimo de la placa anular, medido radialmente (pies)
- G = Gravedad específica de diseño del líquido a ser almacenado
- H = Máximo nivel de diseño del líquido (pies)
- t_h = espesor de la placa anular (pulgadas)

3.3.4.1.1 Modulaci3n de l3minas de fondos planos

Una dimensi3n usada com3nmente para placas de fondo es 72 pulgadas de ancho, y entre 20 y 40 pies de largo. Se puede reducir el n3mero de cortes en placas de fondo, si estas se colocan sim3tricamente en relaci3n a las l3neas de eje del fondo. Esto representa una ventaja, debido a que el marcado y corte se puede realizar en grupos de cuatro placas.

Si el fondo es asim3trico con respecto a las dos l3neas de eje, se necesitar3n un gran n3mero de placas de diferentes tama3os, por lo que el arreglo sim3trico m3s simple consiste en colocar los bordes de cuatro placas en la intersecci3n del centro del fondo del tanque. Sin embargo este arreglo no se puede utilizar en placas soldadas a traslape, debido a que no se pueden colocar dicho n3mero de traslapes en una junta. Este arreglo a veces no es conveniente, cuando existe gran cantidad de rezagos, producto de los cortes en la periferia del tanque; en este caso se puede usar una sola placa centrada con respecto a ambos ejes del fondo, por lo que habr3a una fila central 3nica en el fondo del tanque, mientras que las otras filas tendr3n equivalentes respecto a la fila central.

Es posible calcular el tama3o de placas perif3ricas y su distancia de corte (Fig. 3.18), mediante la siguiente f3rmula:

$$A^2 = B(D - B) = \frac{D^2}{4} - C^2$$

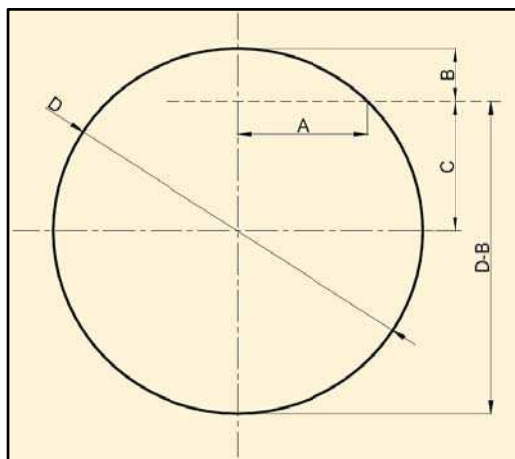


Figura 3.18 Relaciones dimensionales de placas de fondo

Por ejemplo, el dimensionamiento para las placas del fondo de un tanque de 150 pies de diámetro se obtiene en base a la ecuación anterior y según la figura 3.19:

Datos.-

Diámetro nominal (interno) del tanque = 150'
 Espesor mínimo admisible para placas de cuerpo = 1/4"
 Corrosión admisible para placas de cuerpo = 1/16"
 Espesor de placa del anillo inferior del cuerpo = 1.1/6"
 Filete de soldadura entre cuerpo y fondo = 5/16"
 Proyección radial externa mínima de las placas de fondo = 1"
 Ancho de las placas de fondo = 8'
 Longitud de las placas de fondo = 31' - 8 1/4"

Cálculos.-

Incremento del radio del fondo = 1" (Proyección radial mínima)
 + 1.1/16" (Espesor placa primer anillo)
 + 5/16" Filete de soldadura cuerpo-fondo

 2.3/8"

Radio requerido del fondo = $150'/2 + 2.3/8" = 75' 2.3/8" \approx 75' 3"$

- Las placas del fondo tendrán traslape soldado, y las uniones serán configuradas para que no más de tres placas tengan traslapes mayores a 12" de longitud entre ellas o el cuerpo.
- El arreglo será simétrico respecto a un eje, para disminuir el número de placas diferentes y facilitar la fabricación.

Para determinar los valores geométricos de la placa sombreada en la figura, se tiene:

$C = \text{mitad de longitud de la placa} = (31' 8.1/4") / 2 = 15' 10.1/8"$

$D = 2R = 150' 6"$

$A = \{(150' 6")^2 / 4 - (15' 10.1/8")^2\}^{0.5} = 73' 6.3/4"$

Para obtener el ancho de la placa periférica, se resta de A el ancho de las placas interiores y los traslapes para soldadura:

$W = 73' 6.3/4"$

- 8.1/2 (8') (Número de placas x Ancho de placas)

- 9 (1.1/4") (Número de traslapes x Ancho de Traslape)

 6' 6"

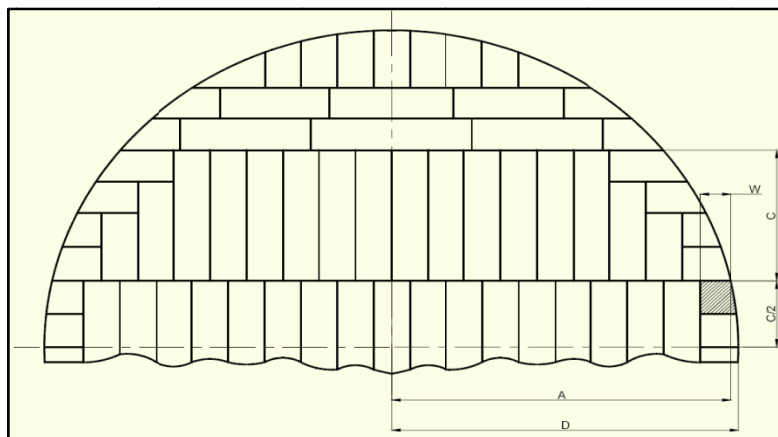


Figura 3.19 Distribución de placas de fondo para un tanque de 150 pies de diámetro

3.3.4.1.2 Evaluación del asentamiento de fondos planos

La evaluación del asentamiento de tanques de almacenamiento, contemplada en API 653 Apéndice B es una práctica común, para la determinación de posibles efectos desfavorables para la operación del tanque. En la mayoría de los casos se emplea un programa de monitoreo durante la construcción del tanque, el cual se continúa durante la prueba hidrostática y la posterior operación.

El objetivo de esta evaluación es determinar los puntos de mayor asentamiento, con el fin de lograr la uniformidad deseada, y evitar esfuerzos inducidos a la estructura del tanque. Otros tipos de asentamiento como el de inclinación planar o el diferencial, producirán esfuerzos adicionales que se transmitirán a la estructura del tanque.

El API 653 recomienda un método de evaluación, en el cual se deben determinar los asentamientos a intervalos angulares no menores a 45° respecto a la circunferencia del fondo, ni mayores a 32 pies de distancia circunferencial (en el perímetro del tanque). Estos valores deben tabularse y representarse en una gráfica, posteriormente deberán ajustarse a una curva cosenoidal. Se sugiere un ajuste por el método de los mínimos cuadrados, obteniéndose una ecuación de la siguiente forma:

$$Elevpred = a + b (\cos\theta + c)$$

En la figura 3.20 se representa los asentamientos a lo largo del desarrollo de la circunferencia del tanque ($OD \cdot \pi$) y su ajuste a una curva cosenoidal.

Puesto que el criterio de asentamiento de borde del API puede basarse en un modelo incorrecto y siendo este demasiado conservativo, es necesario buscar un método apropiado para evaluar el asentamiento. Este método emplea series de Fourier para obtener una ecuación de ajuste, la cual contiene componentes para el asentamiento uniforme y para la inclinación planar.

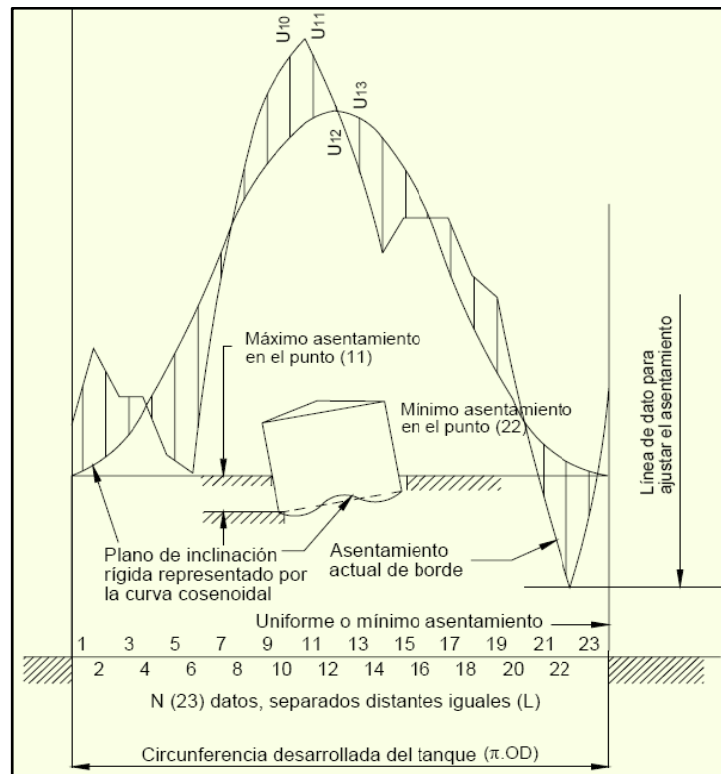


Figura 3.20 Representación gráfica del asentamiento de un tanque

Para la mejor comprensión del procedimiento de ajuste de la curva, se plantea el siguiente ejemplo, con sus respectivas ecuaciones: tanque de 150 pies de diámetro y 54 pies de altura, en el cual se han tomado 16 mediciones de asentamiento, el procedimiento de ajuste de curva y determinación de los desplazamientos radiales es el siguiente (Tabla 3.19 y Fig. 3.21):

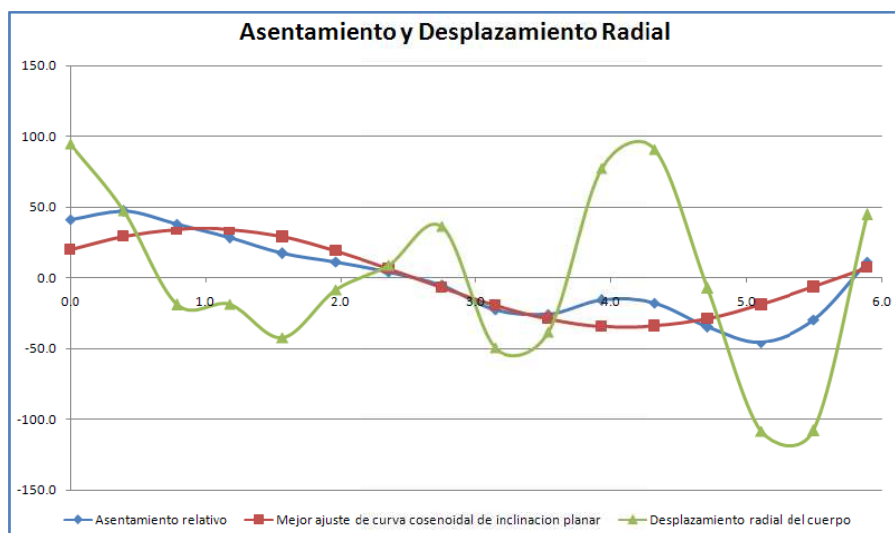


Fig. 3.21 Representación gráfica del asentamiento de cuerpo

DETERMINACION DE LA MEJOR CURVA DE AJUSTE COSENOIDAL Y DESPLAZAMIENTO RADIAL DEBIDO AL ASENTAMIENTO DEL CUERPO											
Descripcion	Lecturas de asentamiento	Asentamiento relativo	Angulo desde el origen al punto (Rad)	Cosenc del angulo	Seno del angulo	$S_i \times \text{Cos}(O)$	$S_i \times \text{sen}(O)$	Mejor ajuste de curva cosenooidal de inclinacion planar	Asentamiento diferencial	Diferencia finita	Desplazamiento radial del cuerpo
Variable	S_i	s_i	O_i	$\text{Cos}(O)$	$\text{Sen}(O)$	$S_i \times \text{Cos}(O)$	$S_i \times \text{sen}(O)$	$a_1 \times \text{Cos}(O) + b_1 \times \text{Sen}(O)$	u_i	$u_i - (u_{i-1} + u_{i-2})/2$	$r_i \times [10]$
0	1460.0	41.19	0.000	1.000	0.000	1460.00	0.00	19.64	21.55	10.51	94.46
1	1466.0	47.19	0.393	0.924	0.383	1354.41	561.01	29.18	18.01	5.28	47.47
2	1457.0	38.19	0.785	0.707	0.707	1030.25	1030.25	34.29	3.90	-2.11	-18.97
3	1447.0	28.19	1.178	0.383	0.924	553.74	1336.35	34.17	-5.98	-2.10	-18.89
4	1436.0	17.19	1.571	0.000	1.000	0.00	1436.00	28.85	-11.66	-4.70	-42.23
5	1430.0	11.19	1.963	-0.383	0.924	-547.24	1321.15	19.14	-7.95	-0.96	-8.61
6	1423.0	4.19	2.356	-0.707	0.707	-1006.21	1006.21	6.52	-2.33	1.00	9.03
7	1413.0	-5.81	2.749	-0.924	0.383	-1305.44	540.73	-7.10	1.29	4.04	36.33
8	1396.0	-22.81	3.142	-1.000	0.000	-1396.00	0.00	-19.64	-3.18	-5.51	-49.50
9	1393.0	-25.81	3.534	-0.924	-0.383	-1286.96	-533.08	-29.18	3.37	-4.28	-38.47
10	1403.0	-15.81	3.927	-0.707	-0.707	-992.07	-992.07	-34.29	18.47	8.61	77.42
11	1401.0	-17.81	4.320	-0.383	-0.924	-536.14	-1294.36	-34.17	16.36	10.10	90.83
12	1384.0	-34.81	4.712	0.000	-1.000	0.00	-1384.00	-28.85	-5.96	-0.80	-7.23
13	1373.0	-45.81	5.105	0.383	-0.924	525.42	-1268.49	-19.14	-26.67	-12.04	-108.29
14	1389.0	-29.81	5.498	0.707	-0.707	982.17	-982.17	-5.52	-23.30	-12.00	-107.94
15	1430.0	11.19	5.890	0.924	-0.383	1321.15	-547.24	7.10	4.09	4.96	44.60
Sumatoria	22701.0		47.12	0.00	0.00	157.08	230.82		21.55		
$a_0 = \text{SUM}(S_i)/N$		1418.81									
$a_1 = 2 [\text{SUM}(S_i \times \text{Cos}(O_i))]/N$		19.64									
$b_1 = 2 [\text{SUM}(S_i \times \text{Sen}(O_i))]/N$		28.85									
$r_i = H \cdot N^2 / [P_i^2 \cdot OD]$		8.99									

Tabla 3.19 Análisis de asentamiento del cuerpo

3.3.5 DISEÑO DE CUERPOS

Los métodos utilizados para la determinación de espesores de placas que forman el cuerpo de un tanque, son varios y dependen principalmente de su geometría. Para tanques cilíndrico-verticales o de simple curvatura, el API 650 establece métodos simplificados para la determinación de espesores, basados en la teoría de esfuerzos admisibles. Para tanques grandes ó de doble curvatura, se utilizan modelos establecidos en el API 620 o mediante aplicación de elementos finitos.

En tanques de almacenamiento de líquidos, el esfuerzo circunferencial se vuelve importante y limitante en la selección del espesor de las placas de cuerpo. En tanques grandes a baja presión, los esfuerzos biaxiales pueden gobernar el espesor requerido.

Debido a que los esfuerzos hidrostáticos en tanques pequeños no son suficientemente altos, el diseño de las placas de cuerpo se basa en criterios completamente diferentes. Para la mayoría de tanques pequeños, el espesor del cuerpo no está gobernado por el requisito de mantener los esfuerzos circunferenciales bajo valores admisibles, sino que es función de los requerimientos de fabricación y espesores mínimos establecidos en los códigos¹⁰.

Los estándares relativos a tanques pequeños, como por ejemplo el API 12F y el API 12D, establecen geometrías y espesores mínimos, sin requerir de la aplicación de métodos de cálculo.

Las figuras 3.22, 3.23 y tablas 3.20 y 3.21, resumen geometrías y configuraciones típicas, frecuentemente utilizadas en tanques de almacenamiento de líquidos desde 90 barriles hasta 10,000 barriles de capacidad nominal.

¹⁰ Por ejemplo, el espesor requerido para un tanque de 20 pies de diámetro y con un nivel de líquido de 20 pies, requiere un espesor de pared menor a 0.05 pulgadas; sin embargo, es muy delgado para facilidad constructiva y no tiene suficiente capacidad para manejar cargas locales externas (viento, sismo, escaleras, conexiones, etc.).

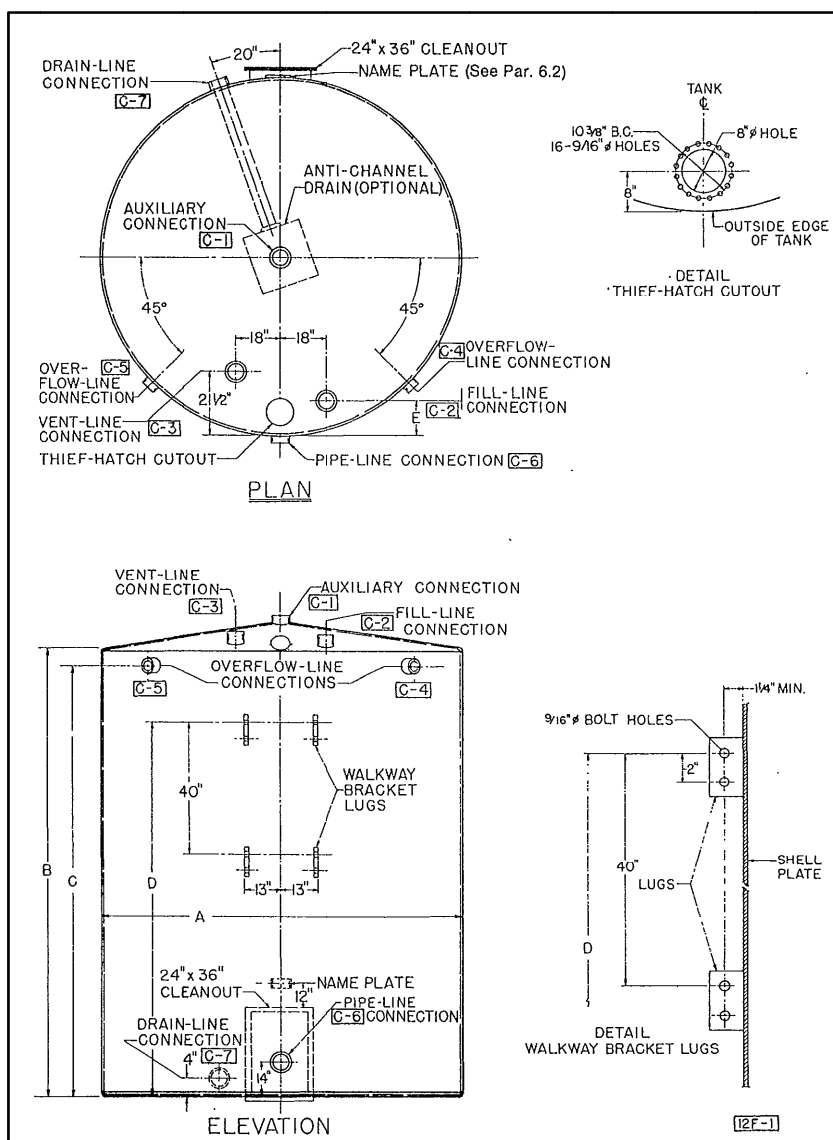


Fig. 3.22 Dimensionamiento y configuración de tanques de almacenamiento según API 12F [29]

Table 1—Tank Dimensions (See Fig. 1)

(1) Nominal Capacity, bbl.	(2) Design Pressure oz. per sq. in.		(3) Approximate Working Capacity, bbl. (See Note)	(4) Outside Diameter, ft. in. A	(5) Height, ft. B	(6) Height of Overflow Connection*, ft. in. C	(7) Height of Walkway Lugs, ft. in. D	(8) Location of Fill-Line Connection*, in. E	(9) Size of Connections, in.		
	Press.	Vacuum							C-1, C-2, C-3, C-7	C-4, C-5, C-6	
90	16	1/2	72	7 - 11	10	9 - 6	7 - 7	14	3	3	
100	16	1/2	79	9 - 6	8	7 - 6	5 - 7	14	3	3	
150	16	1/2	129	9 - 6	12	11 - 6	9 - 7	14	3	3	
200	16	1/2	166	12 - 0	10	9 - 6	7 - 7	14	3	4	
210	16	1/2	200	10 - 0	15	14 - 6	12 - 7	14	3	4	
250	16	1/2	224	11 - 0	15	14 - 6	12 - 7	14	4	4	
300	16	1/2	266	12 - 0	15	14 - 6	12 - 7	14	4	4	
400	16	1/2	366	12 - 0	20	19 - 6	17 - 7	14	4	4	
500	16	1/2	466	12 - 0	25	24 - 6	22 - 7	14	4	4	
500	8	1/2	479	15 - 6	16	15 - 6	13 - 7	14	4	4	
750	8	1/2	746	15 - 6	24	23 - 6	21 - 7	14	4	4	
Tolerance (all sizes)				±1/8 in.	±3/8 in.	±1/8 in.	±1/8 in.	±1/8 in.			

Note: The approximate working capacities shown in Col. 3 apply to flat-bottom tanks.
 Type A (unskirted) cone-bottom tanks have 6 in. more working height than the corresponding flat-bottom tanks. The approximate increase is 4 bbl. for the 7-ft. 11-in. diameter tanks, 6 bbl. for the 9-ft. 6-in. diameter tanks, 7 bbl. for the 10-ft. diameter tanks, 8 bbl. for the 11-ft. diameter tanks, 10 bbl. for the 12-ft. diameter tanks, and 17 bbl. for the 15-ft. 6-in. diameter tanks.
 Type B (skirted) cone-bottom tanks have 8 in. less working height than the corresponding flat-bottom tanks. The approximate decrease in capacity is 6 bbl. for the 7-ft. 11-in. diameter tanks, 8 bbl. for the 9-ft. 6-in. diameter tanks, 9 bbl. for the 10-ft. diameter tanks, 11 bbl. for the 11-ft. diameter tanks, 13 bbl. for the 12-ft. diameter tanks, and 15 bbl. for the 15-ft. 6-in. diameter tanks.
 *Viscous Oil Option. When so specified on the purchaser order, tanks shall be furnished for viscous oil service. On such tanks, dimension C of the overflow-line connections shall be 6 in. less than shown in Col. 6, Table 1 and dimension E of the fill-line connection shall be 6 in., ±1/8 in.

Tabla 3.20 Dimensiones típicas de tanques de almacenamiento según API 12F [29]

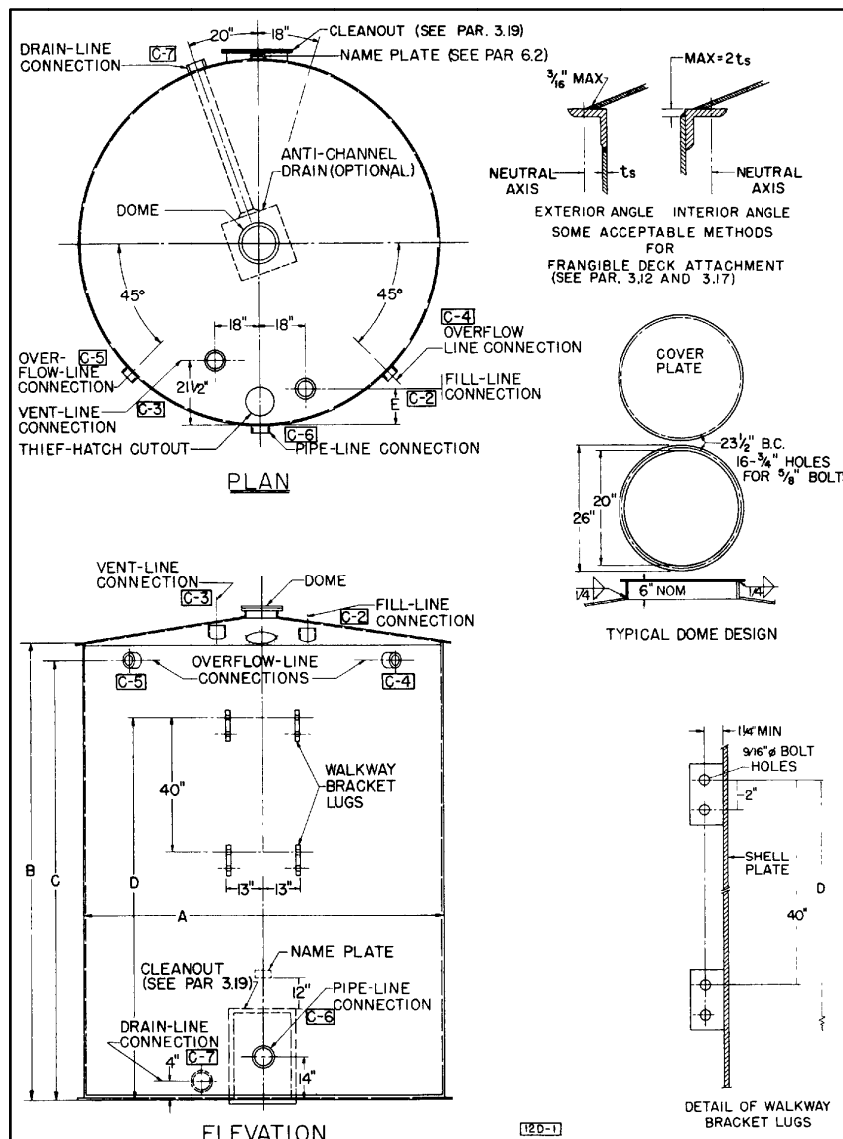


Fig. 3.23 Dimensionamiento y configuración de tanques de almacenamiento según API 12D [28]

Table 1—Tank Dimensions (See Fig. 1)

(1)	(2)		(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Nominal Capacity, bbl.	Design Pressure oz. per sq. in. ¹ Press. Vac.		Approximate Working Capacity, bbl. (See Note)	Nominal Outside Diameter, ft. in. A	Nominal Height, ft. in. B	Height of Overflow-Line Connection, ² ft. in. C	Height of Walkway Lugs, ft. in. D	Location of Fill-Line Connection, ² in. E	Size of Connections, in.
H-500	8	1/2	479	15 - 6	16 - 0	15 - 6	13 - 7	14	4
750	8	1/2	746	15 - 6	24 - 0	23 - 6	21 - 7	14	4
L-500	6	1/2	407	21 - 6	8 - 0	7 - 6	5 - 7	14	4
H-1000	6	1/2	923	21 - 6	16 - 0	15 - 6	13 - 7	14	4
1500	6	1/2	1438	21 - 6	24 - 0	23 - 6	21 - 7	14	4
L-1000	4	1/2	784	29 - 9	8 - 0	7 - 6	5 - 7	14	4
2000	4	1/2	1774	29 - 9	16 - 0	15 - 6	13 - 7	14	4
3000	4	1/2	2764	29 - 9	24 - 0	23 - 6	21 - 7	14	4
5000	3	1/2	4916	38 - 8	24 - 0	23 - 6	21 - 7	14	4
10,000	3	1/2	9938	55 - 0	24 - 0	23 - 6	21 - 7	14	4
Tolerance			—	—	—	± 1/8 in.	± 1/8 in.	± 1/8 in.	—

¹Note: The approximate working capacities shown in Col. 3 apply to flat-bottom tanks. Type A (unskirted) cone-bottom tanks have 6 in. greater working height than the corresponding flat-bottom tanks. The approximate increase in capacity is 17 bbl. for the 15-ft. 6-in. diam. tanks, 32 bbl. for the 21-ft. 6-in. diam. tanks, 62 bbl. for the 29-ft. 9-in. diameter tanks, 104 bbl. for the 38-ft. 8-in. diameter tanks, and 208 bbl. for the 55-ft. diameter tanks.

²See Par. 3.17 for frangible deck limitations.
²Viscous Oil Option. When so specified on the purchase order, tanks shall be furnished for viscous oil service. On such tanks, dimension C of the overflow-line connections shall be 6 in., less than shown in Col. 6, Table 1, and dimension E of the fill-line connection shall be 6 in., ± 1/8 in.

Tabla 3.21 Dimensiones típicas de tanques de almacenamiento según API 12D [28]

Para la mayoría de tanques, la experiencia establece espesores mínimos aceptables (Tabla 3.22). En general, los tanques pequeños tendrán un mismo espesor en toda su pared, mientras que los tanques grandes tendrán menores espesores de placa en los anillos superiores.

Tabla 3.22 Espesores mínimos recomendados para placas de cuerpos cilíndrico-verticales [34]

Diámetro nominal del tanque (pies)	Espesor mínimo de placas de cuerpo (pulgadas)
<50	3/16
>50, <120	1/4
>120, <200	5/16
>200	3/8

3.3.5.1 Modulación de láminas de cuerpo

Las placas para los anillos de cuerpo, preferentemente deberán tener una altura nominal mínima de 72 pulgadas [34], y se unirán entre sí mediante soldaduras traslapadas o uniones a tope (Fig. 3.24).

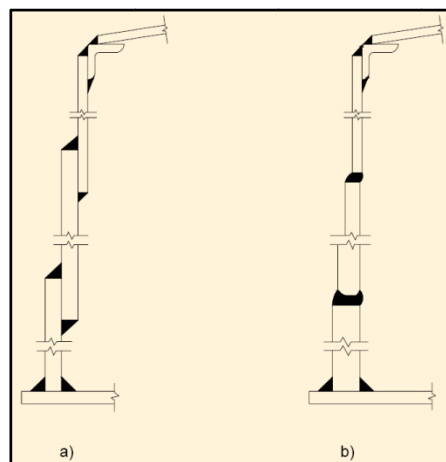


Fig. 3.24 Esquemas de los tipos de unión para las placas de los anillos de cuerpo en un tanque de almacenamiento cilíndrico-vertical, a) Soldadura a traslape, b) Soldadura a tope

3.3.5.2 Esfuerzos actuantes

Los tanques de almacenamiento, tienen esfuerzos significativos de varios tipos:

- Esfuerzos circunferenciales.- Desarrollados en la dirección circunferencial en la pared, como resultado de la presión hidrostática. Es el más importante y usualmente determina el espesor de placa del tanque. Algunas veces llamado esfuerzo de membrana.
- Esfuerzos longitudinales o axiales.- Desarrollados por el peso del cuerpo, cargas muertas y vivas transferidas desde el techo, o presión interna. Generalmente no tienen efecto en el diseño del espesor de las placas del cuerpo.
- Esfuerzos residuales.- Resultantes de la soldadura, tratamientos térmicos o calentamiento localizado.
- Esfuerzos térmicos.- Resultantes de cambios térmicos en el producto almacenado o por condiciones ambientales.
- Esfuerzos locales.- Resultantes de las cargas impuestas por mezcladores u otro equipamiento estático o dinámico unido al tanque.
- Esfuerzos dinámicos.- Producto del viento y sismo.
- Esfuerzos por discontinuidad local.- Usualmente referidos como esfuerzos locales, son resultado de las restricciones que causan componentes. Por ejemplo, el anillo inferior del cuerpo se expande radialmente conforme la presión hidrostática se incrementa, pero es restringido por su unión con el fondo y con los anillos de cuerpo superiores. Otro ejemplo es el esfuerzo encontrado en la unión del cuerpo con el techo, para tanques con presión interna.
- Esfuerzos de membrana.- Encontrados en los fondos de los tanques que han sufrido asentamientos.

Los esfuerzos calculados para cada anillo de cuerpo, no deberán exceder los esfuerzos admisibles del material que los forma, y además no deberán tener espesores menores que el anillo superior correspondiente y el mínimo recomendado. El cuerpo del tanque debe ser diseñado para mantener estabilidad por pandeo debido a la aplicación de cargas de viento o presión externa. Si es necesario pueden usarse anillos de rigidez intermedios o incrementar el espesor de las placas, o ambos.

3.3.5.3 Cálculo de espesores según API 650

Los métodos establecidos en el API 650 para la determinación de espesores de placa de cuerpos cilíndricos verticales, se basan en la acción de los esfuerzos circunferenciales.

Aunque son importantes los esfuerzos axiales, locales, y por discontinuidad; usualmente no definen el espesor de placas en los tanques de almacenamiento, sin embargo, son considerados e incorporados en el diseño. Estas condiciones de carga serán consideradas en detalle posteriormente.

3.3.5.3.1 Cálculo del espesor por el método del un pie

Los esfuerzos producidos sobre paredes delgadas cilíndricas, basados en la teoría de membrana, son considerados en las ecuaciones que determinan espesores en función de la presión interna. La figura 3.25 muestra un diagrama que representa un recipiente cilíndrico de pared delgada, en el cual un esfuerzo uniforme (f), puede ser asumido que ocurre como resultado de la presión interna.

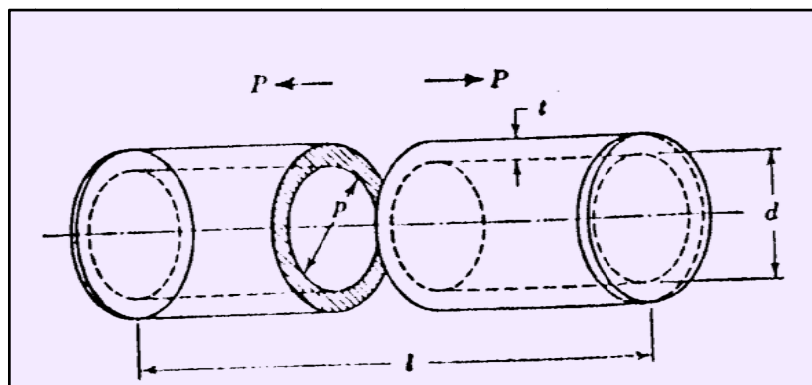


Figura 3.25 Fuerzas longitudinales actuando sobre un cilindro bajo presión interna.

Si limitamos el análisis a presión interna únicamente, la fuerza longitudinal (P) tendiente a romper el cilindro longitudinalmente es:

$$P = \frac{p \pi d^2}{4}$$

Y el área (a) del metal resistente a la ruptura longitudinal es:

$$a = t d \pi$$

Por tanto, el esfuerzo longitudinal inducido (Sl) es:

$$Sl = \frac{P}{a} = \frac{p \pi d^2}{t \pi d 4} = \frac{pd}{4t}$$

ó

$$t = \frac{p d}{4 Sl}$$

donde p = presión interna (lb/pulgada²),
 t = espesor del cilindro (pulgadas),
 l = longitud del cilindro (pulgadas),
 d = diámetro interno (pulgadas),
 Sl = esfuerzo longitudinal inducido (lb/pulgada²).

La figura 3.26 considera el esfuerzo circunferencial causado por la presión interna, donde la fuerza circunferencial (P) tendiente a romper el cilindro circunferencialmente es:

$$P = p d l$$

Y el área (a) del metal resistente a la ruptura circunferencial es:

$$a = 2 t l$$

Por tanto, el esfuerzo circunferencial inducido (Sc) es:

$$Sc = \frac{P}{a} = \frac{pdl}{2tl} = \frac{pd}{2t}$$

ó

$$t = \frac{p d}{2 Sc}$$

De la comparación entre las ecuaciones, se establece que el espesor requerido por la acción del esfuerzo circunferencial duplica al requerido por la acción del esfuerzo longitudinal. Por consiguiente, la ecuación anterior es controlante, y comúnmente utilizada como 'ecuación para paredes delgadas' referida en varios códigos de diseño. Esta ecuación no incluye corrosión admisible y no reconoce el efecto de las soldaduras o uniones que puedan causar debilidad al cilindro.

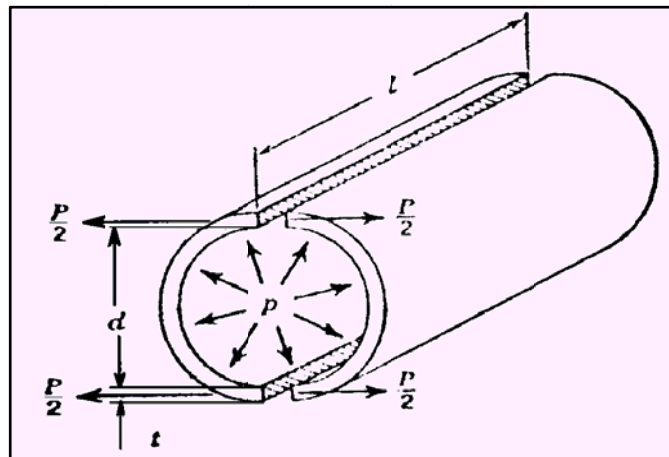


Figura 3.26 Fuerzas circunferenciales actuando sobre un cilindro bajo presión interna.

La siguiente relación puede derivarse, asumiendo que la densidad del fluido almacenado no excede a la densidad del agua:

$$p = \frac{\rho H}{144} = H G$$

donde ρ = densidad del agua a 60oF = 2.37 lb/pie³,

H = altura desde el fondo del cilindro en consideración al nivel del líquido (pies),

p = presión interna (lb/pulgada²)

G = gravedad específica del líquido.

Por tanto, la clásica fórmula para determinar el espesor requerido de un cuerpo cilíndrico, a una altura determinada (H), sometido a presión interna, en función del esfuerzo admisible circunferencial (Sd) es:

$$t = \frac{2.6 D H G}{Sd}$$

Sin embargo, en la práctica esta relación es modificada mediante dos factores: eficiencia de la unión soldada y corrosión admisible.

En recipientes para almacenamiento atmosférico, las uniones soldadas son raramente aliviadas de esfuerzos o radiografiadas, y la unión soldada puede no ser tan resistente como la placa que forma propiamente el cilindro. La experiencia ha demostrado que es necesario considerar la debilidad de la unión soldada,

introduciendo un factor de eficiencia de junta. Por consiguiente, la eficiencia de la junta (e) es un factor arbitrario que depende de las prácticas actuales o calidad de inspección aplicable sobre dicha unión. Por ejemplo, en tanques con uniones traslapadas, se inducen considerables esfuerzos locales como resultado del pandeo local, y el filete soldado tiende a rasgarse en la raíz, siendo considerado en la eficiencia de la junta. Los códigos de diseño definen criterios para establecer la eficiencia de la unión, basados en la experiencia, pero siempre es menor o igual a 1.

$$t = \frac{2.6 D H G}{Sd (e)}$$

La corrosión admisible es un factor crítico que determina el espesor de la placa que forma la pared del tanque, pues el tiempo de vida del tanque está dado por la corrosión uniforme, y un espesor adicional es añadido como corrosión admisible (CA), resultando la fórmula como:

$$t = \frac{2.6 D H G}{Sd (e)} + CA$$

La ecuación establece un espesor requerido proporcional a la altura, y debido a que las placas son construidas con su espesor constante, el anillo del fondo será más grueso que los anillos superiores.

Debido a que el ancho de un anillo puede tener hasta 8 ó 10 pies de alto, es necesario establecer la altura hidráulica para determinar el espesor del anillo. Si se selecciona la presión actuante en el fondo del anillo para establecer su espesor, el espesor para cualquier otra elevación es excesivo. Pero, utilizar una altura promedio entre el fondo y el extremo superior del anillo, puede causar un esfuerzo circunferencial mayor que el admisible debajo del centro del anillo, y un esfuerzo circunferencial bajo sobre dicho centro. Por esta razón, es necesario establecer una altura promedio empírica, que satisfaga dichos inconvenientes. La figura 3.27 define el comportamiento de la placa de cuerpo sometida a presión hidrostática, restringida en la unión con el fondo.

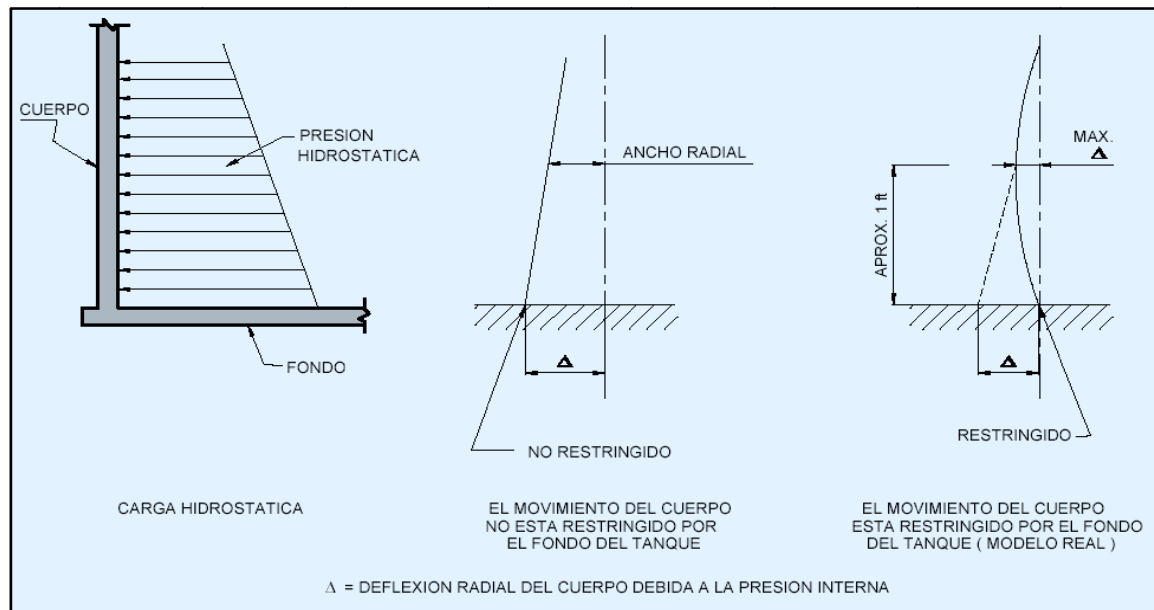


Figura 3.27 Comportamiento del cuerpo sometido a presión hidrostática

Un método empírico simplificado, basa el cálculo del espesor a una distancia de un pie sobre el fondo del anillo en cuestión. Esta suposición es acogida por el API 650, para tanques con diámetros menores o iguales a 200 pies de diámetro nominal, y el cálculo es conocido como ‘método del un pie’:

$$td = \frac{2.6 D (H - 1) G}{Sd (e)} + CA$$

Y

$$tt = \frac{2.6 D (H - 1)}{St (e)}$$

donde td = espesor de diseño del cuerpo (pulgadas),
 tt = espesor del cuerpo para prueba hidrostática (pulgadas),
 D = diámetro nominal del tanque (pies),
 H = nivel de diseño del líquido (pies), medido desde el fondo del anillo en consideración hasta el tope del cuerpo (incluyendo el ángulo de tope), o hasta el fondo de algún rebosadero que limite la altura de llenado, o cualquier otro nivel especificado por el cliente o dueño; restringido por el espacio requerido para techos flotantes internos o controlado por la acción de la ola producida en el fluido por eventos sísmicos,

G = gravedad específica de diseño, para el líquido a ser almacenado, según lo especificado por el cliente,

CA = corrosión admisible (pulgadas), según lo especificado por el cliente,

Sd = esfuerzo admisible del material para la condición de diseño (lb/pulgada²),

St = esfuerzo admisible del material para la condición de prueba hidrostática (lb/pulgada²),

e = eficiencia de la unión soldada (menor o igual a 1).

El Apéndice A del API 650, establece un método simplificado para la determinación de espesores de placa en paredes de tanques pequeños. Es una modificación del método de un pie, que introduce un factor de eficiencia de la junta soldada de las placas de cuerpo, el cual tomará el valor de 0.85 en caso de realizarse una inspección radiográfica de la junta según las especificaciones de API 650 6.1.2.2, pero en caso de omitirse la inspección radiográfica el valor será de 0.7. Asume que el esfuerzo a tensión del material, tiene un valor constante igual a 21,000 lb/pulgada². La fórmula de cálculo para este método es la siguiente:

$$t = \frac{2.6 D (H - 1) G}{(e) 21,000} + CA \leq \frac{1}{2} \text{ (pulg)}$$

El método del un pie ha sido utilizado eficientemente por años, pero posteriores análisis con elementos finitos y los métodos avanzados de análisis de esfuerzos, muestran que este procedimiento es ligeramente conservador.

3.3.5.3.2 Cálculo del espesor por el método del punto variable

Para utilizar la mejor comprensión de la acción de los esfuerzos en el cuerpo del tanque, se desarrolló otro método de cálculo, también basado en esfuerzos admisibles, llamado 'método del punto variable'. La localización del punto de diseño para cada anillo que forma el cuerpo del tanque, se basa en el movimiento

elástico, radial y rotacional, de los extremos de la placa en cada unión¹¹. Este método puede ser utilizado cuando el cliente o dueño del tanque no ha especificado el uso del método del un pie y la siguiente relación es verdadera:

$$\frac{L}{H} \leq 2$$

donde $L = (6 D t)^{0.5}$, (pulgadas),
 D = diámetro del tanque (pies),
 t = espesor del anillo inferior, excluyendo cualquier corrosión admisible (pulgadas),
 H = máximo nivel de diseño del líquido (pies).

Los espesores mínimos para las placas en condición de diseño y de prueba, serán obtenidos para cada anillo de manera independiente, y cuando se utilicen mayores espesores a los requeridos, éste puede ser utilizado para subsiguientes cálculos de los anillos superiores.

Para el anillo inferior, los cálculos con computador muestran que el punto de diseño a un pie sobre el fondo, resulta en un espesor y esfuerzo actuante razonablemente cercanos al esfuerzo utilizado para calcular el espesor. Se ha desarrollado por tanto, una fórmula para determinar el espesor del anillo inferior, que tenga mayor precisión y esté basada sobre un espesor uniforme del cuerpo.

Todos los anillos inferiores, sin embargo, son influenciados por un segundo anillo más delgado, cuando la altura del anillo de fondo es menor que:

$$2.625 \sqrt{(r t_1)}$$

donde r = radio normal del cuerpo del tanque (pulgadas),
 t_1 = espesor del anillo del fondo (pulgadas).

El espesor del anillo del fondo para condiciones de diseño e hidrostáticas, puede ser obtenido de las siguientes expresiones:

¹¹ Este procedimiento normalmente provee una reducción del espesor de los anillos de cuerpo y el consecuente peso total del material, pero más importante es la potencial posibilidad de construir grandes tanques con la máxima limitación de espesor de placas. El diseño según este método, conlleva al cálculo del espesor de las placas de cuerpo en puntos de diseño donde el esfuerzo calculado es igual al esfuerzo circunferencial real.

$$t_{1d} = \left(1.06 - \frac{0.463 D}{H} \left(\frac{H G}{Sd} \right)^{0.5} \right) \left(\frac{2.6 H D G}{Sd} \right) + CA$$

$$t_{1t} = \left(1.06 - \frac{0.463 D}{H} \left(\frac{H}{St} \right)^{0.5} \right) \left(\frac{2.6 H D}{St} \right)$$

donde

- D = diámetro nominal del tanque (pies),
- H = altura desde el donde del cuerpo hasta el ángulo tope o el nivel de sobre-llenado (pies),
- G = gravedad específica de diseño, para el líquido a ser almacenado, según lo especificado por el cliente,
- CA = corrosión admisible (pulgadas), según lo especificado por el cliente,
- Sd = esfuerzo admisible del material para la condición de diseño (lb/pulgada²),
- St = esfuerzo admisible del material para la condición de prueba hidrostática (lb/pulgada²),
- t_{1d} = espesor de diseño para el anillo inferior del cuerpo (pulgadas),
- t_{1t} = espesor del anillo inferior del cuerpo para prueba hidrostática (pulgadas).

Estas fórmulas incluyen un ajuste, debido al efecto del segundo anillo, y se vuelven conservativas cuando la altura del anillo del fondo es menor que $2.625\sqrt{r t_1}$, en cuyo caso, el espesor necesario no necesita exceder al calculado con el método del un pie.

El espesor del segundo anillo se basa en la ubicación teórica de su punto de diseño, debido a que la restricción del anillo de fondo se basa en que la localización del máximo esfuerzo está en la vecindad de la unión entre los dos primeros anillos. El espesor teórico del segundo anillo depende de la altura del anillo de fondo y su relación radio-espesor, además de la columna hidrostática actuante en él. Las tres condiciones que gobiernan el cálculo son:

Cuando $\frac{h_1}{\sqrt{r t_1}} = 1.375,$ $t_2 = t_1,$

Cuando $\frac{h_1}{\sqrt{r t_1}} = 2.625,$ $t_2 = t_{2a},$

Cuando $1.375 < \frac{h_1}{\sqrt{r t_1}} < 2.625$, $t_2 = t_{2a} + (t_1 - t_{2a}) \left(2.1 - \frac{h_1}{1.25\sqrt{r t_1}} \right)$

donde h_1 = altura del anillo del fondo (pulgadas),
 t_2 = espesor mínimo del segundo anillo, excluyendo cualquier corrosión admisible (pulgadas),
 t_{2a} = espesor del segundo anillo, calculado como se describe a continuación para anillos superiores, excluyendo cualquier corrosión admisible (pulgadas). Para el cálculo de t_2 en condición de diseño e hidrostática, deben ser utilizados los valores aplicables de t_{2d} y t_1 .

El espesor teórico de un anillo superior en condición de diseño o hidrostática, es función de dos espesores en la unión circunferencial de su extremo inferior. La expansión elástica y la rotación en esta unión, deben producir valores comunes, puesto que los dos bordes de la placa se conectan para proporcionar continuidad de la junta. La figura 3.28 ilustra el movimiento elástico de dos anillos superiores y su unión circular común. Para un diseño donde el espesor de cada anillo está determinado por un esfuerzo común, la localización teórica del punto de diseño, es una distancia variable sobre el fondo del anillo.

La distancia es el más bajo valor obtenido de las siguientes tres expresiones:

$$X_1 = 0.61 (r t_u)^{0.5} + 3.84 C h_u$$

$$X_2 = 12 C h_u$$

$$X_3 = 1.22 (r t_u)^{0.5}$$

donde t_u = espesor del anillo superior en la junta, excluyendo la corrosión admisible (pulgadas),

t_L = espesor del anillo inferior en la junta, excluyendo la corrosión admisible (pulgadas),

$$C = \frac{K^{0.5}(K - 1)}{1 + K^{1.5}}$$

K = espesor del anillo inferior en la junta / espesor del anillo superior en la junta = t_L / t_u ,

$h_u = H$ = altura desde el fondo del anillo en consideración, hasta el ángulo tope o nivel de sobre-llenado (pies).

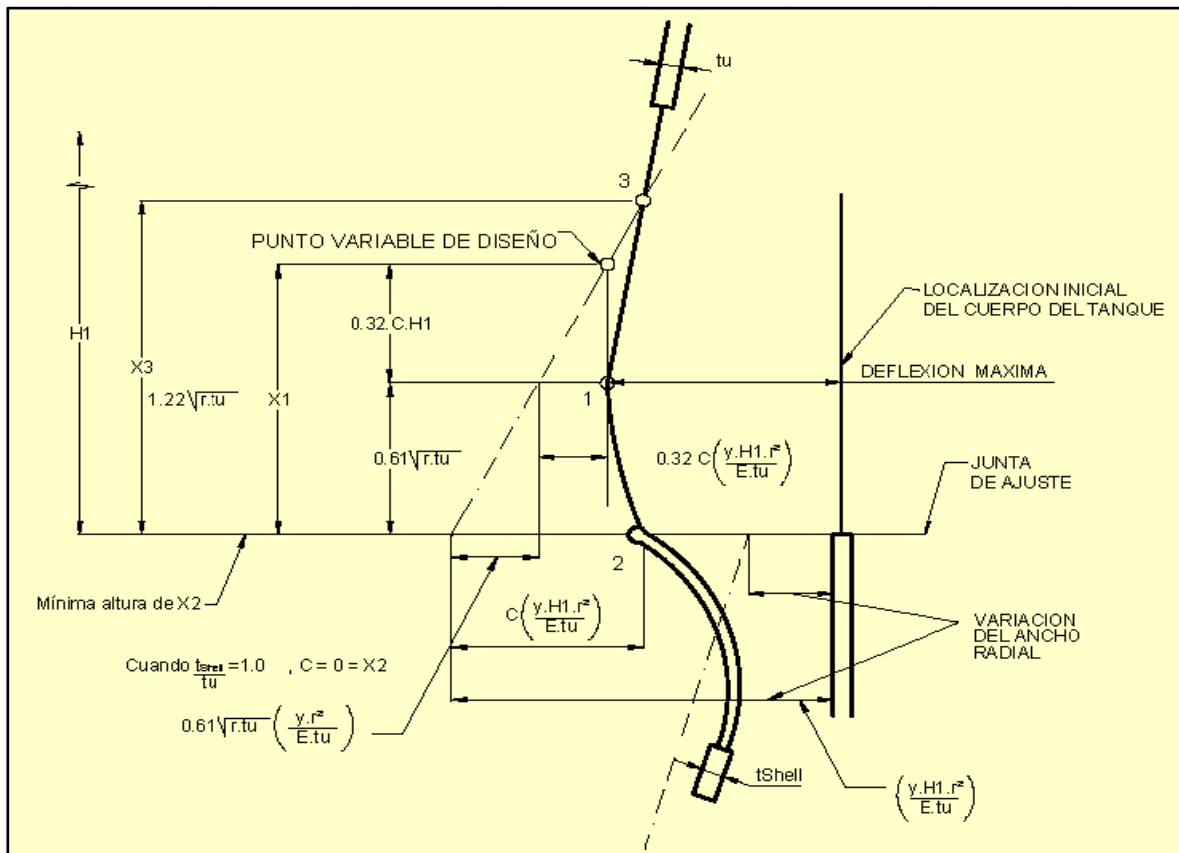


Figura 3.28 Movimiento elástico de anillos de cuerpo en su junta circunferencial.

Los cálculos precedentes para el punto de diseño, requieren de un espesor estimado para el anillo superior, el espesor del anillo inferior es previamente calculado.

El espesor será proporcional a la presión total existente en el fondo de cada anillo de cuerpo, es decir, a la presión total existente a por lo menos un pie hacia arriba del fondo del anillo, por tanto puede utilizarse el espesor obtenido con el usual método del un pie como primera aproximación.

Un posterior refinamiento en el diseño puede ser hecho con otro cálculo, utilizando espesores resultantes del diseño previo. Otra aproximación razonable para la localización del punto de diseño en anillos superiores, consiste en el uso de una distancia de $1/(r \cdot tL)$ sobre la unión, para obtener el espesor preliminar. Obviamente la anterior aproximación es válida, cuando el espesor en la unión es

determinada por un esfuerzo común. Por tanto, el espesor mínimo para los anillos superiores, calculados para las condiciones de diseño e hidrostática, utilizando el menor valor de x , es:

$$tdx = \frac{2.6D \left(H - \frac{x}{12} \right) G}{Sd} + CA$$

$$ttx = \frac{2.6D \left(H - \frac{x}{12} \right)}{St}$$

El procedimiento es iterativo, utilizando el valor calculado de tx como t_u , hasta que la diferencia entre los dos resultados sea aceptable.

3.3.5.3.3 Cálculo del espesor por análisis elástico

Para tanques en los cuales L/H es mayor que 2, la selección del espesor de los anillos de cuerpo se basa en un análisis elástico, donde los valores de esfuerzos circunferenciales deben ser inferiores a los admisibles. Las condiciones de borde para el análisis, deben asumir un momento plástico causado por la fluencia de la placa bajo el cuerpo y cero crecimiento radial.

3.3.5.4 Cálculo de espesores según API 620

Los cuerpos de la mayoría de tanques de almacenamiento de líquidos, son geometrías en revolución, alrededor de un eje vertical. Por tanto, cualquier plano de corte a través del cuerpo es siempre un círculo. Sin embargo, otras geometrías como esferas, recipientes elípticos, o esferoides pueden ser utilizados para almacenamiento de líquidos. Estas formas más complejas tienen dos radios de curvatura, uno en la dirección meridional y otro en la latitudinal. Para analizar esto, se utiliza una parte del análisis de esfuerzos llamada teoría de la membrana, que asume que todas las fuerzas actuantes están en el plano y que no hay transmisión de corte a través de las paredes del tanque. Si los dos radios son grandes comparados con el espesor de la pared, lo asumido es aplicable para estructuras grandes de placas de acero. De la ecuación básica de la estática:

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}$$

donde σ_1 = esfuerzo de tensión en la dirección meridional (esfuerzo meridional)

σ_2 = esfuerzo de tensión a lo largo del círculo paralelo (esfuerzo circunferencial)

t = espesor uniforme del cuerpo

r_1 = radio de curvatura meridional

r_2 = radio de curvatura de una sección tomada perpendicular al meridiano

p = presión

Los signos de los radios son positivos si apuntan hacia el centro del recipiente. En el caso de esferas, ambos radios son iguales y también sus esfuerzos, por tanto:

$$\sigma = \frac{p r}{2 t}$$

En el caso de tanques cilíndrico verticales, el radio meridional es infinito y el radio circunferencial corresponde al radio del tanque, por tanto:

$$\frac{\sigma_1}{\infty} + \frac{\sigma_2}{r} = \frac{p}{t}$$

ó

$$\sigma_2 = \frac{p r}{t}$$

Para secciones cónicas, $r_1 = \infty$, $r_2 = r / \cos(d)$, donde d = mitad del ángulo del cono, por tanto:

$$\sigma_2 = \frac{p r}{t \cos d}$$

Los esfuerzos admisibles básicos utilizados por el API 620 son algo más complejos, porque incluyen provisiones para varias combinaciones de esfuerzos biaxiales:

- Esfuerzo compresivo axial sin esfuerzo circunferencial
- Esfuerzo compresivo en dirección meridional y circunferencial de igual magnitud
- Esfuerzo compresivo en dirección meridional y circunferencial de desigual magnitud

- Esfuerzo compresivo en una dirección y esfuerzo de tensión a 90° en la otra dirección

Debido a que las relaciones radio-espesor son grandes, el efecto del pandeo local debe ser incluido. De hecho, el API 620 cubre los esfuerzos de la región elástica, la elasto-plástica, y la plástica; e incluye factores de reducción para los esfuerzos admisibles a tensión simple o compresión de las siguientes tres regiones:

Esfuerzo compresivo axial sin esfuerzo circunferencial.- El API 2U especifica que el pandeo elástico ocurre cuando $\sigma = 0.125 Et/r = 3.625 \times 10^6 t/r$. El API 620 usa un factor de seguridad de 2, y para un módulo elástico de $E = 29 \times 10^6$, resulta un esfuerzo admisible de pandeo de $\sigma = 1.8 \times 10^6 t/r$. Gráficamente puede mostrarse en el segmento OA de la figura 3.29. El segmento BC establece el valor limitante para el esfuerzo de componentes estructurales a compresión y su máximo valor es $15,000 \text{ lb/pulgada}^2$. El segmento AB representa la transición entre las regiones elástica y plástica.

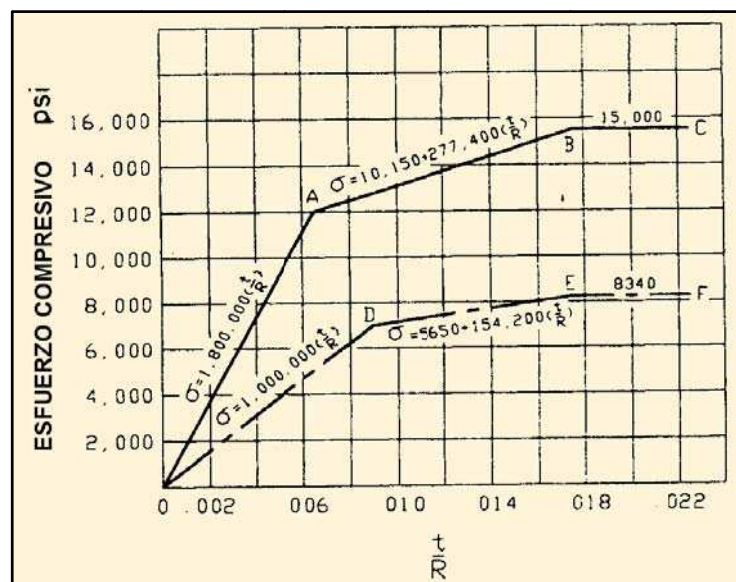


Figura 3.29 Esfuerzos admisibles biaxiales para tanques de doble curvatura [33]

Esfuerzo compresivo en dirección meridional y circunferencial de igual magnitud.-

Las pruebas de colapso establecen que el pandeo en esferas es aproximadamente la mitad del valor de cilindros para el mismo t/r y presión externa. El API 620 establece un esfuerzo de pandeo elástico de $1,000,000 t/r$

para $t/r < 0.0067$. Gráficamente se representa por el segmento OD. Dividiendo el limitante esfuerzo admisible plástico de 15,000 lb/pulgada² para 1.8, resulta un valor de 8,333, representado por el segmento EF. De forma similar, la transición elasto-plástica es representada por la línea DE.

Esfuerzo compresivo en dirección meridional y circunferencial de desigual magnitud.- Cuando las magnitudes del esfuerzo compresivo coincidente son desiguales, el estado de esfuerzos es visto como una superposición de esfuerzos experimentados como una esfera más el esfuerzo adicional (diferencia de esfuerzos) que puede actuar como un cilindro. La figura 3.30 muestra este concepto. Utilizando estos supuestos, resulta:

$$\frac{\text{Esfuerzos mínimos}}{\text{máximo esfuerzo permisible para esferas basado en } R \text{ asociado con el mayor esfuerzo}} + \frac{\text{Diferencia de esfuerzos}}{\text{máximo esfuerzo permisible para esferas basado en } R \text{ asociado con el menor esfuerzo}} \leq 1$$

Y

$$\frac{\text{Esfuerzos mínimos}}{\text{máximo esfuerzo permisible de la esfera}} \leq 1$$

Recordando la relación de esfuerzos admisibles para esferas, versus la relación de los cilindros, para el mismo t/r , se puede reescribir la ecuación como:

$$\frac{\text{Esfuerzos máximos} + 0.8 (\text{esfuerzos mínimos})}{\text{esfuerzo determinado de OABC}} \leq 1$$

utilizando R para la fuerza máxima. Y

$$\frac{1.8 (\text{esfuerzos mínimos})}{\text{esfuerzo determinado de OABC}} \leq 1$$

utilizando R para la fuerza mínima.

Esfuerzo compresivo en una dirección y esfuerzo de tensión a 90° en la otra dirección.- La base para establecer el esfuerzo admisible en este caso es la teoría de Von Mises-Hinckley o la teoría de la energía de la distorsión de falla para materiales dúctiles. El esfuerzo de falla en esta teoría para el estado biaxial de esfuerzos es:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_y}\right)\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_y}\right)^2 = 1$$

Donde σ_1 y σ_2 son esfuerzos principales y σ_y es el esfuerzo de falla de Von Mises.

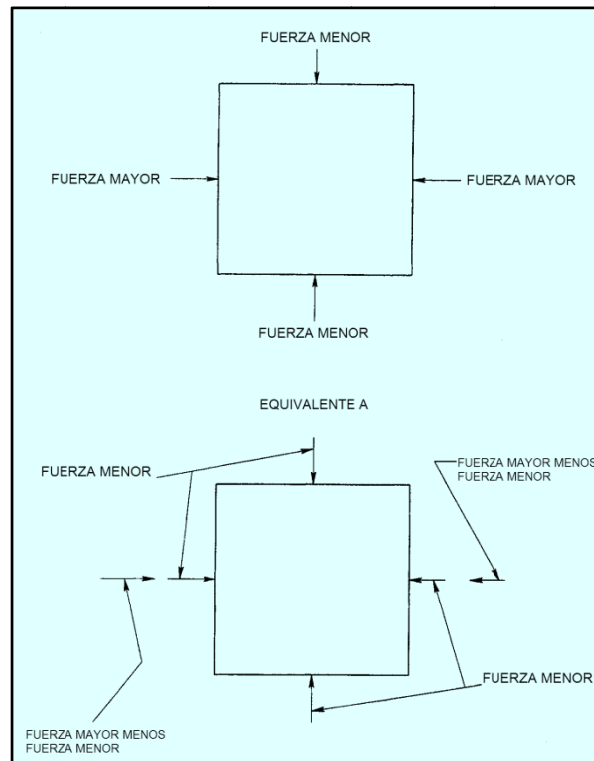


Figura 3.30 Esfuerzos compresivos biaxiales desiguales

Redefiniendo esfuerzos como:

σ_t = esfuerzo de tensión, actual o limitante

σ_c = esfuerzo de compresión, actual o limitante

σ_{ta} = esfuerzo admisible para tensión simple

σ_{tc} = máximo esfuerzo admisible para compresión longitudinal (lb/pulgada²), para un cilindro sujeto a compresión axial sin esfuerzo corriente en dirección circunferencial

Se puede escribir esto como:

$$\left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}}\right)\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{tc}}\right) + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{tc}}\right)^2 = 1$$

Este concepto es gráficamente ilustrado en la figura 3.31.

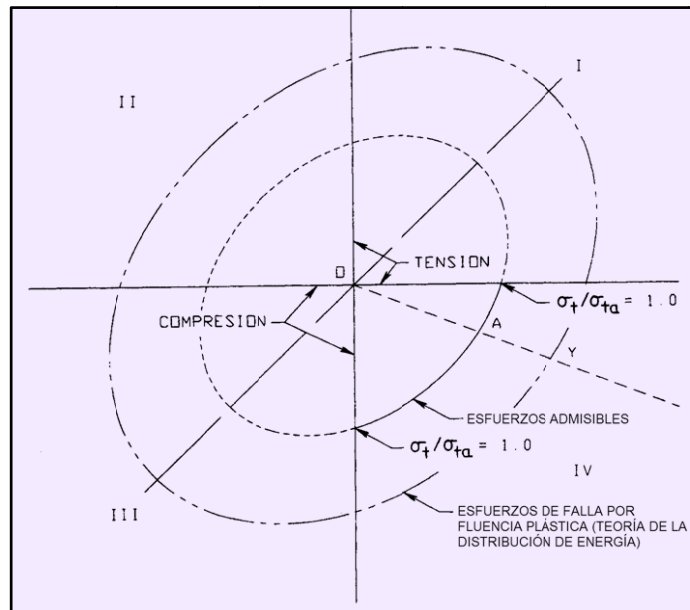


Figura 3.31 Relaciones entre esfuerzos admisibles y de diseño

Eligiendo:

$$N = \frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} = \frac{\text{(esfuerzo de tensión actual)}}{\text{(esfuerzo permisible de tensión)}}$$

$$M = \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} = \frac{\text{(esfuerzo de compresión actual)}}{\text{(esfuerzo permisible de compresión)}}$$

Conseguimos:

$$N^2 + MN + M^2 = 1$$

Que es ilustrado en la figura 3.32.

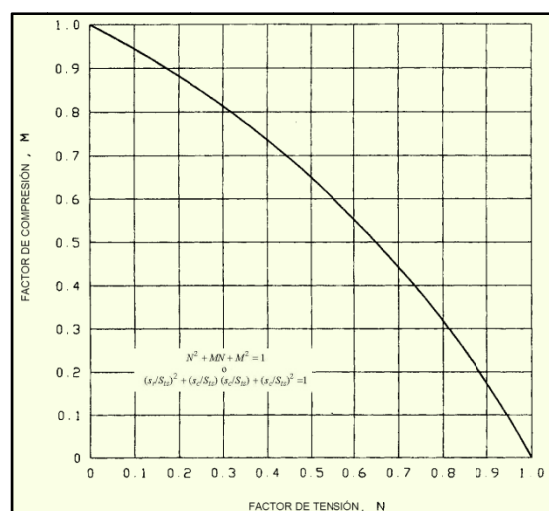


Figura 3.32 Reducción de esfuerzos biaxiales de diseño de signo opuesto [33]

3.3.6 DISEÑO DE TECHOS FIJOS

El diseño del techo inicia con el establecimiento del peso propio y las cargas vivas. Los códigos mundialmente utilizados en el establecimiento de metodologías de combinaciones de cargas son el UBC, el IBC y el ASCE. Usualmente las combinaciones severas de carga son:

- Peso propio
- Peso propio más carga viva o de nieve
- Peso propio más carga por viento o sismo
- Peso propio más carga viva o nieve, más carga por viento o sismo

Las cargas sísmicas para techos no son significativas en la mayoría de las combinaciones severas de carga, además se asume que el viento y sismo no actúan simultáneamente en dichas combinaciones. Las cargas concentradas impuestas por equipos localizados en el techo son consideradas individualmente.

Las cargas vivas más importantes a considerar son las debidas al vacío dentro del tanque y las de nieve. El API 650 incluye provisiones para cargas vivas más peso propio de 45 psf (lb/pulg²). Esto establece una carga viva de 25 psf, y un restante para el peso propio del techo y su estructura. Puesto que el espesor permitido para las placas de techo varía entre 0.1875 (7.5 psf) y 0.5 pulg (20 psf), presumiblemente los 25 psf corresponden a cargas resultantes de la presión externa o nieve.

La carga mínima de 25 psf ha sido adecuada para cubrir la mayoría de combinaciones severas de cargas de vacío, nieve y viento, o actividades de reparación y mantenimiento sobre el techo. Sin embargo, condiciones inusuales de cargas vivas de techo, pueden incrementar dicho valor, como en el caso del efecto que produce el vacío dentro del tanque por condiciones operativas. Esto puede estar seguramente asumido, cuando se diseña el techo según el API 620, con un límite de 9 psf o 1 osi (onza/pulg²).

Los tanques diseñados según el API 650, consideran niveles de vacío de hasta 1" WC (pulgada de columna de agua) sin el requerimiento de diseños específicos a vacío. Cuando el nivel de vacío excede este límite, se lo puede considerar incluyendo un valor extra en la carga viva o realizando cálculos específicos que aseguren la integridad del techo.

Las placas de techo deben tener un espesor mínimo nominal de 0.1875", pero pueden usarse espesores mayores en techos auto-soportados. Cualquier valor de corrosión admisible debe añadirse al espesor mínimo calculado para techos auto-soportados o al mínimo nominal para techos soportados mediante estructuras. Los miembros estructurales deben tener un espesor mínimo nominal de 0.17" en cualquier componente.

Las placas de techo deben unirse al ángulo de tope del tanque mediante filetes continuos de soldadura aplicados únicamente en su parte externa, pueden ser rigidizadas con secciones soldadas, pero no pueden soldarse a las vigas o correas de la estructura de soporte, y deben soldarse en su lado superior con filetes continuos en todas las uniones. Se permiten uniones soldadas a tope.

3.3.6.1 Techos domo y paraguas auto-soportados

Los techos domo son superficies esféricas que se encuentran soportadas únicamente en su periferia por el cuerpo del tanque, implicando que las placas de techo se soportan por su propia rigidez. Debido a su configuración geométrica, soporta mayores presiones de operación respecto a un techo cónico auto-soportado de dimensiones similares.

Los techos tipo paraguas están formados para que cualquier sección horizontal del techo sea un polígono regular, con un número de lados igual al número de placas. Techos tipo paraguas son un compuesto entre techos cónicos y techos domo, tienen una resistencia aproximadamente igual al domo, y son más fáciles de instalar porque sus placas son curvadas en una dirección.

3.3.6.1.1 Cálculo del espesor de placas de techo

El cálculo del espesor de placas para estos techos auto-soportados, se basa en la estabilidad elástica de las esferas bajo presión externa. La figura 3.33 muestra el diagrama de cuerpo libre de un techo esférico o domo. Los esfuerzos en el cuerpo esférico son:

$$\sigma = \frac{P}{a} = \frac{p d}{4 t} = \frac{p r}{2 t}$$

donde p = presión interna de diseño (lb/pulgada²),
 t = espesor del techo (pulgadas),
 r = radio interno del domo (pulgadas),
 σ = esfuerzo longitudinal inducido (lb/pulgada²).

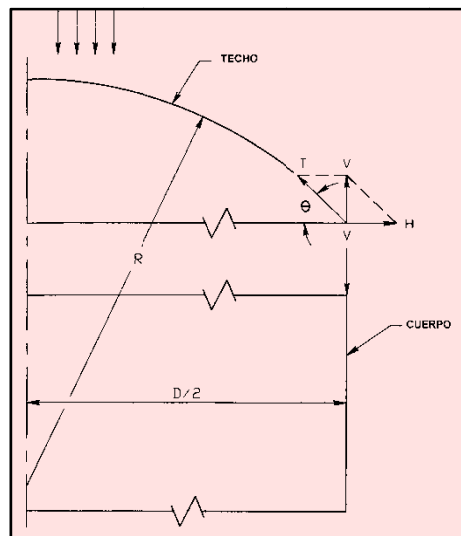


Figura 3.33 Diagrama de cuerpo libre de techo domo

Trabajos experimentales han demostrado que el esfuerzo crítico de pandeo para esferas sometidas a presión externa es:

$$\sigma_{Cr} = \frac{0.125 E t}{r}$$

donde σ_{Cr} = esfuerzo crítico de pandeo (lb/pulgada²),
 t = espesor del techo (pulgadas),
 r = radio interno del domo (pulgadas),
 E = módulo de elasticidad del material (lb/pulgada²).

Esta ecuación es la base de cálculo acogida por el ASME VIII División 1, para recipientes sometidos a presión externa. Asume que no hay tolerancia para reducción por conformado u otras variables desconocidas. Por sustitución entre las dos relaciones anteriores, se obtiene la carga crítica de pandeo:

$$PCr = 0.25 E \left(\frac{t}{r} \right)^2$$

Usando un factor de seguridad de $4t/r$, y asumiendo una presión crítica de pandeo de 45 psf, se obtiene la ecuación del espesor mínimo requerido para un techo domo o paraguas:

$$t = \frac{r}{200} \sqrt{\frac{T}{45}} + CA \geq \frac{3}{16} \text{ pulg}$$

donde t = espesor mínimo requerido para techo domo o paraguas, $\leq 0.5''$ excluyendo la corrosión admisible (pulgadas),
 r = radio interno del domo (pies),
 T = la mayor de las combinaciones de carga (e)(1) y (e)(2) (psf).

3.3.6.1.2 Rango geométrico del techo domo o paraguas

Debido a que la resistencia de una pared esférica de espesor y presión determinados, es dos veces más resistente que una pared cilíndrica, el API decidió hacer el radio del domo el doble del radio del cuerpo, permitiendo un espesor constante entre el anillo superior del cuerpo y el domo. El API establece una variación admisible del 20% en esta dirección, resultando:

$$\text{Radio del domo o paraguas} = r \pm 0.2 D = 0.8 D \sim 1.2 D$$

3.3.6.1.3 Cálculo del área requerida de la zona a compresión

Aunque el espesor del domo está definido por la presión externa y la estabilidad elástica de una esfera, la presión interna está limitada por las fuerzas compresivas que se desarrollan en la periferia del domo. Las fuerzas desbalanceadas son absorbidas por la zona de compresión de la periferia del domo. Balanceando la fuerza radial en su componente horizontal (H):

$$H = T \cos\left(\theta \frac{P r}{2}\right) \cos(\theta)$$

El área requerida para resistir H es:

$$A = \frac{H \left(\frac{D}{2}\right)}{\sigma} = \left(\frac{P r \cos(\theta)}{2}\right) \left(\frac{D}{2 \sigma}\right) = \frac{D r}{\frac{4 \sigma}{P \cos(\theta)}}$$

El API usa un esfuerzo admisible a compresión de 15 ksi (kilo libras/pulgada²). Sustituyendo el valor de 45 psf, el máximo valor de $\cos(\theta)$ para $r = 0.8D$ es 0.909. Expresando r y D en pies, y A en pulgadas², el área requerida mínima basada en el espesor nominal del material sin considerar alguna corrosión admisible es:

$$A \approx \frac{D r}{1500} \left(\frac{T}{45}\right)$$

donde D = diámetro nominal del cuerpo del tanque (pies),
 r = radio interno del domo (pies),
 T = la mayor de las combinaciones de carga (e)(1) y (e)(2) (psf),
 A = área participante en la unión techo-cuerpo determinada por las Figs. 3.49 & 50 (pulgadas²).

3.3.6.2 Techo toro-esférico auto-soportado

Los techos toro-esféricos son superficies formadas por una región esférica central y un toroide externo, se encuentran soportados en su periferia por el cuerpo del tanque, y no requieren de un anillo de compresión debido a la inexistencia de la componente de carga horizontal (Fig. 3.34). Son techos soportados por su propia rigidez, y gracias a su configuración geométrica pueden soportar mayores presiones de operación que un techo cónico auto-soportado de dimensiones similares.

3.3.6.2.1 Cálculo del espesor de placas de techo

La verificación de la capacidad de carga del techo como un conjunto, consiste en la verificación de la capacidad de sus dos regiones individuales (esférica y toroide). El procedimiento de cálculo para determinar el espesor de placa de la región esférica, es idéntico al establecido para el caso del techo domo auto-

soportado. Para la determinación del espesor de placa del toroide o zona rebordeada, se utilizan procedimientos establecidos en el ASME VIII-1 (Tabla 3.23).

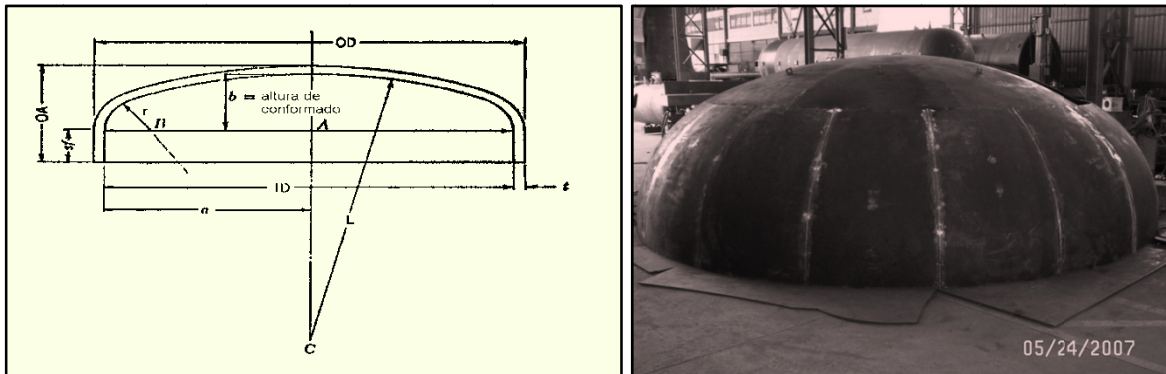


Figura 3.34 Esquema geométrico de un techo toro-esférico

Tabla 3.23 Fórmulas utilizadas para determinar el espesor de la placa

Condición	Ecuación aplicable
Espesor mínimo requerido para la zona rebordeada, excluyendo la corrosión admisible (pulgadas)	$t = \frac{PLM}{2SE - 0.2P}$
Factor que depende de la proporción L/r	$M = 0.25 \left(3 + \sqrt{\frac{L}{r}} \right)$
donde	P = presión interna de diseño (lb/pulgada ²), L = radio interno de la región esférica (pulgadas), S = esfuerzo admisible del material (lb/pulgada ²), E = eficiencia de las uniones soldadas (≤ 1), r = radio interno de la región rebordeada (pulgadas).

3.3.6.2.2 Rango geométrico del techo toro-esférico

El radio de la región esférica (L) no puede exceder al diámetro externo del tanque (OD). El radio de la región rebordeada (r) no puede ser menor al 6% del diámetro externo del tanque (OD), ni menor que 3 veces el espesor (t).

3.3.6.3 Techo cónico auto-soportado

Tanques cilíndrico-verticales pequeños desde 400 barriles y medianos de hasta 3,000 barriles de capacidad, son extensamente utilizados en la industria del

petróleo. El diámetro de tanques que utilizan techos cónicos auto-soportados generalmente no excede los 60 pies, aunque usualmente tienen diámetros menores a 40 pies. Para mayores diámetros se prefieren techos soportados por vigas y columnas. El techo auto-soportado puede unirse al cuerpo del tanque por uno de los siguientes métodos: mediante el uso de una unión bridada, mediante el uso de una unión soldada a tope o traslapada, con doble o simple filete.

3.3.6.3.1 Rango geométrico del techo cónico auto-soportado

Generalmente el espesor de los techos auto-soportados, tiene el mismo valor que el espesor del último anillo del cuerpo, y su inclinación varía entre 9.46 (relación 2:12) y 36.87 grados (relación 9:12). Si se establece un espesor de 0.1875" para las placas del techo de tanques mayores a 15.5 pies de diámetro, este debe ser rigidizado con soportes estructurales.

3.3.6.3.2 Cálculo del espesor de placas de techo

Al igual que en los techos domo, el espesor de techos cónicos auto-soportados está basado en la estabilidad elástica de conos bajo presión externa. El clásico esfuerzo de pandeo para placas curvadas es:

$$\sigma_{Cr} = \frac{0.6 E t}{r}$$

donde E = módulo de elasticidad del material (lb/pulgada²),

t = espesor (pulgadas),

r = radio de curvatura (pulgadas),

σ_{Cr} = esfuerzo crítico teórico donde inicia la falla por pandeo (lb/pulgada²).

Investigaciones experimentales realizadas por Wilson y Newmark, han demostrado que el esfuerzo de compresión seguro que puede ser impuesto en un cuerpo cilíndrico sin que se produzca falla por pandeo, es alrededor de un doceavo del valor teórico. Utilizando $E=29 \times 10^6$ lb/pulgada², se obtiene:

$$f_{\text{permisible}} = 1.5 \times 10^6 \left(\frac{t}{r} \right) \leq \frac{\sigma_y}{3}$$

donde σ_y = esfuerzo o punto de fluencia (lb/pulgada²),

$f_{\text{admisible}}$ = esfuerzo admisible a compresión (lb/pulgada²).

Para adaptar este criterio a techos cónicos (Fig. 3.35), y sustituyendo el valor de:

$$r = \frac{6D}{\sin(\theta)}$$

donde r está en pulgadas y D en pies:

$$f_{\text{permisible}} = \frac{1.5 \times 10^6 (t \sin(\theta))}{6D} = 250,000 \frac{t \sin(\theta)}{D}$$

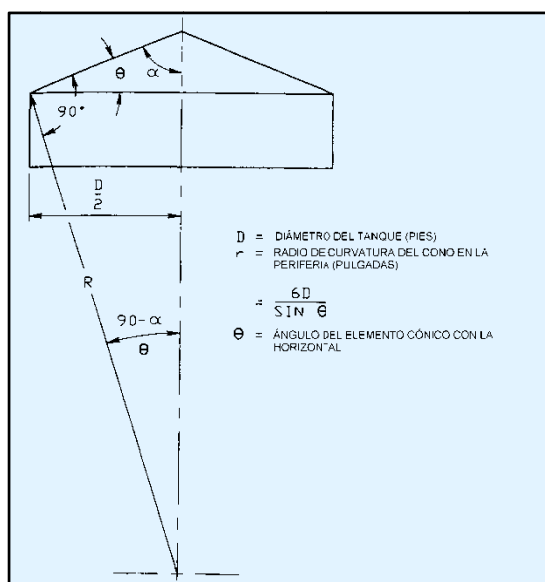


Figura 3.35 Diagrama de cuerpo libre de techo cónico

Es importante reconocer que este esfuerzo admisible a compresión, no es el convencional esfuerzo admisible del material, puesto que es el esfuerzo seguro que puede ser aplicado sin producir daño por falla a pandeo. Por consiguiente, el esfuerzo de compresión inducido por la aplicación de cargas vivas y peso propio del techo, no debe exceder este esfuerzo admisible.

La figura 3.36 muestra un elemento en un cono, definido por su longitud dl y su ángulo $d\Phi$. Para ángulos muy pequeños, el lado opuesto al ángulo es numéricamente igual al ángulo en radianes multiplicado por la longitud de un extremo grande. Por tanto, el área del elemento es:

$$A = dl (r d\Phi).$$

La fuerza sobre el elemento normal a la superficie (F_p) es igual a la presión interna multiplicada por el área:

$$F_p = P A = P dl (r d\Phi).$$

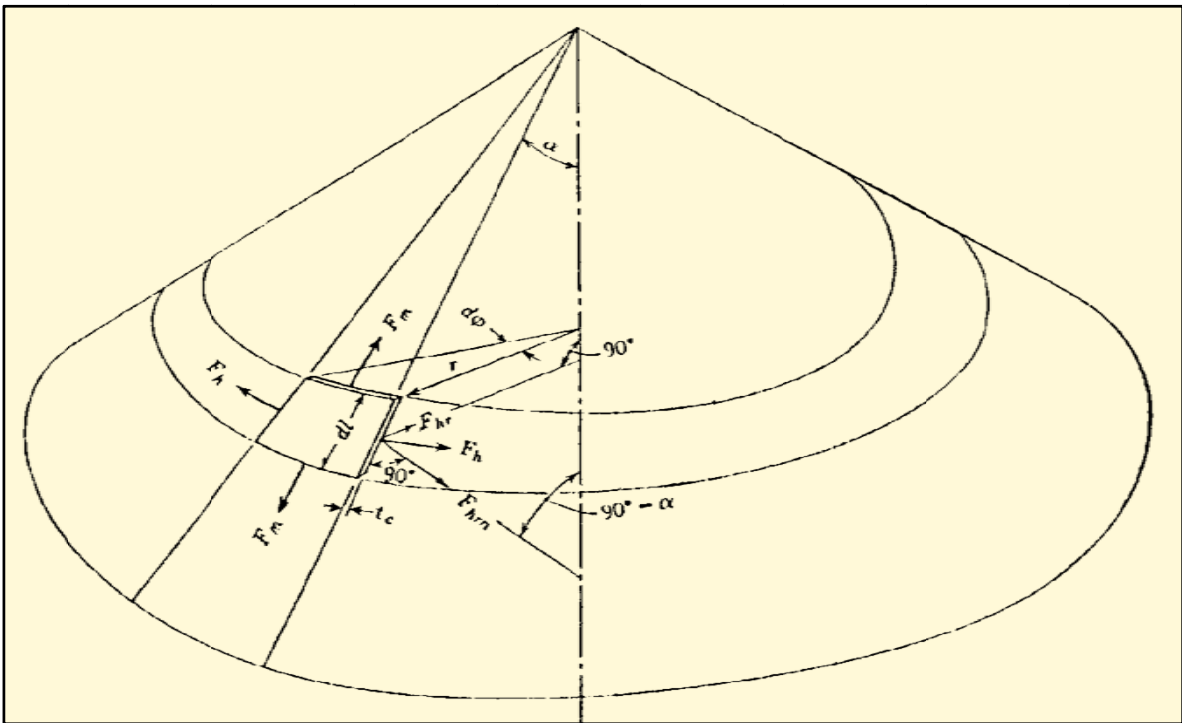


Fig. 3.36 Esfuerzos circunferenciales en un cono

Esta fuerza es resistida por la componente normal de los esfuerzos inducidos en el elemento. Las fuerzas meridionales (F_m) están distanciadas 180 grados entre sí, en el otro lado del elemento y no tienen componente normal. Sin embargo, las fuerzas circunferenciales (F_h) no están distanciadas 180 grados entre sí, y tienen un componente normal (F_{hrn}) que puede determinarse desde la componente radial (F_{hr}) como sigue:

$$F_h = f_h t dl$$

Para pequeños ángulos, se obtiene:

$$F_{hr} = 2 F_h \frac{d\Phi}{2} = f_h t dl d\Phi$$

$$F_{hrn} = F_{hr} \cos(\alpha) = f_h t dl d\Phi \cos(\alpha)$$

Por una suma de fuerzas en la dirección normal:

$$F_{hrn} - F_p = 0$$

$$f_h t dl d\Phi \cos(\alpha) - P dl r d\Phi = 0$$

Por tanto:

$$fh = \frac{Pr}{t \cos(\alpha)} = \frac{PD}{2t \cos(\alpha)} = \frac{PD}{2t \sin(\theta)}$$

En la unión del cono con el cuerpo cilíndrico, se ejerce una fuerza compresiva del cono hacia el cilindro. El cuerpo bajo la influencia de la presión interna, intenta expandirse radialmente hacia fuera, contrarrestando esta fuerza hacia dentro, resultando en un momento flector y un cortante en la unión. El esfuerzo circunferencial en conos de ángulo pequeño, sujetos a presión interna¹², está definido por la siguiente relación:

$$fs = fh = \frac{PD}{2t \sin(\theta)}$$

donde P = presión interna o externa (lb/pulgada²),
 D = diámetro (pulgadas),
 t = espesor de la placa del cono (pulgadas),
 θ = ángulo entre el elemento cónico y la horizontal (grados),
 fs = esfuerzo circunferencial en conos a presión interna (lb/pulgada²).

Por sustitución:

$$\sin(\theta) = \frac{D}{1,000 t} \sqrt{\frac{P}{6}}$$

Eligiendo una carga viva de 25 psf y un peso propio de 7.65 lb/pie² (equivalente a una placa típica de techo de 0.1875 pulgada), se obtiene:

$$t = \frac{D}{430 \sin(\theta)} \sqrt{\frac{T}{45}}$$

El API 650 utiliza:

$$t = \frac{D}{400 \sin(\theta)} \sqrt{\frac{T}{45}} \geq \frac{3}{16} \text{ pulg}$$

¹² Este esfuerzo controla el diseño únicamente en caso de espesores gruesos, utilizados en recipientes de diámetro limitado. En caso de techos cónicos de grandes diámetros, el factor controlante es la inestabilidad elástica.

donde t = espesor mínimo requerido para techo cónico auto-soportado, ≤ 0.5 " excluyendo la corrosión admisible (pulgadas),
 θ = ángulo del elemento cónico respecto a la horizontal (grados),
 D = diámetro nominal del cuerpo del tanque (pies),
 T = la mayor de las combinaciones de carga (e)(1) y (e)(2) (psf).

3.3.6.3.3 Cálculo del área requerida de la zona a compresión

Existen varias condiciones de carga debido a la acción de presiones internas o externas actuantes en los techos cónicos fijos de tanques. Cuando la carga es externa, dos factores limitan la presión: el primero corresponde a la estabilidad elástica de techo, y el segundo es la llamada región participante de compresión (que en el caso de cargas externas, esta a tensión). Esta región es un área efectiva o equivalente que actúa como un anillo estructural en la unión techo-cuerpo. Este anillo trabaja a tensión para cargas externas y a compresión para cargas internas.

Cuando la presión interna es menor que el peso de las placas de techo, este no se levanta y no hay compresión generada en dicha región. Cuando la presión interna excede el peso de las placas de techo, pero es menor que el peso de las placas de techo más el cuerpo, las fuerzas de compresión actúan en el área participante de compresión, pero no existe una tendencia de levantamiento del tanque.

Un caso especial de diseño ocurre cuando la presión interna es igual al peso del techo más el cuerpo. Si el área participante a compresión es suficientemente menor que la requerida, dicha unión es llamada junta frágil. El levantamiento del tanque ocurre cuando la presión interna excede el peso del techo más el cuerpo.

El concepto de una frágil es utilizado para permitir la ruptura de la unión techo-cuerpo, debido al pandeo de la región a compresión, evitando así el levantamiento del tanque vacío. El API 650 establece que en este caso el tanque sea anclado y

esté limitado a espesores de pared menores a 0.5 pulgadas y que la unión techo-cuerpo sea diseñado según el API 620.

La figura 3.37 muestra un diagrama de cuerpo libre del área a compresión, de donde se derivan las ecuaciones básicas para el diseño de la unión techo-cuerpo. La fuerza en dicha región debe ser balanceada contra el empuje radial desarrollado por la presión actuante en el techo, resultando en:

$$A = \frac{H D}{2 \sigma}$$

donde A = área participante a compresión,
 H = empuje radial,
 D = diámetro del tanque,
 σ = esfuerzo en la región a compresión.

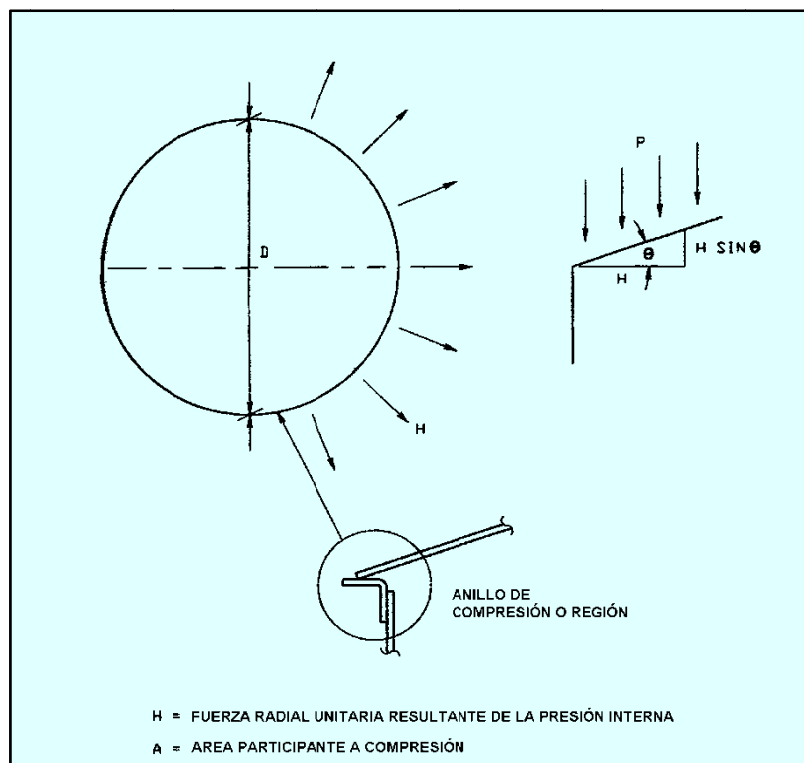


Fig. 3.37 Diagrama de cuerpo libre del área a compresión

Las fuerzas de balance requieren que se cumpla:

$$H D (H \sin(\theta)) = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) P$$

$$H = \frac{P D}{4 \sin(\theta)}$$

Combinando las ecuaciones, resulta:

$$A = \frac{H D}{2 \sigma} = \frac{P D^2}{8 \sigma \sin(\theta)}$$

Utilizando un esfuerzo admisible de 4000 lb/pulgada², y para una presión de 45 psf (0.315 lb/pulgada²), se obtiene la expresión requerida para el cálculo del área a compresión según el API 650:

$$A = \frac{0.315 D^2 \left(144 \frac{\text{pulg}^2}{\text{pie}^2}\right) \left(\frac{T}{45}\right)}{8.15 \sin(\theta)} = \frac{D^2}{2,645 \sin(\theta)} \left(\frac{T}{45}\right) \approx \frac{D^2}{3,000 \sin(\theta)} \left(\frac{T}{45}\right)$$

donde D = diámetro nominal del cuerpo del tanque (pies),
 θ = ángulo del elemento cónico respecto a la horizontal (grados),
 T = la mayor de las combinaciones de carga (e)(1) y (e)(2) (psf),
 A = área participante en la unión techo-cuerpo determinada por las Figs. 3.49&50 (pulgadas²).

3.3.6.4 Techo toro-cónico auto-soportado

Los techos toro-cónicos son superficies formadas por una región cónica central y un toroide externo, se encuentran soportados en su periferia por el cuerpo del tanque, y no requieren de un anillo de compresión debido a la inexistencia de la componente de carga horizontal (Fig. 3.38). Son techos soportados por su propia rigidez, y gracias a su configuración geométrica pueden soportar mayores presiones de operación que un techo cónico auto-soportado de dimensiones similares.

3.3.6.4.1 Cálculo del espesor de placas de techo

La verificación de la capacidad de carga del techo como un conjunto, consiste en la verificación de la capacidad de sus dos regiones individuales (cónica y toroide). El procedimiento de cálculo para determinar el espesor de placa de la región

cónica, es idéntico al establecido para el caso del techo cónico auto-soportado. Para la determinación del espesor de placa del toroide o zona rebordeada, se utilizan procedimientos establecidos en el ASME VIII-1 (Tabla 3.24).

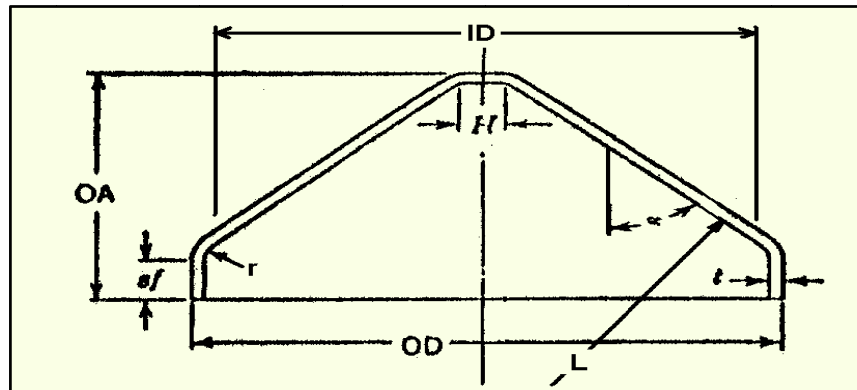


Fig. 3.38 Esquema geométrico de un techo toro-cónico

3.3.6.2.2 Rango geométrico del techo toro-cónico

La inclinación de la región cónica no puede exceder 9:12 (36.87 grados), ni ser menor que 2:12 (9.46 grados). El radio de la región rebordeada (r) no puede ser menor al 6% del diámetro externo del tanque (OD), ni menor que 3 veces el espesor (t).

Tabla 3.24 Fórmulas utilizadas para determinar el espesor de la placa

Condición	Ecuación aplicable
Espesor mínimo requerido para la zona rebordeada, excluyendo la corrosión admisible (pulgadas)	$t = \frac{PLM}{2SE - 0.2P}$
Factor que depende de la proporción L/r	$M = 0.25 \left(3 + \sqrt{\frac{L}{r}} \right)$
Radio interno de la región cónica (pulgadas)	$L = \frac{ID}{2\cos(\alpha)}$
	$ID = OD - 2t - 2r(1 - \cos(\alpha))$
donde	<p>P = presión interna de diseño (lb/pulgada²), S = esfuerzo admisible del material (lb/pulgada²), E = eficiencia de las uniones soldadas (≤ 1), r = radio interno de la región rebordeada (pulgadas), α = un medio del ángulo de apertura del cono respecto a la línea central (grados).</p>

3.3.6.5 Techo cónico soportado

Tanques atmosféricos con volúmenes de almacenamiento mayores que 3,000 barriles (476.9 m^3), utilizan techos cónicos soportados por vigas y columnas. La figura 3.39 muestra un arreglo estructural típico, utilizado en tanques con diámetros mayores a 120'.



Figura 3.39 Vista interior de un tanque con techo cónico soportado por una estructura

3.3.6.5.1 Parámetros geométricos

- Inclinación mínima de las placas del techo y su estructura de 3.57 grados (relación 3/4:12).
- Las placas del techo pueden ser rigidizadas para disminuir el número de correas requeridas. Las placas no deben unirse a la estructura.
- Las placas de techo con diseño traslapado, deben tener un traslape mínimo de 1", y serán soldadas con filetes continuos en todas sus uniones, por lo menos en el lado superior del techo.
- El espesor mínimo de las placas de techo es 3/16".
- Las correas deben permanecer lo suficientemente cercanas para evitar un sobre-esforzamiento de la fibra externa de las placas del techo como resultado de la flexión.

- Se asume que las placas del techo actúan como vigas continuas planas con carga uniforme, y las vigas y correas como uniformemente cargadas con extremos libres.
- El diseño del techo involucra consideraciones de flexión y corte en las placas, correas y vigas. El efecto compresivo en las correas de techos auto-soportados y en las columnas de techos soportados debe ser considerado.
- Los miembros principales de soporte, incluyendo correas, pueden ser formados en caliente o fabricados con secciones soldadas o mediante celosías.
- Aunque las placas de techo permanecen en contacto con su estructura soporte, la cara a compresión de un elemento a flexión o la cuerda superior de una celosía, será considerada que no recibe soporte lateral de las placas de techo y debe ser arriostrado lateralmente si es necesario, con otros métodos aceptables.
- Cuando se consideran cargas adicionales (vivas o peso propio) sobre el techo, las correas en contacto directo con sus placas que están bajo la acción de estas cargas, pueden ser consideradas que reciben adecuado soporte lateral por fricción, entre las placas de techo y la cara a compresión de las correas, con las siguientes excepciones: celosías o correas de alma abierta, correas con altura nominal mayor a 15", correas con inclinaciones mayores que 3.57 grados.
- Las correas deben estar espaciadas en su anillo externo, en una distancia menor o igual que $2\pi'$ (pies) medida entre sus centros, a lo largo de la circunferencia del tanque. Para anillos internos, no deben estar espaciados a una distancia mayor que 5.5'.
- En áreas sujetas a sismos, deben instalarse varillas de 3/4" de diámetro (o su equivalente) entre las correas de los anillos externos, arriostrándolas. Estas varillas pueden omitirse si se utilizan perfiles con secciones I o H para las correas.
- Las columnas pueden ser construidas con perfiles o tubería. Si se utilizan tuberías, estas deben ser selladas o tener provisiones para drenaje y ventilación.

- Las placas o cartelas de soportes de vigas externas, deben ser soldadas al cuerpo del tanque. Placas bases de columnas deben ser soldadas al fondo para prevenir movimientos laterales de las bases de las columnas. Los demás elementos estructurales pueden ser empernados, ribeteados o soldados.
- Los esfuerzos admisibles de estos elementos se describen en la siguiente sección.

3.3.6.5.2 Metodología de diseño

La metodología de diseño de la estructura soporte del techo cónico, se asemeja al diseño de estructuras compuestas por correas, vigas y columnas. El procedimiento general de diseño es el siguiente (Fig.3.40):

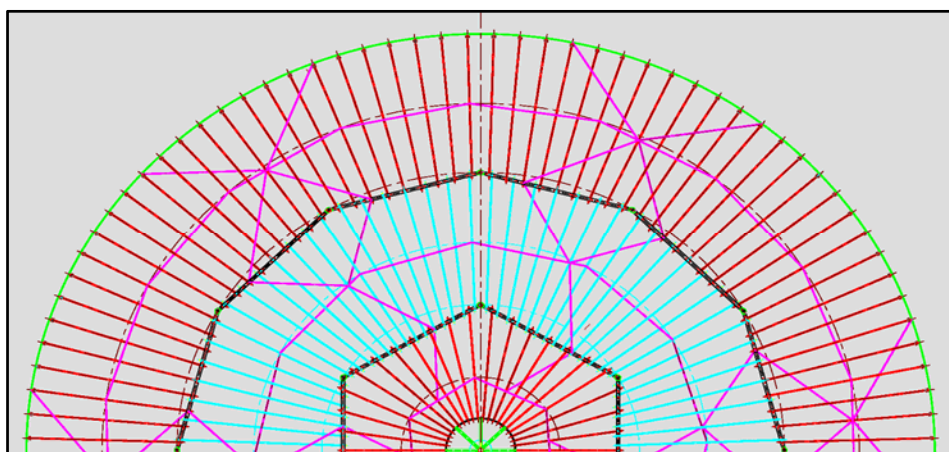


Fig. 3.40 Vista superior de la estructura de un tanque con techo cónico soportado

- Establecimiento del número de polígonos formados por vigas principales (girders), su número de lados y diámetro circunscrito respectivo.
- Definición del número de correas para cada anillo, siendo un anillo el espacio entre polígonos, entre polígono y cuerpo o entre columna central y polígono. Este número implica una separación entre correas, las cuales deberán estar lo suficientemente cercanas para evitar el pandeo de la placa de techo.
- Para el diseño de las correas o vigas secundarias (rafters), establecimiento de parámetros geométricos requeridos (espaciamientos y longitudes) y cargas trapezoidales aplicadas (una carga distribuida uniformemente debida al peso

propio de las correas, y una carga trapezoidal debida a las cargas vivas sobre el techo), asumiendo inicialmente un perfil de sección determinada.

- Para el diseño de vigas (girders), establecimiento de parámetros geométricos y cargas aplicadas (una debida al anillo de correas exterior adyacente al polígono y otra al anillo interior, además de la carga distribuida por peso propio), asumiendo inicialmente un perfil de sección determinada.
- Las columnas, cuyo número en cada polígono equivale al número de vértices de este, se diseñan partiendo de una relación de esbeltez menor a 180, seleccionando un perfil en función al radio de giro requerido, y finalmente verificando esfuerzos admisibles.
- Estimación del peso total de la estructura y rediseño con nuevos valores de pesos propios y secciones seleccionadas, mediante un proceso iterativo.
- Diseño de elementos secundarios, uniones emperradas y soldadas, placas de soporte, arriostramientos, etc.

3.3.6.5.3 Esfuerzos admisibles y espesores mínimos

Todas las partes de la estructura deben ser seleccionadas cumpliendo las máximas sollicitaciones de esfuerzos estáticos y dinámicos, según lo especificado en el AISC ASD u otro código equivalente. El diseño plástico específicamente no es permitido por el API. El espesor mínimo de cualquier elemento estructural, incluyendo cualquier corrosión admisible sobre el lado o los lados expuestos, no debe ser inferior a 0.25" para columnas, vigas o rigidizadores que resistan fuerzas axiales compresivas, ó 0.17" para cualquier otro elemento.

3.3.6.5.4 Condiciones de carga de elementos a flexión

Vigas uniformemente cargadas con extremos libres.- En la figura 3.41 y la tabla 3.25 se establecen las fórmulas requeridas para una viga uniformemente cargada.

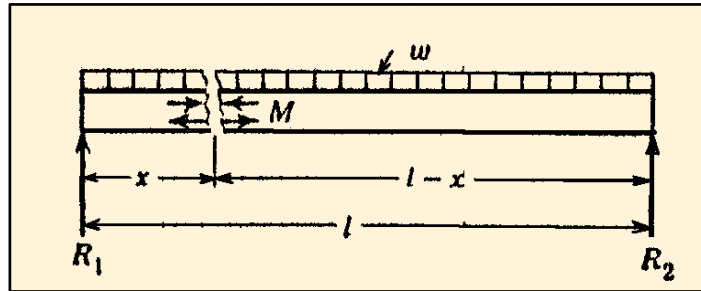


Figura 3.41 Reacciones sobre una viga uniformemente cargadas con apoyos simples

Tabla 3.25 Fórmulas utilizadas para análisis de vigas uniformemente cargadas con extremos libres

Condición	Ecuación aplicable
Reacción en los soportes (lb)	$R_1 = R_2 = \frac{wl}{2}$
Momento flector (lb-pulgada)	$M = \frac{wlx}{2} - \frac{wx^2}{2}$
Ubicación del máximo momento flector (pulgada)	$x = \frac{l}{2}$
Momento flector máximo (lb-pulgada)	$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$
Máxima deflexión (al centro de la viga) (pulgada)	$y = \frac{5wl^4}{384EI}$
Donde	E = Módulo elástico del material (psi) I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje centroidal (pulgadas ⁴) w = carga uniformemente distribuida (lb/pulgada)

Viga continua uniformemente cargada.- Una viga continua uniformemente cargada que tiene un gran número de soportes igualmente espaciados, reacciona de igual forma que una viga simple uniformemente cargada con extremos libres. En la figura 3.42, se muestra una sección de la viga continua con un gran número de soportes espaciados a distancias l y la tabla 3.26 establece las fórmulas requeridas.

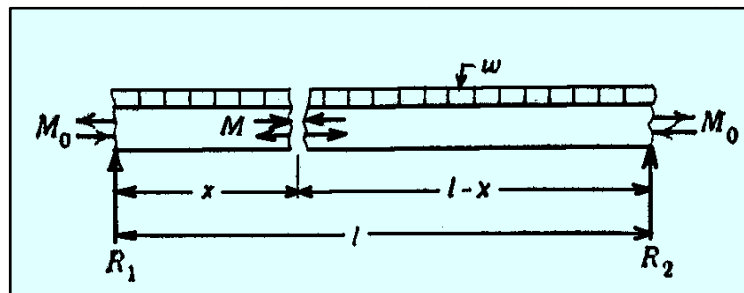


Figura 3.42 Reacciones sobre una viga continua uniformemente cargada

Tabla 3.26 Fórmulas utilizadas para análisis de vigas continuas uniformemente cargadas

Condición	Ecuación aplicable
Reacción en los soportes (lb)	$R_1 = R_2 = \frac{wl}{2}$
Momento flector (lb-pulgada)	$M = M_o + \frac{wlx}{2} - \frac{wx^2}{2}$
Momento flector al centro del espacio (lb-pulgada)	$(M)_{\frac{l}{2}} = \frac{wl^2}{24}$
Momento flector máximo (ocurre sobre los soportes) (lb-pulgada)	$M_o = -\frac{wl^2}{12}$
Máxima deflexión (cuando $x = l/2$) (pulgada)	$y = -\frac{wl^4}{384EI}$
Donde	E = Módulo elástico del material (psi) I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje centroidal (pulgadas ⁴) w = carga uniformemente distribuida (lb/pulgada)

3.3.6.5.5 Condiciones de carga en elementos a compresión

Para columnas, el valor l/rc no debe exceder 180. Para otros miembros a compresión, el valor l/r no debe exceder 200. Para los demás miembros, excepto varillas para arriostamiento en las que su diseño se basa en fuerzas a tensión, l/r no debe exceder 300.

Cuando el comprador no especifica cargas laterales que deben ser impuestas en las columnas soportes del techo, y no se considera que el elemento columna es una sección esbelta, las siguientes fórmulas para la compresión admisible pueden utilizarse (Tabla 3.27), en lugar de las fórmulas de la especificación AISC, cuando l/r excede 120 y el esfuerzo de fluencia (σ_y) es menor o igual a 36,000 lb/pulgada² (psi).

3.3.6.5.6 Espaciamiento entre correas (rafters)

Considerando una región circunferencial de la placa de techo, de 1" de ancho, localizada en la periferia externa del cono, y despreciando el soporte ofrecido por el cuerpo, esta región es considerada esencialmente una viga recta, plana,

continua, y uniformemente cargada. El momento flector controlante es igual a $wl^2 / 12$ y ocurre sobre las correas soporte.

Tabla 3.27 Fórmulas utilizadas para determinar los esfuerzos admisibles a compresión

Condición	Ecuación aplicable
Cuando $l/r \leq Cc$:	$\left(1 - \left(\frac{l}{r}\right)^2 / 2Cc^2\right) Fy$ $Fa = \frac{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{l}{r}\right) - \left(\frac{l}{r}\right)^3}{8Cc - 8Cc^3}}{1.6 - \frac{l}{200r}}$
	$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}}$
Cuando $l/r > Cc$:	$Fa = \frac{\frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{l}{r}\right)^2}}{1.6 - \frac{l}{200r}}$
donde	<p>Fa = esfuerzo admisible de compresión (lb/pulgada²), Fy = esfuerzo de fluencia del material (lb/pulgada²), E = módulo de elasticidad (lb/pulgada²), l = longitud no arriestrada de la columna (pulgadas), r = menor radio de giro de la columna (pulgadas).</p>

De la ecuación del momento flector sobre los soportes de una viga continua [a]:

$$M_{max} = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{p(1)l^2}{12} = -\frac{pl^2}{12}$$

donde l = longitud de la viga (región) entre correas (pulgadas),
 p = carga unitaria (lb/pulgada²) = w (cuando el ancho es 1").

Introduciendo el esfuerzo resultante a flexión de la tabla 3.13 [b]:

$$f = \frac{M}{z}$$

para una viga rectangular:

$$z = \frac{bt^2}{6}$$

donde b = ancho de la viga (pulgadas),
 t = espesor de la viga (pulgadas).

Así, para el caso donde $b=1$ " [c]:

$$z = \frac{t^2}{6}$$

Sustituyendo [a] y [c] en [b], se obtiene:

$$f = \frac{pl^2}{2t^2}$$

ó

$$l = t \sqrt{\frac{2f}{p}}$$

Para un esfuerzo admisible (f) de 18,000 lb/pulgada², una placa de techo de 0.1875", y una carga viva de 32.65 psf (que es p=0.227 lb/pulgada²), la ecuación anterior resulta:

$$l = 0.1875 \sqrt{\frac{(2)(18,000)}{0.227}} = 74.6" = 6.21'$$

Por tanto, el espaciamiento de las correas para un techo cónico soportado de 0.1875" de espesor, no debe exceder a 6' a menos que se usen placas más gruesas. El API 650 establece un espaciamiento máximo entre correas de 2π' (pies) ó 75.375" sobre el perímetro externo de un anillo de correas y un máximo de 5.5' para el perímetro interno.

El mínimo número de correas adyacentes al cuerpo del tanque, es determinado por división de la circunferencia del cuerpo para el máximo espaciamiento de correas. El actual número de correas debe ser un múltiplo del número de lados del polígono de vigas que soportan el otro extremo de las correas, para proveer un arreglo simétrico.

El mínimo número de correas a ser usadas entre dos vigas internas adyacentes, debe estar basado sobre el perímetro del polígono externo de vigas. La longitud de un lado del polígono regular es:

$$L = 2R \sin\left(\frac{360}{2N}\right)$$

donde L = longitud del lado del polígono (pies),
 N = número de lados del polígono,
 R = radio del círculo circunscrito al polígono (pies).

El mínimo número de correas (n) requeridas debe ser igual a:

$$n = \frac{12NL}{l} = \frac{24NR}{l} \sin\left(\frac{360}{2N}\right)$$

donde n = mínimo número de correas,

l = máximo espaciamiento entre correas (pulgadas).

El actual número de correas a ser especificadas, debe ser un múltiplo del número de lados del polígono (N), para mantener un arreglo simétrico.

3.3.6.5.7 Selección de correas y vigas

Las correas son diseñadas como elementos uniformemente cargados con extremos libres. Cada correa soporta placas de techo y cargas vivas referidas a un área que se extiende desde la viga hasta la línea central de la adyacente correa. El máximo momento flector para cada viga es igual a $wl^2/8$ (de la tabla 3.25), y ocurre en su centro. El máximo esfuerzo es directamente proporcional al cuadrado de su longitud (l^2). Por consiguiente, para evitar el uso de correas excesivamente pesadas, se limita su longitud a 20 pies ó menos.

En tanques de gran diámetro, en los cuales el claro de las correas es reducido por el uso de polígonos de vigas, se deben usar columnas de soporte para cada anillo de vigas, así como también en el centro del tanque. Las vigas son diseñadas de la misma forma que las correas. La carga por viga es considerada como uniformemente distribuida, igual a la carga del techo más su propio peso (Fig. 3.43).

En los techos auto-soportados que tienen correas bajo cargas combinadas de flexión y compresión, si su longitud no arriostrada (l) excede 15 veces el ancho de la cara a compresión (b), el esfuerzo no debe exceder al calculado en la tabla 3.27. La longitud lateral no arriostrada para correas y vigas no debe exceder 40 veces b . Las restricciones anteriores, limitan longitudes de vigas con una relación l/b menor que 40 y esfuerzos menores que el permitido por la fórmula para relaciones l/b mayores que 15.

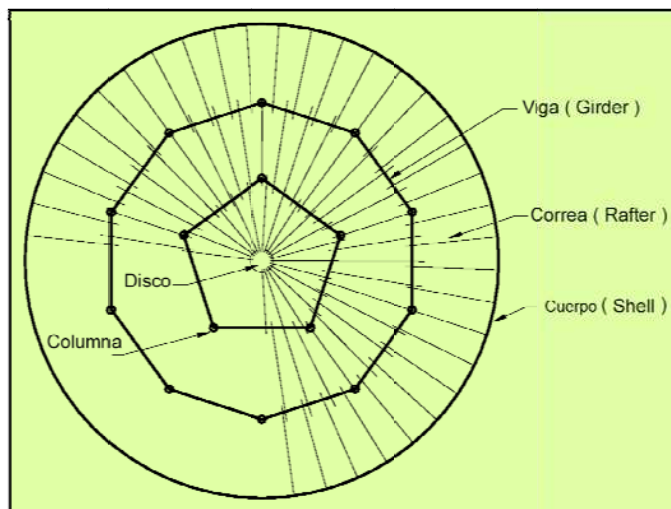


Figura 3.43 Esquema típico de la estructura de techos cónicos

3.3.6.5.8 Selección de columnas

El diseño de correas y vigas para techos cónicos soportados, está basado en un factor de seguridad de aproximadamente 3, que resulta de un tercio de la resistencia última. Para formas estructurales de acero rolado con resistencias últimas de 55,000 lb/pulgada², se recomienda un esfuerzo admisible a tensión de 18,000 lb/pulgada². Este valor puede ser utilizado para el máximo esfuerzo admisible a compresión, para secciones roladas, si la deflexión lateral es prevenida.

En el caso de columnas, la deflexión lateral debe ser considerada, y el máximo esfuerzo admisible a compresión no debe exceder a 15,000 lb/pulgada² y puede ser calculado con la tabla 3.27. El esfuerzo admisible a compresión se basa en la sección de la columna, incluyendo el área de soldadura, si la sección tiene dos o más secciones soldadas. Para miembros principales a compresión, la relación l/r no debe exceder a 180, y para miembros secundarios y celosías está limitado a 200.

Las columnas soporte de techos, puede ser fabricada a partir de perfiles estándares o tubería, dependiendo de la preferencia en el diseño. En la

instalación de columnas, se usan ángulos soldados al fondo del tanque para prevenir movimientos laterales de las bases de las columnas.

3.3.6.6 Techo domo soportado

Este tipo de techo utiliza un arreglo polar para su estructura, sus elementos principales son vigas curvas ubicadas en dirección radial entre su extremo externo y el centro del techo, las cuales soportan parte de las cargas del techo. Los elementos secundarios tienen dirección circunferencial y proveen estabilidad lateral a las vigas curvas y pueden ó no ser incluidos en el sistema estático que soporta las cargas verticales, dependiendo del tipo de conexión con los elementos principales. La figura 3.44 muestra un arreglo típico para estructuras que soportan techo domo de tanques de considerable diámetro.

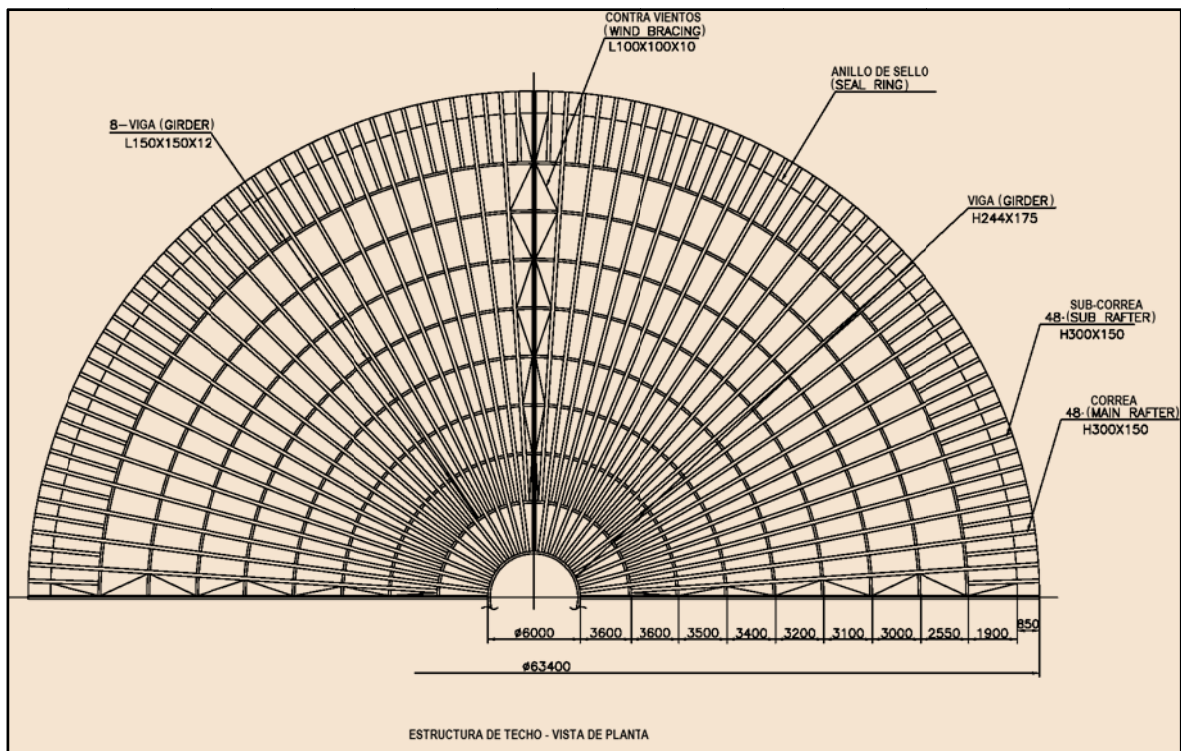


Figura 3.44 Arreglo estructural para un tanque con techo domo soportado de 208' de diámetro

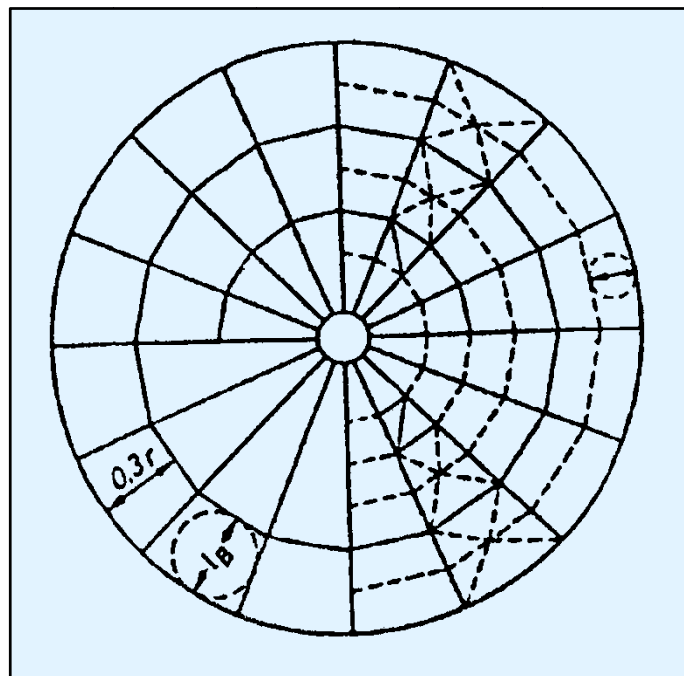
Las placas de techo soportan una parte de la carga total y resisten deflexiones negativas. La verificación de la capacidad de carga de techo como un conjunto placa-estructura, consiste en la verificación de la capacidad de carga de sus

elementos individuales (placas y perfiles estructurales). El techo domo soportado puede ser calculada de acuerdo a las ecuaciones de la tabla 3.28¹³ y figura 3.45):

Tabla 3.28 Fórmulas utilizadas para techos domo soportados por estructuras

Condición	Ecuación aplicable
Presión crítica de pandeo soportada por las placas del techo domo (kgf/cm ²)	$P_B = 0.25E \left(\frac{t}{r}\right)^2 0.5 \left(K + \frac{1}{K}\right) \leq 0.5E \left(\frac{t}{r}\right)^2$
	$K = \frac{(l_B)^2}{58.4rt}$
Longitud restringida de pandeo en las placas de techo (cm)	$l_B \approx b_R \left(1 - \frac{b_R}{d}\right) = b_R \left(1 - \frac{\pi}{n}\right)$
Distancia entre vigas (cm)	$b_R = \frac{2r\pi}{n}$
Carga que soportan las correas de la estructura (mayor de las siguientes ecuaciones) (kgf/m ²)	$P_R = g_H + p - \frac{P_B}{v}$
	$P_R = 0.5 (g_H + p)$
donde r = radio de curvatura del techo domo (cm), t = espesor de las placas del techo domo considerado en el cálculo estático (cm), n = número de vigas (en la periferia), E = módulo de elasticidad del material (kgf/cm ²), g_H = peso unitario de las placas de techo (kgf/m ²), p = cargas vivas de techo (kgf/m ²), v = factor de seguridad para cargas de pandeo en techos domo = 2.	

Figura 3.45 Configuración de vigas polares, anillos circunferenciales y correas



¹³ Procedimiento de cálculo adoptado de las normas DIN 4119

3.3.6.6.1 Estructura separada de las placas del techo

Cuando la estructura compuesta por vigas polares y anillos circunferenciales, es capaz de resistir toda la carga impuesta por el techo domo, debe satisfacerse los siguientes requisitos suplementarios (tabla 3.29):

Tabla 3.29 Fórmulas utilizadas para techos domo soportados por estructuras

Condición	Ecuación aplicable
Presión crítica de pandeo soportada por las placas del techo domo (kgf/cm^2)	$P_R \geq 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$
Momento de inercia de la sección de la correa (cm^4)	$J_x \geq \beta \frac{vN}{2.07} \left(\frac{r_s}{100} \right)^2$
donde	N = fuerza normal máxima en las vigas (en miles de kgf ó Mp), r_s = radio del cuerpo (cm), $\beta = 1$ para vigas polares y anillos no unidos a las placas del domo, $\beta = 0.83$ para vigas polares y anillos unidos a las placas del domo. v = factor de seguridad para cargas de pandeo en techos domo = 2

Cuando no se requiere un análisis estructural exacto, las fuerzas y momentos totales¹⁴ para el diseño, pueden determinarse como sigue (tabla 3.30):

Tabla 3.30 Fórmulas utilizadas para techos domo soportados por estructuras

Condición	Ecuación aplicable
Momento total para diseño (Kgf-m)	$M_{mx} = \frac{Mx}{1 - \varepsilon}$
Para vigas polares	$\varepsilon = \frac{vN}{6J_x} \left(\frac{r_s}{100} \right)^2$
	$F_N = N$
	$\sigma = \frac{F_N}{A} + \frac{M_{mx}}{S_x} \leq \sigma_{zul}$
Para anillos circunferenciales	$\varepsilon = \frac{vN}{8J_x} \left(\frac{r_s}{100} \right)^2$
	$F_{NR} = 1.5 Nr$
	$\sigma = \frac{F_{NR}}{A_R} + \frac{M_o}{S_R} \leq \sigma_{zul}$
donde	M_{mx} = momento total para diseño (Kgf-m), este momento puede reducirse 0.8 veces en la región desde la mitad de la viga hasta el centro, pero no puede ser menor que M_x , M_x = momento actuante en el punto x (Kgf-cm), M_o = momento flector local en los miembros circunferenciales, debido a las cargas del techo (Kgf-cm), S_x = módulo de sección (cm^3), S_R = módulo de sección (cm^3), F_N = fuerza total para diseño (Kgf), F_{NR} = fuerza total para diseño (Kgf), Nr = fuerza normal máxima en los anillos (en miles de kgf ó Mp),

¹⁴ Las fuerzas y momentos totales para el diseño son las fuerzas primarias y momentos flectores más las fuerzas y momentos inducidos por deflexión (llamados efectos secundarios o de segundo orden).

A = área de sección (cm^2),
 A_R = área de sección (cm^2),
 σ = esfuerzo de compresión total, actuante en elementos en los cuales las placas de techo son soportadas, donde las caras a compresión son soportadas lateralmente de manera que $\lambda_y = S_k y / r_y \leq 180$, no considera un análisis específico para pandeo lateral por torsión,
 λ_y = Esbeltez del elemento,
 $S_k y$ = distancia neta entre anillos poligonales que sostienen las placas del techo domo para vigas no unidas a las placas del techo, y distancia neta entre los rigidizadores circunferenciales para vigas unidas a las placas del techo,
 r_y = radio de giro de la parte de la sección que está debajo del eje neutro (cm),
 σ_{zul} = esfuerzo admisible (kgf/cm^2) = $2\sigma_y/3$.

3.3.6.6.2 Estructura unida a las placas del techo domo

Se debe incluir un ancho de las placas del techo (b_D') en la sección estructural (Tabla 3.31):

Tabla 3.31 Fórmulas utilizadas para techos domo soportados por estructuras

Condición	Ecuación aplicable
Ancho de las placas del techo	$b_D' \approx 10 t \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_o} \left(\frac{b}{t} \right) \right)^{\frac{1}{3}} \leq b$
Cálculo aproximado del ancho de las placas del techo	$b_D' = 10 t \left(\frac{b}{t} \right)^{\frac{1}{3}} \leq b$
donde	b = distancia entre vigas dentro del círculo en consideración o distancia entre anillos en caso de secciones circulares (cm), σ_y = punto de fluencia (kgf/cm^2), σ_o = esfuerzo en la cara superior, por las cargas totales de diseño aplicadas sobre el ancho b_D' , debido a $v(g_R + P_R)$, (kgf/cm^2), t = espesor de las placas del techo domo considerado en el cálculo estático (cm).

3.3.6.6.3 Análisis de fuerzas principales y momentos (Tabla 3.32, Figs. 3.46 y 3.47)

Los momentos locales de los elementos circulares son determinados asumiendo que las placas del techo únicamente transmiten las cargas y no absorben parte de ellas. Los rigidizadores y los anillos circunferenciales que proveen soporte lateral a las vigas polares, son calculados para una carga uniforme igualmente distribuida en ambas direcciones sobre su longitud, y su magnitud es $z N/100$, donde z representa el número de vigas entre centros de dos rigidizadores diagonales y N representa la máxima fuerza sobre la viga.

Tabla 3.32 Fórmulas utilizadas para techos domo soportados por estructuras

Condición	Ecuación aplicable
Carga en las vigas	$P = \left(\frac{1}{n}\right) \left(\frac{\pi d^2}{4}\right) p_R$
Peso de las vigas	$G = \left(\frac{g_R}{p_R}\right) P$
Fuerza normal debido al peso	$N_g = 0.513G \left(\frac{r}{h}\right)$
Cuando a=1.5d	$N_g = 3G$
Fuerza normal en las vigas	$N_p = 0.375P \left(\frac{r}{h}\right) \approx 1.025 H_p$
Cuando a=1.5d	$N_p = 2.19P$
Máxima fuerza debido a P	$N_{Pmax} = 0.404P \left(\frac{r}{h}\right)$
Cuando a=1.5d	$N_{Pmax} = 2.36P$
Fuerza normal máximas en las vigas	$N = N_g + N_p$
Momento actuante en el punto x	$M_x = P_r \left(\frac{1}{3} (1 - \xi^3) - 0.366 \left(\frac{y}{h}\right) \right)$
Momento máximo	$M = M_F = 0.03 Pr$
Para el anillo central con radio $r_c = 0.1r_s$	$M_K \approx -M_F$
Para un anillo en $\xi = 0.55r_s$	$M_F = 0.024 Pr$
Para un anillo en $\xi = 0.7r_s$ o con anillos adicionales	$M_F = 0.02 Pr$
Momento en el anillo central	$M_K = -0.015 Pr$
Fuerzas en el anillo central debido a P	
Para un anillo en $\xi = 0.55r_s$	$N_{PK} = 0.67 N_{Pmax}$
Para un anillo en $\xi = 0.7r_s$ o con anillos adicionales	$N_{PK} = 0.75 N_{Pmax}$
Para dos o más anillos igualmente espaciados	$N_{PK} = 0.55 N_{Pmax}$
Para elementos circulares	$N_R = 0.072n N_{Pmax}$
El análisis del anillo central debe basarse en el siguiente análisis:	
	$b_K \geq 2h_K$
	$F_o \geq F_u$
	$(h_K)^2 \left(\frac{F_o F_u}{F_o + F_u} \right) \geq \frac{n}{2\pi} J_x$
donde	Fo, Fu = áreas de las placas circulares superior e inferior (puede añadirse el área de la cara adyacente del espaciador) (cm ²), Jx = momento de inercia de la viga (cm ⁴), n = número total de vigas (principales y secundarias).
Para la placa circular inferior de área, Au, y módulo de sección, Su, (respecto a su eje vertical centroidal), se debe calcular el siguiente esfuerzo:	$\sigma = \frac{Ru}{Au} + \frac{Mu}{Su} \leq \sigma_{zul}$
Fuerza circunferencial	$Ru \approx \frac{Hu}{\frac{2\pi}{n}}$
	$Hu = \left(\frac{e_o}{h_K}\right) F_{NK} + \frac{M_{NK}}{h_K}$
Momento	$Mu = \frac{\frac{\pi}{n}}{2 \left(3 + \left(\frac{\pi}{n}\right)^2\right)} r_c Hu$
donde	Ru = fuerza circunferencial en la placa inferior, $\pi/n \leq 0.3$ para obtener suficiente precisión, Hu = fuerza radial en la placa inferior, e _o = distancia desde la cara superior de la placa hasta el eje neutro de las vigas unidas a las placas del techo, para vigas no unidas a las placas e _o /h _K = 0.5, n = número de vigas principales.

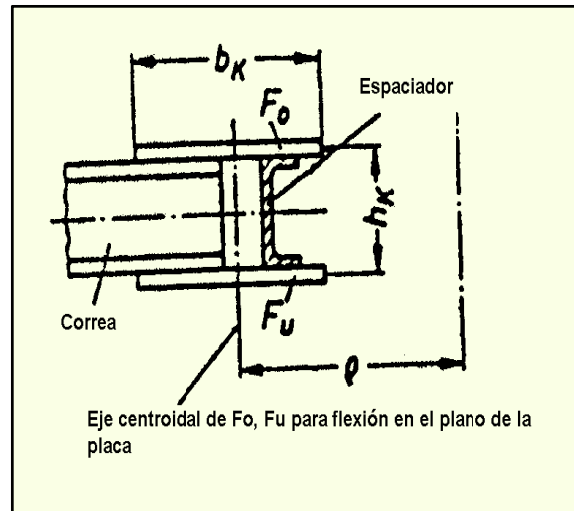
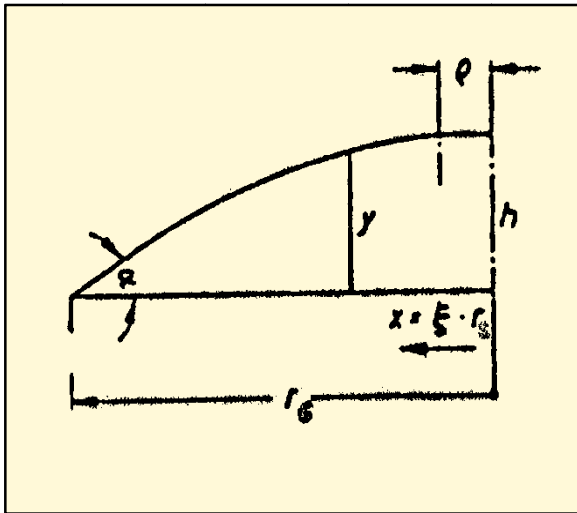


Figura 3.46 Geometría para cálculo de vigas polares

Figura 3.47 Esquema del anillo central

En el caso de tener arreglos estructurales con anillos y vigas incompletas, las reacciones y momentos de vigas intermedias son transmitidos a las vigas principales, asumiendo que la parte superior de la viga principal tiene el doble del valor de la reacción y momento establecido.

3.3.6.7 Criterio de diseño para Tanques de Almacenamiento con Juntas de techo frágiles

El API 650 establece criterios de diseño para tanques de almacenamiento de líquidos con juntas de techo frágiles. Su intención es proveer seguridad contra sobre-presurizaciones causadas por la ignición de vapores de líquidos inflamables que exceden la capacidad de la ventilación instalada. La figura 3.48 muestra el desprendimiento de un tanque de su fondo, no diseñado según recomendaciones del API, resultado del empuje producido por la presión que generan los vapores inflamados.

Las sobre-presurizaciones súbitas pueden causar una pérdida catastrófica de la integridad estructural del tanque. Un indeseable modo de falla es ruptura de la unión cuerpo-fondo, que conlleva a la pérdida del producto almacenado. Para prevenir esta falla, las recomendaciones del API 650 intentan asegurar la

fragilidad de la unión techo-cuerpo para que falle antes que la unión cuerpo-fondo. La falla de la junta frágil techo-cuerpo provee una gran área de ventilación y reduce la presión interna en el tanque.



Figura 3.48 Efecto del desprendimiento del tanque de su fondo

3.3.6.7.1 Reglas de diseño para juntas frágiles

Un techo es considerado frágil, si la unión techo-cuerpo fallará antes que la unión cuerpo-fondo, en caso de excesiva presión interna. Cuando se requiere que el tanque tenga una junta frágil, el diseño debe cumplir lo siguiente:

- El diámetro nominal del tanque debe tener 50 pies ó más.
- La inclinación del techo no debe exceder la relación 2:12.
- La soldadura techo-cuerpo debe tener un simple filete continuo, menor o igual a 0.1875”.
- La estructura soporte del techo no debe ser unida a las placas de techo.
- El anillo de compresión techo-ángulo de tope es limitado a los detalles (a)-(e) de la figura 3.49 según lo permitido por API 650. La figura 3.50 muestra detalles según API 620.
- El ángulo de tope puede tener menor sección que la requerida según lo definido en la Tabla 3.33.
- El área de la unión techo-cuerpo debe ser menor que $A=W/201,000 \tan(\theta)$.

Tabla 3.33 Secciones mínimas para ángulos de tope de tanques con techo fijo

Diámetro del tanque (pies)	Sección mínima (pulgadas)
$D \leq 35$	L 2x2x3/16
$35 > D \leq 60$	L 2x2x1/4
$D > 60$	L 3x3x3/8

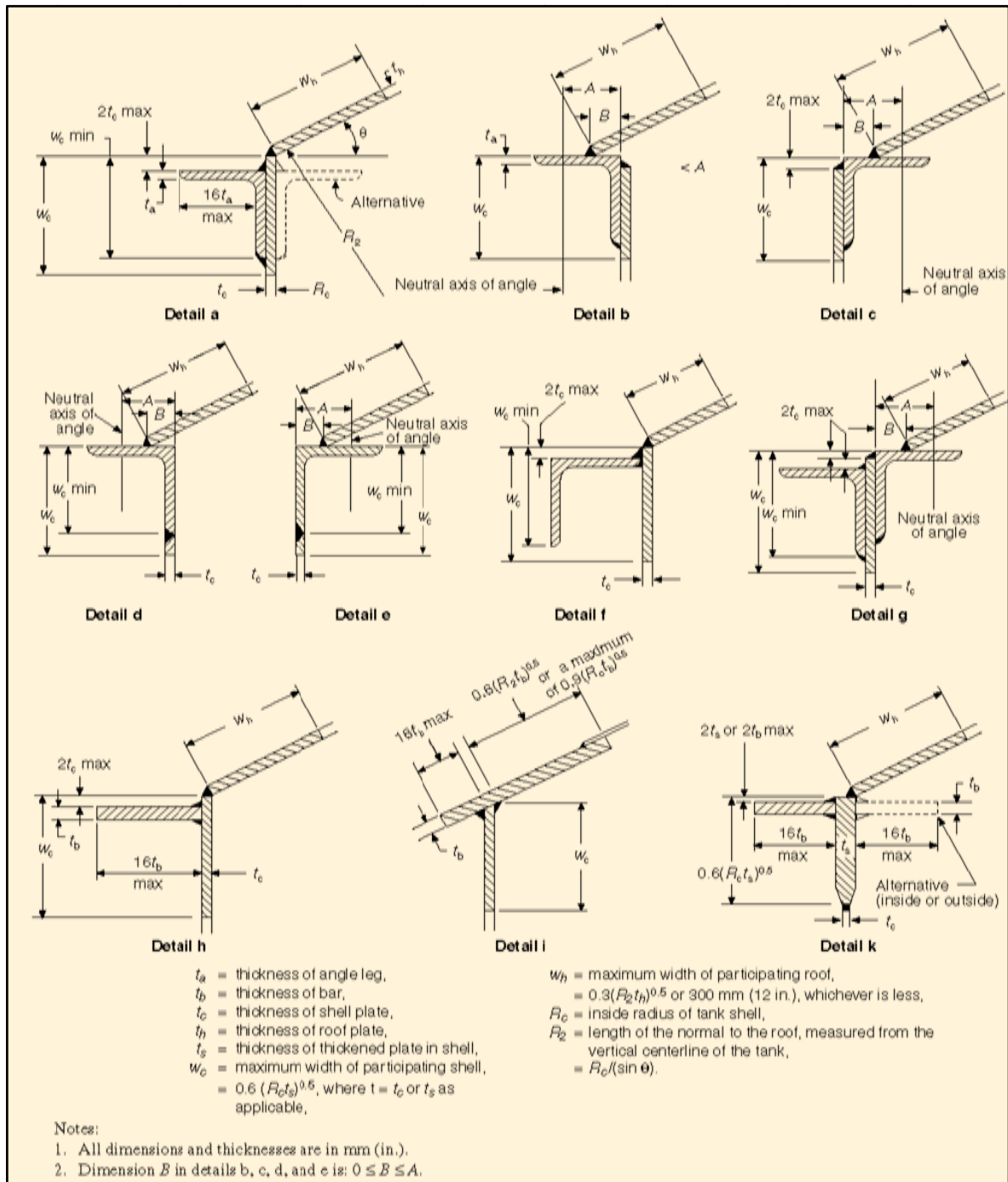


Figura 3.49 Detalles admisibles para anillos de compresión según el API 650 [34]

Cuando la construcción del anillo de compresión cumple todos los requisitos anteriores, se mantiene las características de fragilidad, y no se requieren de accesorios adicionales para ventilación emergente. La comprensión adecuada de estas reglas, es necesaria para conocer el intento y la derivación de las mismas. En las siguientes secciones, se detallan dichas derivaciones y las suposiciones utilizadas.

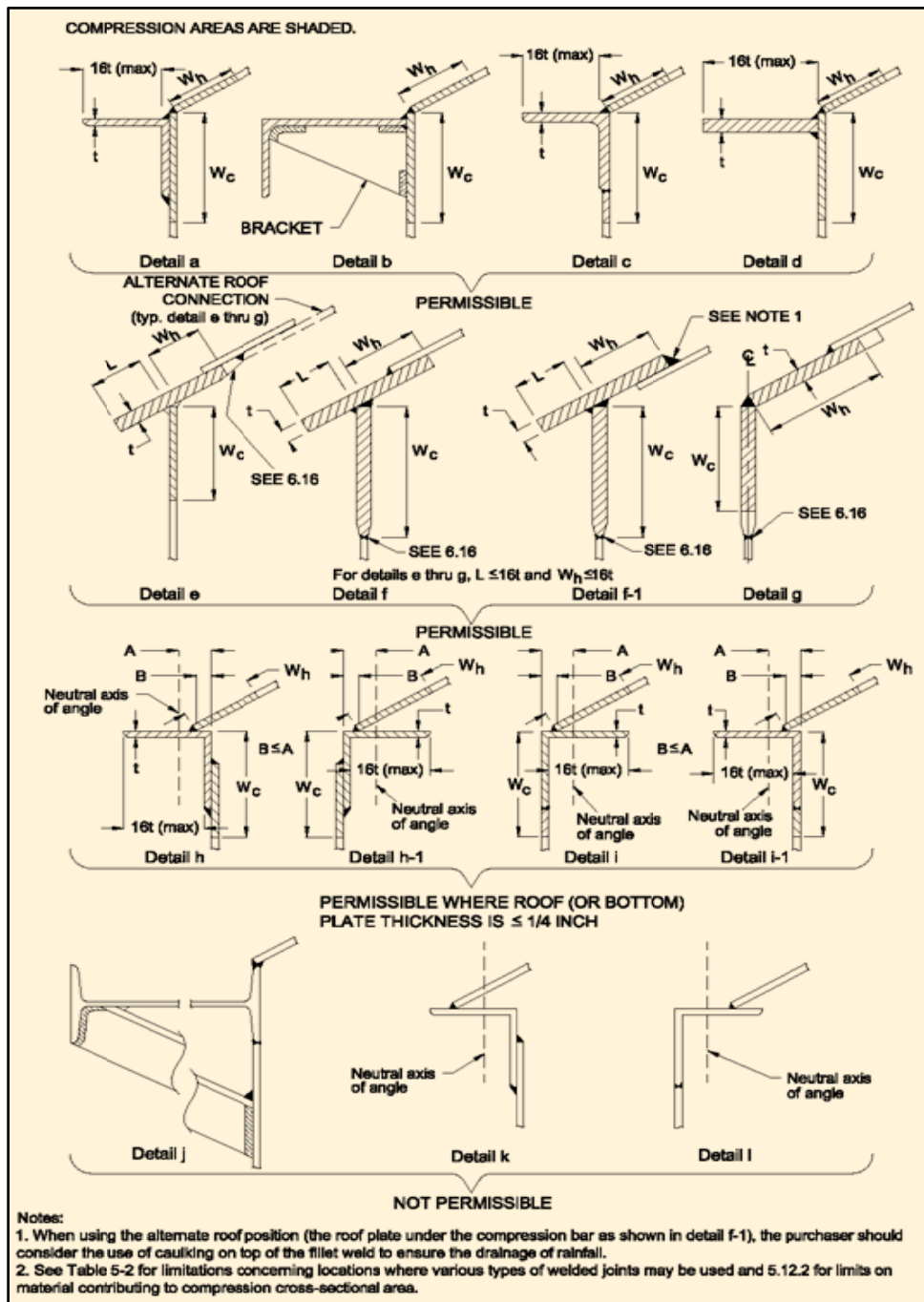


Figura 3.50 Detalles admisibles para anillos de compresión según el API 620 [35]

3.3.6.7.2 Presión interna admisible

La figura 3.51 muestra el equilibrio de fuerzas (por unidad de circunferencia) en el anillo a compresión. El peso de las placas, la presión actuante en esta región, y los momentos flectores son asumidos como pequeños y se desprecian. Las fuerzas consisten en una fuerza hacia abajo causada por el esfuerzo en el cuerpo, y una fuerza hacia arriba causada por el esfuerzo en el techo. La fuerza del techo puede ser separada en componentes vertical y radial.

Del equilibrio en dirección vertical, resultan [a] y [b]:

$$V = F_{shell} = \frac{RP}{2}$$

$$H = \frac{V}{\tan(\theta)} = \frac{RP}{2\tan(\theta)}$$

donde V = componente vertical de la fuerza en el techo por unidad de circunferencia,

F_{shell} = fuerza en el cuerpo por unidad de circunferencia,

H = componente horizontal de la fuerza en el techo por unidad de circunferencia,

P = presión interna en el tanque,

R = radio del tanque.

Del equilibrio en la dirección horizontal, resulta [c]:

$$2RH = 2F_{comp}$$

La fuerza en el anillo a compresión F_{comp} es igual al esfuerzo de compresión σ_{comp} multiplicado por el área a compresión A [d]:

$$F_{comp} = \sigma_{comp} (A)$$

Sustituyendo en [d] las ecuaciones anteriores, resulta [e]:

$$A = \frac{HD}{2\rho_{comp}} = \frac{RH}{\sigma_{comp}} = \frac{PD^2}{8\rho_{comp}\tan(\theta)} = \frac{R^2P}{2\sigma_{comp}\tan(\theta)}$$

Asumiendo que la fluencia ocurre cuando el fondo está cerca de levantarse, se obtiene la ecuación fundamental de la regla de la desigualdad de área [f]:

$$A = \frac{W}{2 \pi \sigma y \tan(\theta)}$$

donde W = peso total del cuerpo

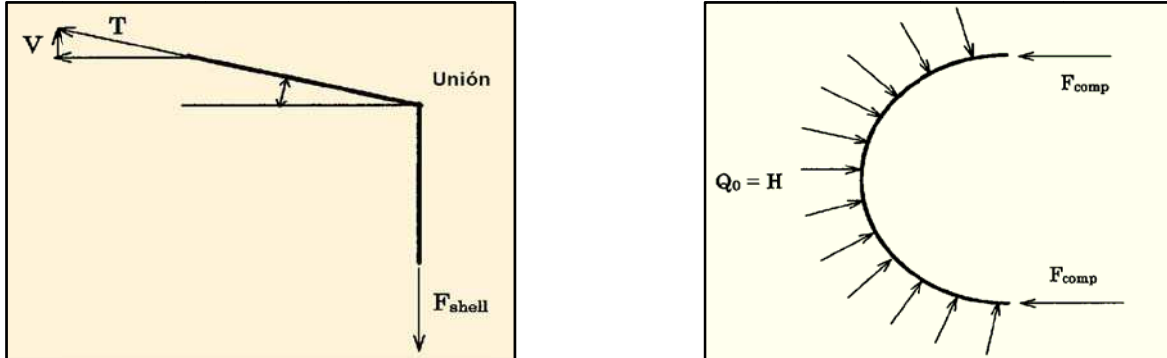


Figura 3.51 Fuerzas de equilibrio en el anillo a compresión (vista lateral y superior)

Para determinar la presión admisible de diseño del tanque, evitando el levantamiento del fondo, considerando un factor de seguridad $\eta=1.6$ y despreciando el momento por viento, utilizando la gravedad específica del acero igual a 8 veces la del agua, y restando la fuerza neta de levantamiento debida a la presión interna, se obtiene [g]:

$$\frac{(P - 8 \rho_{water} th) \pi D^2}{4} = \frac{W}{\eta}$$

donde th = espesor de a placa de techo

P = presión interna (pulgadas de columna de agua)

η = factor de seguridad

ρ_{water} = densidad del agua (1" WC = 0.03606 lb/pulgada²)

Usando unidades consistentes:

$$\left(0.03606 \frac{\frac{lb}{pulg^2}}{\text{pulgadas de columna de agua}} \right) \left(144 \frac{pulg^2}{pie^2} \right) \left(\frac{\pi D^2}{pie^2} \right) (P - 8 th) = \frac{W}{\eta}$$

Arreglando resulta [h]:

$$\frac{W}{\eta} = 4.0738 D^2 (P - 8 th)$$

Usando la ecuación [f] en [h] se obtiene:

$$A = \frac{W}{2 \pi \sigma y \tan(\theta)} = \frac{\eta (4.0738) D^2 (P - 8 th)}{2 \pi \sigma y \tan(\theta)}$$

Utilizando el factor de seguridad para la fluencia de $\eta=1.6$ para un esfuerzo de fluencia de 36,000 lb/pulgada², resulta un esfuerzo admisible de 20,000 lb/pulgada²:

$$A = 1.0385 \frac{D^2 (P - 8th)}{\sigma \tan(\theta)}$$

Arreglando términos, resulta la ecuación de la presión interna admisible utilizada por el API (despreciando el momento por viento):

$$P = \frac{A \sigma \tan(\theta)}{1.0385 D^2} + 8th = \frac{30,800 A \tan(\theta)}{D^2} + 8th$$

donde P = presión interna admisible (pulgadas de columna de agua),
 A = área resistente a la fuerza compresiva, determinada por la Fig. 3.52 (pulgadas²),
 θ = ángulo entre el techo y el plano horizontal, en la unión techo-cuerpo (grados),
 $\tan(\theta)$ = inclinación de techo, expresada en cantidad decimal,
 D = diámetro nominal del tanque (pies),
 t = espesor nominal del techo (pulgadas).

3.3.6.7.3 Área de compresión requerida en la unión techo-cuerpo

Si la presión de diseño ha sido establecida (no mayor que P_{max}), la ecuación anterior puede ser invertida para obtener el área total requerida:

$$A = \frac{(P - 8th)D^2}{30,800 \tan(\theta)}$$

$$A = \frac{D^2 \left(0.4P_i - 8t + 2.88 \left(\frac{V}{120} \right)^2 \right)}{30,800 \tan(\theta)}$$

donde A = área total requerida en la unión techo-cuerpo, basada en el espesor nominal del material menos alguna corrosión admisible (pulgadas²),
 P_i = presión interna de diseño (pulgadas de columna de agua),
 V = velocidad de viento (mph).

Si la relación presión de operación a presión de diseño excede 0.4, el cliente o dueño deberá considerar la especificación de una mayor presión interna de diseño.

3.3.6.7.4 Área límite para juntas frágiles

Cuando el área a compresión es diseñada para ser una junta frágil, dicha región fluye cuando inicia el levantamiento del tanque:

$$W = P \pi r^2$$

donde r = radio del tanque

P = presión interna

W = peso del techo del tanque más el cuerpo

Sustituyendo la resistencia a la fluencia y asumiendo un valor de 32,000 lb/pulgada² para el esfuerzo σ , en la ecuación [f], se obtiene el área debajo la cual la zona a compresión se convierte en una junta frágil:

$$A = \frac{0.159 W}{32,000 \tan(\theta)} = \frac{0.153 W}{30,800 \tan(\theta)} \approx \frac{W}{201,000 \tan(\theta)}$$

donde A = área resistente a la fuerza compresiva (pulgadas²),

θ = ángulo entre el techo y el plano horizontal en la unión techo-cuerpo (grados).

3.3.6.7.5 Máxima presión de diseño

Para prevenir el levantamiento, es necesaria una comprobación adicional. Usando la ecuación [h], estableciendo $\eta=1$, e incluyendo el efecto del viento, se obtiene la ecuación del API que limita a presión interna para evitar el levantamiento:

$$P_{max} = \frac{W}{4.0738 D^2} + 8 th - \frac{0.817 M}{D^3} = \frac{0.245 W}{D^2} + 8 th - \frac{0.817 M}{D^3}$$

donde P_{max} = máxima presión de diseño (pulgadas de columna de agua),

$W = D_{LS}$ = peso total del cuerpo y cualquier estructura del techo soportada por el cuerpo y el techo (lbf),

M = momento por viento (pies-lbf).

Conforme la sección del ángulo de tope y la inclinación del techo disminuyen, y el diámetro del tanque se incrementa, la presión admisible y la presión máxima alcanzan el valor de la presión de falla. Con el fin de proveer un margen seguro entre la presión máxima de operación y la presión calculada de falla, se sugiere una limitación adicional de la máxima presión de diseño para tanques con junta frágil de:

$$P_{max} < 0.8 P_f$$

3.3.6.7.6 Presión calculada de falla

Cuando el tanque tiene junta frágil, la falla puede ocurrir cuando el esfuerzo en el anillo de compresión alcanza el punto de fluencia. Si el área A satisface la ecuación [f], luego la presión de levantamiento P_{max} es también la presión de falla calculada, P_f . De la ecuación [g], la relación entre P_f y la presión de diseño es:

$$0.25 \pi D^2 (P_f - 8 \rho_{water} th) = W = 0.25 \pi D^2 \eta (P - 8 \rho_{water} th)$$

Sobre esta base, una fórmula aproximada para obtener la presión a la que se espera que ocurra la falla expresada en términos de la presión admisible es (en términos de pulgadas de agua):

$$P_f = 1.6 P - 4.8 th$$

donde P_f = presión de falla calculada¹⁵ (pulgadas de columna de agua).

Las ecuaciones anteriores se basan en el equilibrio estático y la geometría original para el cálculo de las fuerzas verticales de compresión en el anillo debido al levantamiento del techo. Las ecuaciones resultantes demuestran que la base de la regla de la desigualdad, es asegurar que la fluencia del anillo de compresión ocurrirá antes del levantamiento del fondo. La fluencia y la subsecuente pérdida

¹⁵ Esta fórmula está basada en la ocurrencia de la falla para un esfuerzo de fluencia de 32,000 lb/pulgada². Experiencias con fallas actuales de tanques de almacenamiento, indican que el pandeo de la unión techo-cuerpo es localizado y probablemente ocurre cuando el punto de fluencia del material es excedido en la región a compresión.

de rigidez son esperadas a causa del pandeo del anillo de compresión, seguido de la deformación total del techo, cuerpo, y la falla asociada de la soldadura techo-cuerpo.

3.3.6.7.7 Determinación del área a compresión

La determinación del área a compresión se basa en aproximaciones lineales de cuerpos cilíndricos y cónicos cargados por fuerzas de corte en los extremos, siendo imprescindible la determinación geométrica de la zona resistente. La presión interna, momentos flectores y el efecto del desplazamiento no son considerados en el análisis. La figura 3.52 muestra una junta a compresión típica, con las valores geométricos admisibles para la determinación del área resistente.

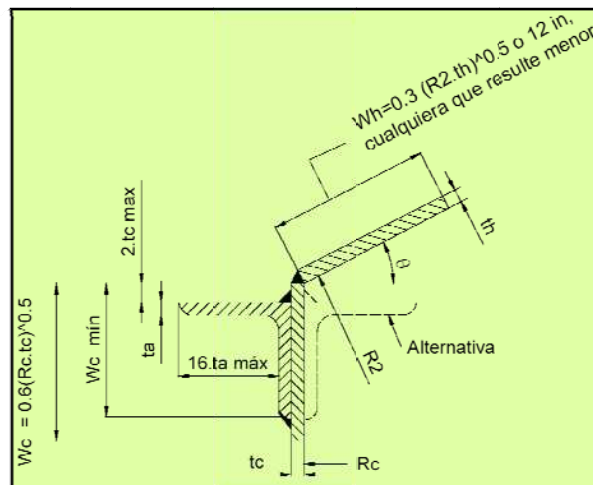


Figura 3.52 Áreas del anillo a compresión

Determinación de W_c .- La longitud cilíndrica de cuerpo bajo la acción de la fuerza de corte Q_0 , está gobernada por la siguiente ecuación diferencial (ver Fig. 3.53) [18]:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 w = \frac{P}{D}$$

donde $\beta^4 = \frac{3(1-\nu^2)}{R^2 h^2}$

w = desplazamiento lateral,

R = radio del cuerpo,
 $h = t_c$ = espesor del cuerpo,
 P = presión interna,
 D = rigidez a flexión
 $\nu = 0.3$ (Relación de Poisson)

La solución general puede ser escrita como (Timoshenko y Woinowsky, 1959):

$$w = e^{-\beta x} (c_3 \cos(\beta x) + c_4 \sin(\beta x))$$

Utilizando la condición de borde de cero momentos al extremo del cuerpo, considerando W_c como la región donde el esfuerzo circunferencial es igual ó mayor que un tercio del valor máximo, y resolviendo la matemática respectiva, resulta:

$$W_c = \frac{0.76865}{\beta} = \frac{0.76865}{(3(1 - 0.3^2))^{0.25}} \sqrt{Rh} = 0.59798 \sqrt{Rh} \approx 0.6 \sqrt{Rh}$$

Determinación de W_h .- Considerando la geometría cónica de la figura 3.54, se establece [18]:

$$m^4 = 12(1 - \nu^2)$$

$$\lambda^4 = \frac{m^4}{th} \tan^2(\alpha)$$

$$\varepsilon = 2\lambda\sqrt{y}$$

donde th = espesor del cono,
 ν = relación de Poisson = 0.3

La ecuación diferencial que gobierna para el cono puede ser escrita como:

$$y \left(\frac{d^2(yQy)}{dy^2} \right) + \frac{d(yQy)}{dy} - Qy \pm i\lambda^2 y Qy = 0$$

donde Qy es la fuerza de corte por unidad de circunferencia. La solución en términos de funciones Kelvin, tiene la forma:

$$H = -\frac{\csc(\alpha)}{y} (c_1 \text{ber}2\varepsilon + c_2 \text{bei}2\varepsilon)$$

$$My = \frac{h}{2m^2 y} (c_1 (\text{bei}2'\varepsilon + 2\nu \text{bei}2\varepsilon) - c_2 (\varepsilon \text{ber}'2\varepsilon + 2\nu \text{ber}2\varepsilon))$$

$$N\theta = \frac{1}{2} (c_1 \text{ber}2'\varepsilon + c_2 \text{bei}2'\varepsilon)$$

donde ber_2 y bei_2 son funciones de Kelvin de segundo orden y la prima denota la derivada respecto a ϵ . Utilizando las condiciones de borde para un cono con un esfuerzo resultante radial unitario y resolviendo la matemática respectiva, resulta:

$$Wh = y_0 - y = 0.76865 \frac{\sqrt{2y_0}}{\lambda} = 1.087 \left(\frac{\sqrt{y_0 th \tan(\alpha)}}{(12(1 - \nu^2))^{0.25}} \right)$$

$$Wh = 1.087 \left(\frac{\sqrt{y_0 th \tan(\alpha)}}{1.8178} \right) = 0.598 \left(\sqrt{\left(\frac{R}{\sin(\alpha)} \right) \left(\frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)} \right) th} \right) \approx 0.6\sqrt{R2 th}$$

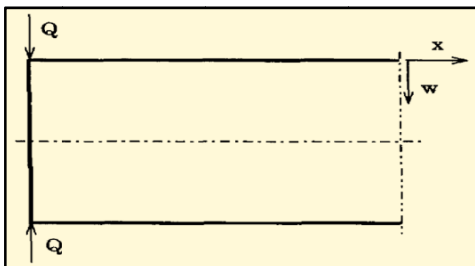


Figura 3.53 Cilindro con cargas de corte aplicadas en un extremo

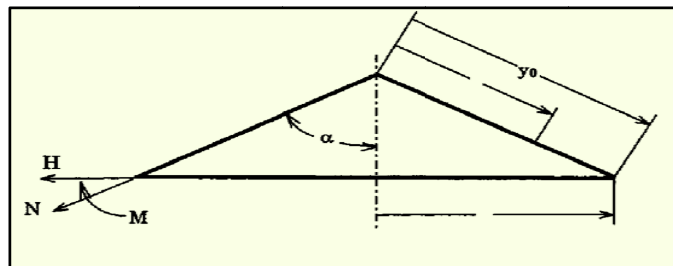


Figura 3.54 Cargas en el borde del techo cónico

El API 650 establece un medio del valor anterior de 0.6, pero el BS 2654 lo mantiene con 0.6. Debido a que α es cercano a $\pi/2$, Wh es mucho mayor que Wc . Esta es la principal razón para que el API 650 utilice la mitad de la longitud calculada para el punto donde es esfuerzo es un tercio del máximo. Por consiguiente utilizaremos:

$$Wh = 0.3\sqrt{R2 th}$$

Una súbita alta presión en el tanque puede ser causada por:

- Una explosión dentro del tanque debido a operación errónea.
- Operaciones de soldadura en el tanque, causando una explosión interna.
- Ignición súbita en el tanque, causando una explosión interna.
- Descarga de electricidad estática, causando una explosión interna.
- Fuego en tanques adyacentes.
- Ingreso de agua en el tanque de almacenamiento con temperatura de operación mayor a 100oC.
- Depósitos de sulfato de hierro fosfórico dentro del tanque.
- Depósitos de carbonatos en tanques para breas.

Las fallas en la unión cuerpo-fondo ocurren en pocas ocasiones con tanques con diámetros menores a 41' (pies). La mayoría de las fallas ocurren en tanques con techo domo o en tanques con soldaduras gruesas en la unión techo-cuerpo.

Asumiendo condiciones ideales para las propiedades de los materiales y la presión de vapor, se demuestra que la falla puede originarse a partir de las 21 lb/pulgada² ya sea en la unión techo-cuerpo o cuerpo-fondo. La figura 3.55 ilustra un procedimiento de análisis recomendado para el diseño de la junta a compresión.

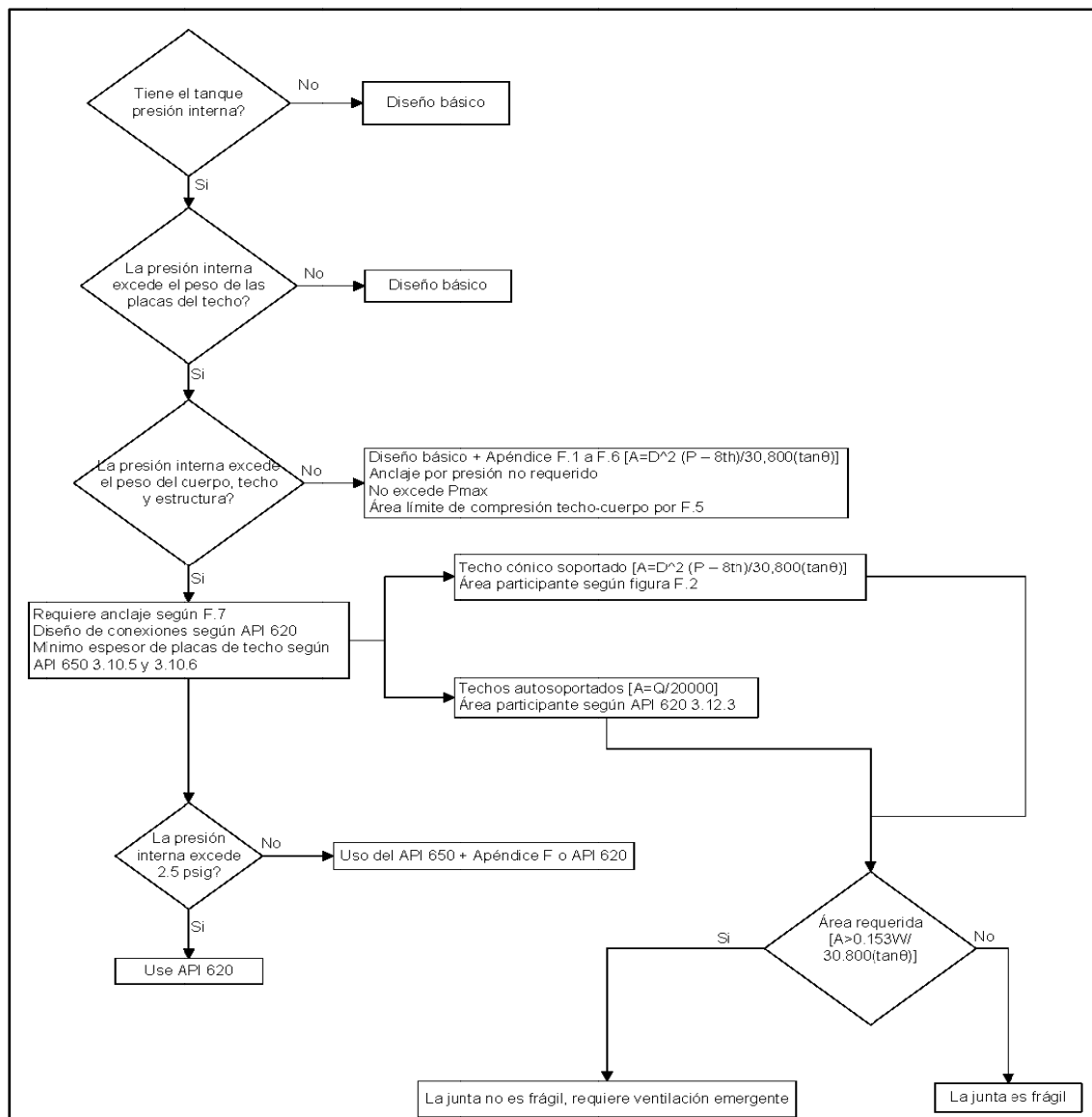


Figura 3.55 Flujoograma para determinación de las características de la junta a compresión

3.3.7 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES

El techo flotante debe diseñarse y construirse de tal manera que flote sobre el líquido almacenado, sin exceder su estado límite en alguna parte del techo, tanque o accesorios.

3.3.7.1 Techo flotante de membrana simple

Las placas de la membrana flotante tienen un espesor mínimo nominal de 0.1875", y son unidas mediante filetes continuos de soldadura, aplicados en su cara superior. Las membranas flotantes y sus flotadores anulares tendrán una inclinación mínima de 1:64 para garantizar un permanente drenaje.

3.3.7.1.1 Flotabilidad y Estandarización geométrica

El techo flotante debe tener suficiente capacidad de flotación para mantenerse sobre la superficie del líquido bajo condiciones adversas preestablecidas. El análisis de flotabilidad útil para la determinación geométrica de los flotadores, se basa en la estimación preliminar del peso de todos sus componentes, y su efecto en el volumen de líquido desplazado. Este proceso se vuelve iterativo, luego de la determinación de geometrías necesarias para resistir las solicitaciones de flotación.

La relación del área del flotador respecto al área de la membrana central no debe ser inferior al 30%, y su configuración geométrica debe garantizar un adecuado balance.

El diseño geométrico del techo para la flotación, no forma parte del alcance del presente trabajo investigativo, por no contener un enfoque netamente estructural. Debido a la necesidad de conocer sus geometrías para el análisis estructural, en

las figuras 3.56 y 3.57 se establecen configuraciones típicas utilizadas para los flotadores anulares (pontones) de techos con membrana simple.

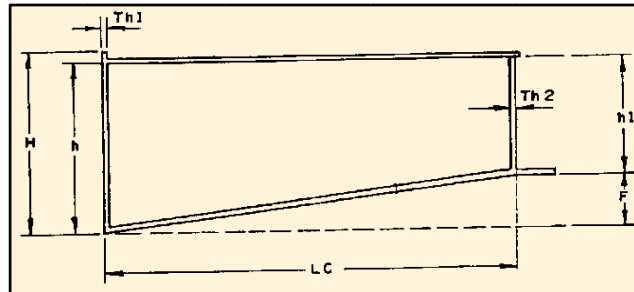


Figura 3.56 Esquema geométrico de flotadores anulares

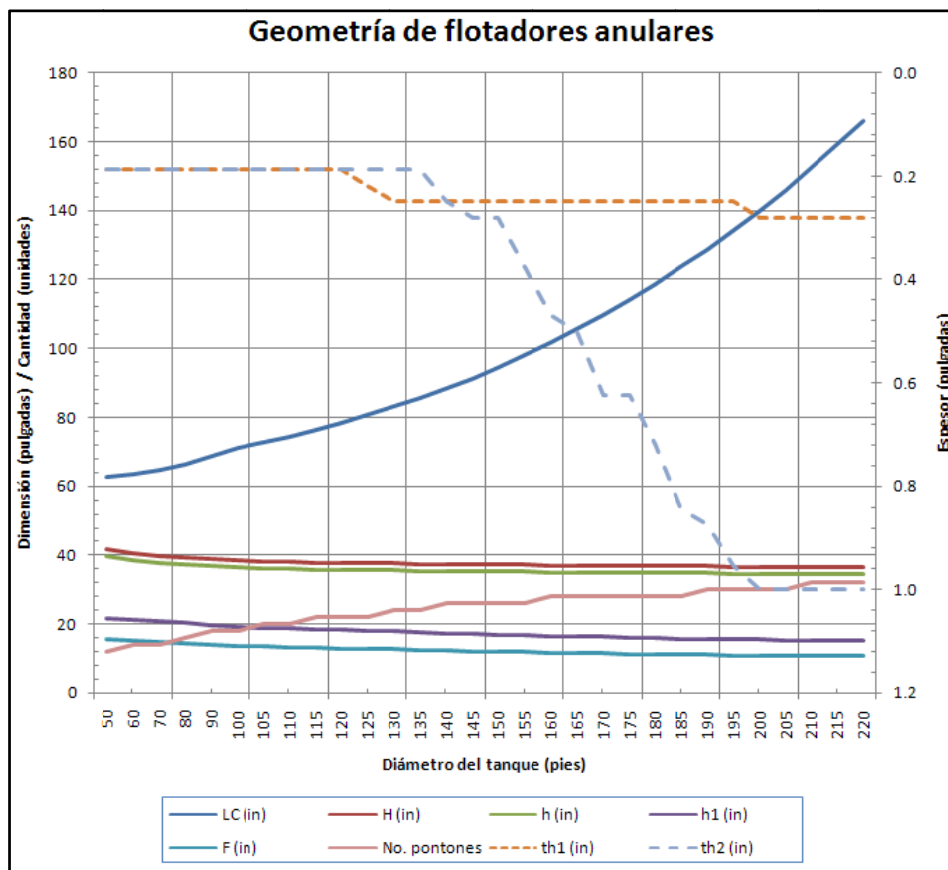


Figura 3.57 Geometrías típicas de flotadores de techos flotantes de membrana simple

3.3.7.1.2 Comportamiento estructural de la membrana central

Los flotadores deben mantener la suficiente resistencia estructural y rigidez, para prevenir el efecto de las cargas actuantes sobre la membrana central. Los esfuerzos admisibles y criterios de estabilidad son generalmente establecidos por

el dueño o usuario del tanque, respetando principios y permisividades de los códigos estructurales.

Las soldaduras de las placas del techo representan el área más crítica para el análisis de esfuerzos, especialmente en el caso de soldaduras traslapadas con filete simple. En zonas de alta concentración de esfuerzos¹⁶, es necesario soldar también el lado inferior con soldaduras de filete intermitentes de 2" de longitud a intervalos de 10".

La distribución de cargas en la membrana flotante es algo impredecible, debido al pandeo desigual generado por cargas vivas y peso propio de accesorios instalados. El agua puede o no ocupar uniformemente el área confinada en el techo, flexionándola en mayor o menor grado, dependiendo de la gravedad específica del producto almacenado, de área de los flotadores y diámetro del techo. Así, la deflexión de la membrana puede variar desde unas pocas pulgadas hasta varios pies. La figura 3.58 establece una distribución teórica de cargas sobre la membrana y sus reacciones sobre el flotador anular.

La deflexión en el centro de la membrana es apreciable, y normalmente su valor excede la mitad del espesor de la placa que lo forma¹⁷, por tanto llevará parte de la carga como un diafragma a tensión directa. Esta tensión es balanceada ya sea por la tensión radial en su extremo (si los extremos están sostenidos) o por la compresión circunferencial¹⁸ (si los extremos no están restringidos horizontalmente).

Cuando existe la condición de grande deflexión, la placa es más rígida que la indicada en la teoría ordinaria, y las relaciones carga-deflexión y carga-esfuerzo son no lineales. Los esfuerzos para una carga determinada son menores, y los

¹⁶ Zonas de instalación de soportes de accesorios, particiones, vigas de rigidez, columnas de soporte, etc.

¹⁷ Condición límite para excluir o no el efecto de membrana.

¹⁸ En placas delgadas, esta compresión circunferencial puede causar pandeo.

esfuerzos para una deflexión determinada son generalmente mayores que lo indicado en la teoría ordinaria.

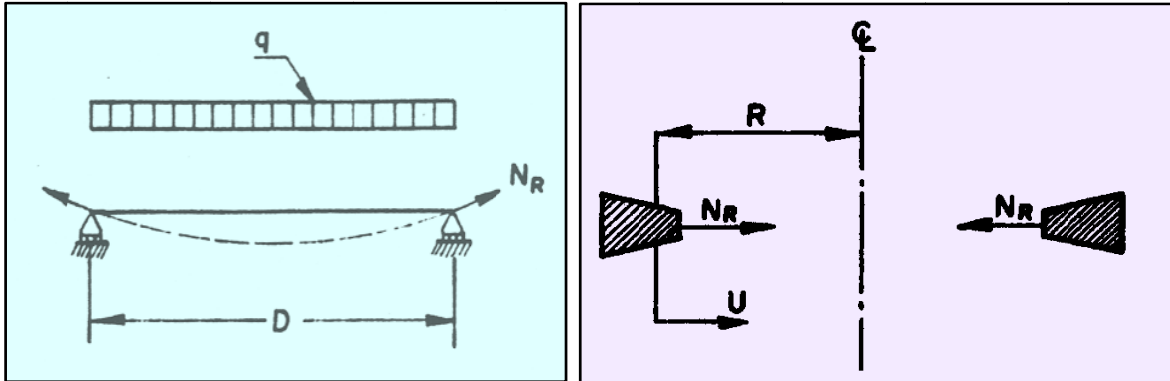


Figura 3.58 Esquemas de cargas y reacciones sobre la membrana simple de un techo flotante

Las relaciones de esfuerzo y deformación para estas placas circulares, cuando se consideran los esfuerzos superficiales medios son [44]:

$$\frac{qa^4}{Et^4} = K_1 \left(\frac{y_c}{t}\right) + K_2 \left(\frac{y_c}{t}\right)^3$$

$$\frac{\sigma a^2}{Et^2} = K_3 \left(\frac{y_c}{t}\right) + K_4 \left(\frac{y_c}{t}\right)^2$$

$$y = y_c \left(1 - 0.9 \left(\frac{r}{a}\right)^2 - 0.1 \left(\frac{r}{a}\right)^5\right)$$

$$\sigma_b = \frac{6M_r}{t^2}$$

$$M_r = -\frac{qa^2}{8}$$

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_d$$

donde

- t = espesor de la placa,
- a = radio externo de la placa,
- q = presión lateral unitaria,
- y_c = máxima deformación (ocurre en el centro de la placa),
- y = deformación a una distancia r medida desde el centro,
- σ_b = esfuerzo a flexión,
- σ_d = esfuerzo de diafragma,
- σ = máximo esfuerzo combinado debido a flexión y tensión de diafragma,
- E = módulo de elasticidad,

M_r = momento flector radial unitario (en el extremo de la placa),
 Para diafragmas sin rigidizadores a flexión, con extremos sostenidos, bajo carga de presión (q) uniforme sobre toda la placa:
 $K_1 = 0$, $K_2 = 3.44$, $K_3 = 0$, $K_4 = 0.965$ (al centro de la placa), $K_4 = 0.748$ (al extremo de la placa).

Las placas de material dúctil pueden fallar por excesiva deformación plástica, y la carga requerida para producir el colapso puede ser determinada analíticamente. Para el caso de placas circulares con extremos sostenidos y cargadas uniformemente es:

$$W_u = \sigma_y(2.814\pi t^2)$$

donde W_u = carga total requerida para producir el colapso de la placa,
 t = espesor de la placa,
 σ_y = punto de fluencia del material.

La membrana central de tanques con diámetros mayores a 150', deben tener canales rigidizadores en su parte inferior, instalados como anillos concéntricos con un espaciado radial no mayor a 20', para homogenizar la deformación.

3.3.7.1.3 Comportamiento estructural del flotador anular

Los techos de tanques con diámetros mayores a 200' deben ser diseñados para estabilidad elástica, contra pandeo global y pandeo local del flotador, debido a la considerable carga radial impuesta por la deflexión de la membrana central (esta carga radial debe ser determinada para la condición más crítica de carga).

Por ejemplo, la figura 3.59 resume un análisis de la variación de carga radial con relación al desplazamiento radial del flotador anular, para el caso de diseño con la membrana perforada de 0.1875" de espesor nominal, en un tanque de 250' de diámetro. Se observa que a mayor desplazamiento radial, la membrana toma mayor curvatura.

Siendo la componente vertical constante, el aumento de la deflexión produce un esfuerzo que va disminuyendo en su componente radial. Además, existe un incremento lineal del desplazamiento radial, al incrementar a carga radial en una sección determinada del flotador anular, lo que concluye en un evidente comportamiento estructural de la membrana unida al flotador.

Del análisis de estas curvas, se observa que dentro del rango de secciones razonables para el flotador anular, la condición de techo perforado produce valores de carga radial de mayor magnitud que cuando se trata de techo inundado, convirtiéndose en la condición crítica para el diseño. Este comportamiento conduce al establecimiento de un área de sección transversal y momento de inercia del flotador. Si se hace flotar el techo sobre un líquido de densidad 1.0 y se inunda con 10" WC, la magnitud de las cargas radiales engendradas, son inferiores a las producidas con la membrana central perforada.

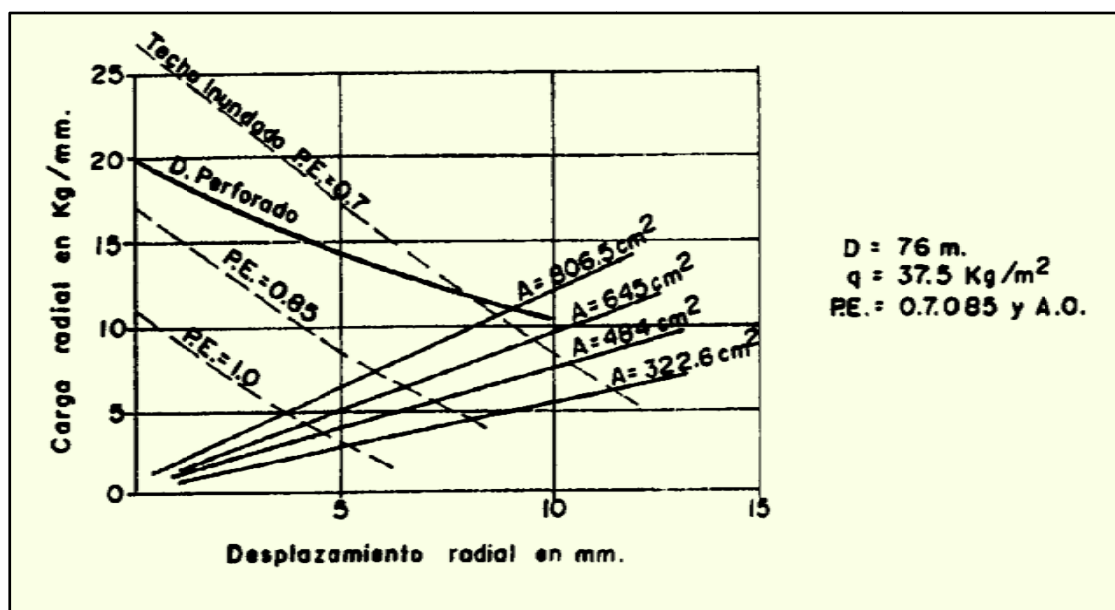


Figura 3.59 Variación de la carga radial en un techo flotante de membrana simple (D = diámetro nominal del tanque, q = carga de techo, PE = peso específico del líquido almacenado, A = área operativa del flotador). Las tres curvas de trazos interrumpidas, representan la condición de techo inundado flotando sobre líquidos de densidades 0.7, 0.85 y 1.0.

La figura 3.60 establece la rápida variación de propiedades del flotador anular (momento de inercia y área de sección) al incrementar el diámetro del tanque. La

sección varía proporcionalmente a la potencia 5/3 de radio, y el momento de inercia a la potencia 11/3 del radio.

Para prevenir el pandeo global, en flotadores totalmente rigidizados¹⁹ debe cumplirse la siguiente relación:

$$N_R < 7.5 \frac{EI_x}{R^3}$$

Para flotadores parcialmente rigidizados²⁰:

$$N_R < 5.0 \frac{EI_x}{R^3}$$

donde N_R = carga radial interna (lb/pulgada),
 E = módulo de elasticidad (lb/pulgada²),
 R = radio principal del flotador (pulgadas),
 I_x = momento de inercia de la sección completa del flotador, respecto al eje horizontal que pasa por su centroide (pulgadas⁴).

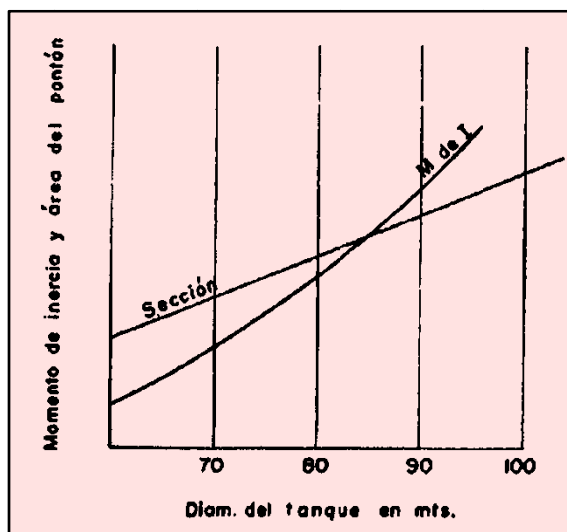


Figura 3.60 Variación de las propiedades estructurales requeridas para techos flotantes de membrana simple

¹⁹ Flotadores totalmente rigidizados son aquellos en los cuales las placas superior e inferior están reforzadas de tal manera que la sección efectiva del flotador puede llevar las cargas transmitidas de la membrana central.

²⁰ Flotadores parcialmente rigidizados son aquellos en los cuales las placas superior e inferior están reforzadas de tal manera que una parte de la sección efectiva del flotador puede llevar las cargas transmitidas de la membrana central.

El anillo interno de los flotadores rigidizados total o parcialmente, debe tener un espesor mínimo de 5/8" para tanques entre 200' y 250', y un espesor mínimo de 3/4" para tanques entre 250' y 300'. Tanques con diámetros mayores a 300', deben tener techos flotantes de doble membrana.

Para prevenir el pandeo local, se utiliza el concepto desarrollado para obtener el espaciamiento entre correas de los techos cónicos soportados. Es decir, se incluyen correas internas en el flotador, ubicadas radialmente y manteniendo distancias que cumplan la siguiente relación:

$$l = t \sqrt{\frac{2f}{p}}$$

donde

- l = espaciamiento entre correas (pulgadas),
- t = espesor de la placa (pulgadas),
- f = esfuerzo admisible del material (lb/pulgada²),
- p = carga viva de techo (lb/pulgada²).

3.3.7.1.4 Comportamiento estructural de los soportes de techo

Un análisis de esfuerzos debe realizarse para el techo y sus soportes principales. La membrana central no requiere de este análisis si cumple los siguientes requisitos:

- Para la instalación de los soportes del techo, las placas que forman la membrana central deben estar adecuadamente reforzadas, mediante una placa de refuerzo de 20" de diámetro y de doble espesor que las placas de la membrana, pero no menor que 0.5". Las uniones de las placas de la membrana central, deben estar soldadas por los dos lados hasta 20" medidas desde el centro del soporte.
- La distancia entre soportes del techo no debe exceder mil veces el espesor de las placas de la membrana central, y su altura no debe ser menor que el diámetro del tanque dividido por 60.

Un análisis de esfuerzos debe realizarse en la unión de los soportes del techo con la membrana, si se utiliza un diseño diferente. Para el análisis de esfuerzos a flexión en las placas del fondo del tanque y de refuerzo de los soportes del techo, se puede asumir una rigidez combinada, resultante de la unión soldada con filete continuo entre ellas.

Utilizando un momento de inercia equivalente:

$$J_v = 0.6 J_1 + 0.4 J_2$$

$$M_b = M \frac{J_1}{J_v}$$

donde J_1 = suma de momentos de inercia separados, para la placa base y para el refuerzo,

J_2 = Momento de inercia de una placa simple, de espesor total igual a la suma de espesores de la placa de fondo y el refuerzo,

J_v = momento de inercia equivalente,

M_b = momento flector total,

M = momento flector puro, resultante de la aplicación de la carga de techo en cada soporte = distancia entre soportes x fuerza normal aplicada en cada soporte.

Cuando se utilice arena compactada en la fundación, es recomendable no exceder una presión de 2.5 kgf/cm², a menos que pruebas de suelo garanticen mayores presiones admisibles.

3.3.7.2 Techo flotante de membrana doble

Las placas que forman el techo tienen un espesor mínimo nominal de 0.1875", y son unidas mediante filetes continuos de soldadura, aplicados en su cara externa. Las placas que forman la membrana superior tendrán una inclinación mínima de 1:64 para garantizar un permanente drenaje. La figura 3.61 muestra un esquema típico de techos flotantes de doble membrana.

3.3.7.2.1 Flotabilidad y Estandarización geométrica

El techo flotante debe tener suficiente capacidad de flotación para mantenerse sobre la superficie del líquido bajo condiciones adversas preestablecidas.

El análisis de flotabilidad útil para la determinación geométrica del techo, se basa en la estimación preliminar del peso de todos sus componentes, y su efecto en el volumen de líquido desplazado. Este proceso se vuelve iterativo, luego de la determinación de geometrías necesarias para resistir las solicitaciones de flotación y su configuración geométrica debe garantizar un adecuado balance.

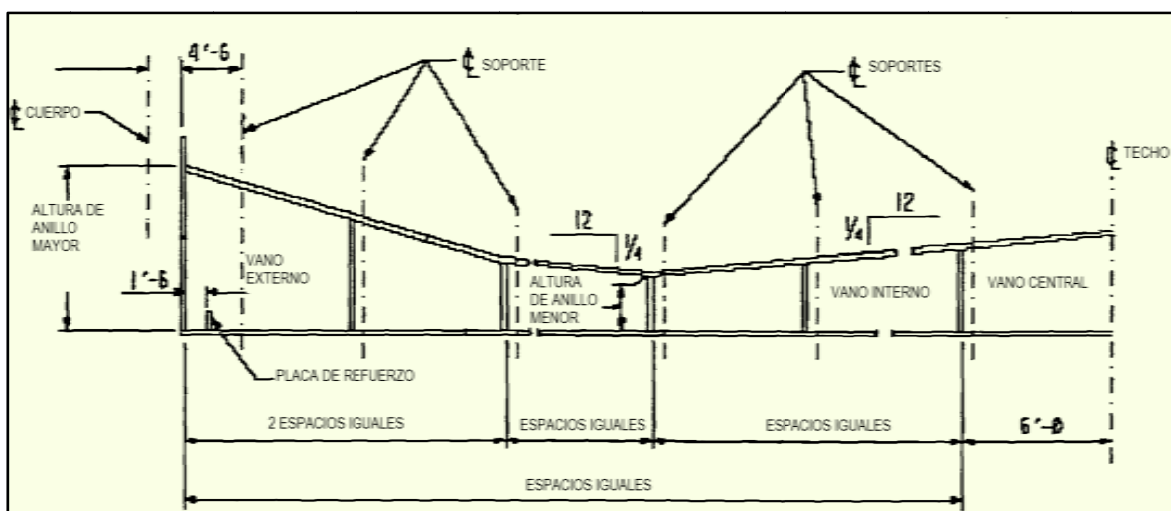


Figura 3.61 Esquema geométrico de un techo flotante de membrana doble

El diseño geométrico del techo para la flotación, no forma parte del alcance del presente trabajo investigativo, por no tener un enfoque netamente estructural. Debido a la necesidad de conocer sus geometrías para el análisis estructural, en la figura 3.62 se establecen configuraciones típicas utilizadas.

3.3.7.2.2 Comportamiento estructural

Los techos flotantes con membrana doble deben mantener la suficiente resistencia estructural y rigidez, para prevenir el efecto de las cargas actuantes.

Los esfuerzos admisibles y criterios de estabilidad son generalmente establecidos por el dueño o usuario del tanque, respetando principios y permisividades de los códigos estructurales.

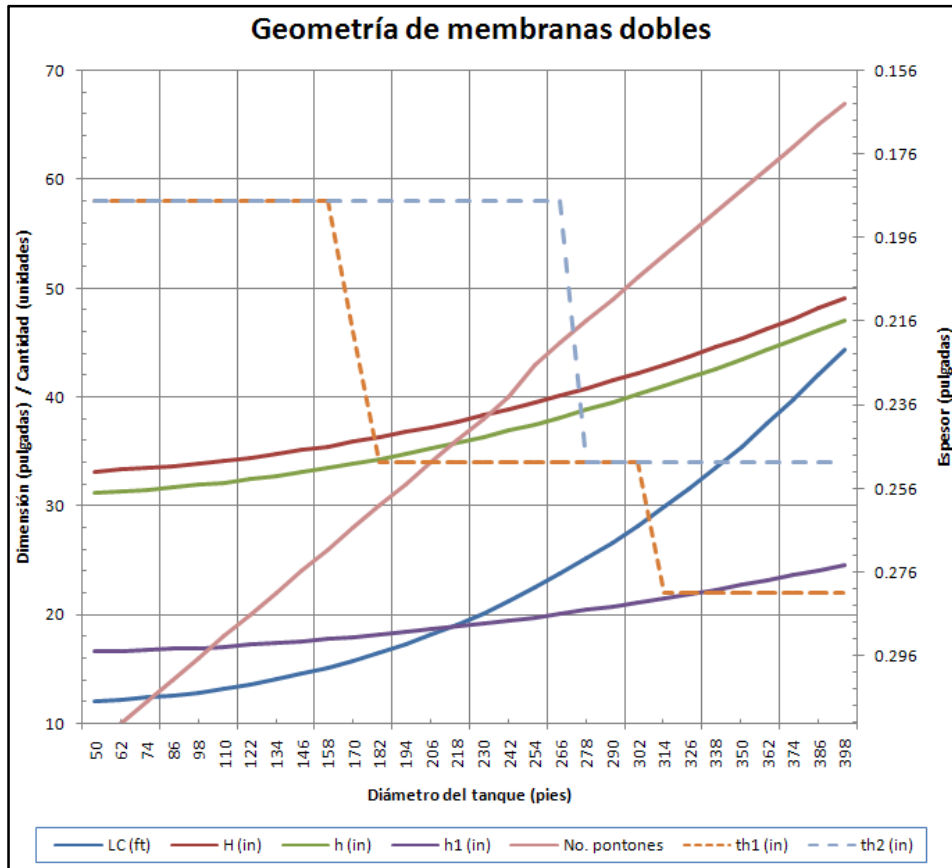


Figura 3.62 Geometrías típicas de techos flotantes de membrana doble

Las placas que forman las membranas superior e inferior, son rigidizadas por las placas verticales (dispuestas circunferencial y radialmente) que forman los compartimentos internos. Similar al caso de techos con membrana simple, las relaciones de esfuerzo y deformación para placas circulares, cuando se consideran los esfuerzos superficiales medios son:

$$\frac{qa^4}{Et^4} = K_1 \left(\frac{y_c}{t}\right) + K_2 \left(\frac{y_c}{t}\right)^3$$

$$\frac{\sigma a^2}{Et^2} = K_3 \left(\frac{y_c}{t}\right) + K_4 \left(\frac{y_c}{t}\right)^2$$

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_d$$

donde t = espesor de la placa,
 a = radio externo de la placa,

q = presión lateral unitaria,

y_c = máxima deformación (ocurre en $r=0.688a$),

σ_b = esfuerzo a flexión,

σ_d = esfuerzo de diafragma,

σ = máximo esfuerzo combinado debido a flexión y tensión de diafragma (ocurre en $r=0.664a$),

E = módulo de elasticidad,

Para pacas anulares simplemente soportadas (radio interno = $0.4a$), con extremos sostenidos radialmente, bajo carga de presión (q) uniforme sobre toda la placa:

$K_1 = 57.0$, $K_2 = 159.0$, $K_3 = 14.52$, $K_4 = 6.89$.

Para prevenir el pandeo local, se utiliza el concepto desarrollado para obtener el espaciamiento entre correas de los techos cónicos soportados. Es decir, se incluyen correas internas en el flotador, ubicadas radialmente y manteniendo distancias que cumplan la siguiente relación:

$$l = t \sqrt{\frac{2f}{p}}$$

donde l = espaciamiento entre correas (pulgadas),

t = espesor de la placa (pulgadas),

f = esfuerzo admisible del material (lb/pulgada^2),

p = carga viva de techo (lb/pulgada^2).

3.3.8 DISEÑO DE ANILLOS DE RIGIDEZ

Los tanques pueden no tener suficiente rigidez cuando están sometidos a cargas externas (vacío o viento), resultado en deformaciones excesivas, pérdida de redondez de la pared del tanque y/o excesivo esforzamiento estructural. Existen dos métodos generales para rigidizar un tanque: utilizando placas de cuerpo más gruesas o incluyendo anillos rigidizadores localizados cerca del extremo superior del tanque, preferiblemente en su lado exterior. El uso de placas más gruesas usualmente es más costoso que el uso de anillos de rigidez.

Los anillos de rigidez pueden ser contruidos de secciones estructurales, placas soldadas, o combinaciones de estas. Su periferia externa puede ser circular o poligonal (Fig. 3.63). La sección mínima utilizada como anillo de rigidez debe ser de 2.5"x2.5"x1/4", y el espesor mínimo nominal utilizado para formarlos debe ser 1/4".

3.3.8.1 Anillo de rigidez superior

Los anillos de rigidez superiores pueden ser utilizados como pasarelas, en cuyo caso deben tener un ancho libre no menor que 24", deben estar preferiblemente localizados a 42" bajo el ángulo curvo, e incluir un pasamano para protección personal.

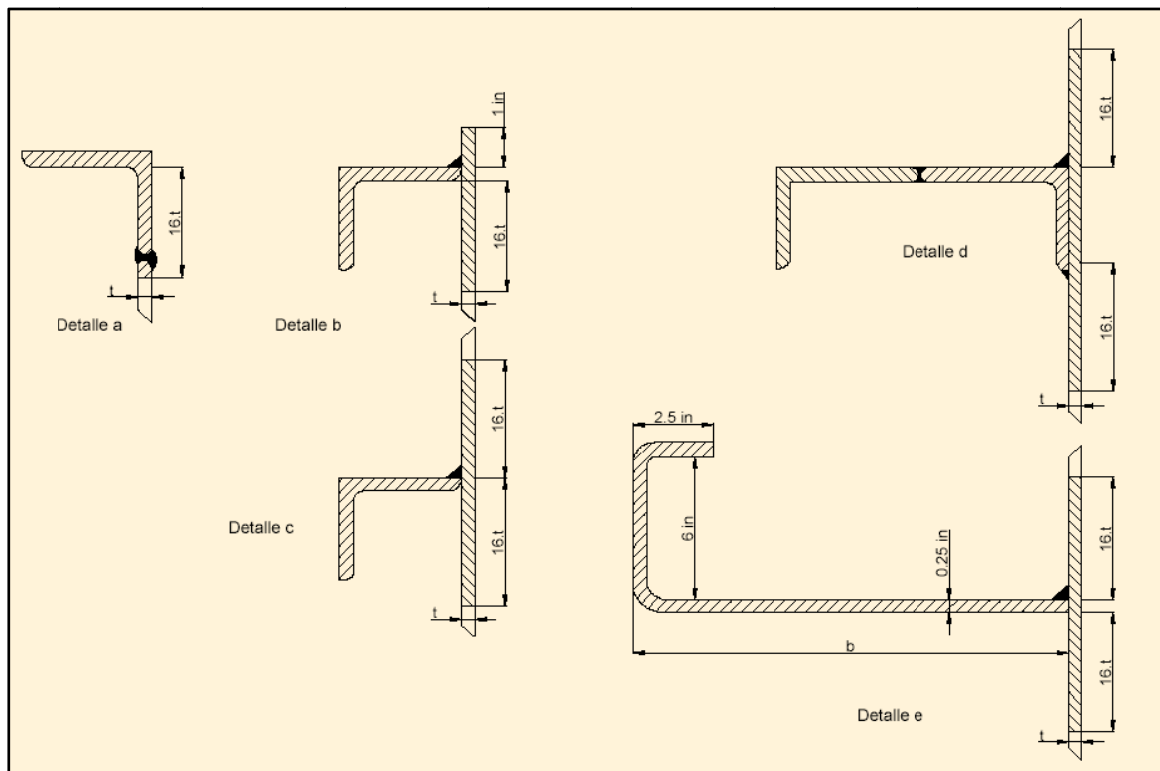


Figura 3.63 Secciones de anillos de rigidez comúnmente utilizados en tanques de almacenamiento

Cuando los anillos de rigidez son localizados a mayor distancia que 2' bajo la parte superior del cuerpo, el tanque debe ser provisto con un ángulo curvo de

2.5"x2.5"x3/16" para anillos superiores de 3/16", o con un ángulo curvo de 3"x3"x1/4" para anillos superiores mayores que 3/16".

El mínimo módulo de sección del anillo de rigidez superior es:

$$Z = 0.0001 D^2 H_2 \left(\frac{V}{120} \right)^2$$

donde Z = módulo de sección requerido (pulgadas³),

D = diámetro nominal del tanque (pies),

H_2 = altura del cuerpo del tanque (pies), incluyendo cualquier tablero instalado sobre la máxima altura de llenado (como en el caso de una guía para el techo flotante),

V = velocidad de diseño del viento (mph).

Para el cálculo del módulo de sección disponible del anillo de rigidez, puede incluirse la porción del cuerpo del tanque considerado efectivo, en una distancia de 16 espesores de la placa medida desde el anillo. Cuando se utilizan ángulos curvos unidos en el extremo superior del cuerpo mediante soldaduras a tope, esta distancia de refuerzo debe ser reducida del ancho del lado vertical del ángulo. La tabla 3.34 lista los módulos de sección típicos para anillos de rigidez.

Cuando se requieran aperturas en el anillo de rigidez, como en el caso del paso de escaleras, el módulo de sección de la porción del anillo que está fuera de la apertura, incluyendo la sección de transición, también debe cumplir la relación anterior para la determinación del mínimo módulo. El cuerpo adyacente a la apertura, debe ser rigidizado con un ángulo o placa, con el lado ancho ubicado en el plano horizontal. La sección requerida debe igualar a la sección del cuerpo incluida en el cálculo del módulo de rigidez para el anillo (Fig. 3.64).

3.3.8.2 Anillos de rigidez intermedios

Los anillos intermedios se utilizan cuando la rigidez producida por el anillo superior no es suficiente para mantener la estructura dentro de su estado límite. La máxima altura de un cuerpo de tanque no rigidizado es:

$$H_1 = 600,000 t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3 \left(\frac{120}{V}\right)^2}$$

donde H_1 = distancia vertical entre el anillo intermedio y el ángulo tope o el anillo de rigidez superior (pies),
 t = espesor nominal del anillo superior (pulgadas),
 D = diámetro nominal del tanque (pies),
 V = velocidad de diseño del viento (mph).

Tabla 3.34 Módulos de sección de anillos de rigidez [34]

Table 3-20—Section Moduli [cm ³ (in. ³)] of Stiffening-Ring Sections on Tank Shells						
Column 1		Column 2	Column 3	Column 4	Column 5	Column 6
Member Size		Shell Thickness [mm (in.)]				
mm	in.	5 (³ / ₁₆)	6 (¹ / ₄)	8 (⁵ / ₁₆)	10 (³ / ₈)	11 (⁷ / ₁₆)
Top Angle: Figure 3-20, Detail a						
64 × 64 × 6.4	2½ × 2½ × ¼	6.86 (0.41)	7.01 (0.42)	—	—	—
64 × 64 × 7.9	2½ × 2½ × 5/16	8.30 (0.51)	8.48 (0.52)	—	—	—
76 × 76 × 9.5	3 × 3 × 3/8	13.80 (0.89)	14.10 (0.91)	—	—	—
Curb Angle: Figure 3-20, Detail b						
64 × 64 × 6.4	2½ × 2½ × ¼	27.0 (1.61)	28.3 (1.72)	—	—	—
64 × 64 × 7.9	2½ × 2½ × 5/16	31.1 (1.89)	32.8 (2.04)	—	—	—
76 × 76 × 6.4	3 × 3 × ¼	38.1 (2.32)	39.9 (2.48)	—	—	—
76 × 76 × 9.5	3 × 3 × 3/8	43.0 (2.78)	52.6 (3.35)	—	—	—
102 × 102 × 6.4	4 × 4 × ¼	57.6 (3.64)	71.4 (4.41)	—	—	—
102 × 102 × 9.5	4 × 4 × 3/8	65.6 (4.17)	81.4 (5.82)	—	—	—
One Angle: Figure 3-20, Detail c (See Note)						
64 × 64 × 6.4	2½ × 2½ × ¼	28.5 (1.68)	29.6 (1.79)	31.3 (1.87)	32.7 (1.93)	33.4 (2.00)
64 × 64 × 7.9	2½ × 2½ × 5/16	33.1 (1.98)	34.6 (2.13)	36.9 (2.23)	38.7 (2.32)	39.5 (2.40)
102 × 76 × 6.4	4 × 3 × ¼	58.3 (3.50)	60.8 (3.73)	64.2 (3.89)	66.6 (4.00)	67.7 (4.10)
102 × 76 × 7.9	4 × 3 × 5/16	68.3 (4.14)	71.6 (4.45)	76.2 (4.66)	79.4 (4.82)	80.8 (4.95)
127 × 76 × 7.9	5 × 3 × 5/16	90.7 (5.53)	95.2 (5.96)	102.0 (6.25)	106.0 (6.47)	108.0 (6.64)
127 × 89 × 7.9	5 × 3½ × 5/16	101.0 (6.13)	106.0 (6.60)	113.0 (6.92)	118.0 (7.16)	120.0 (7.35)
127 × 89 × 9.5	5 × 3½ × 3/8	116.0 (7.02)	122.0 (7.61)	131.0 (8.03)	137.0 (8.33)	140.0 (8.58)
152 × 102 × 9.5	6 × 4 × 3/8	150.0 (9.02)	169.0 (10.56)	182.0 (11.15)	191.0 (11.59)	194.0 (11.93)
Two Angles: Figure 3-20, Detail d (See Note)						
102 × 76 × 7.9	4 × 3 × 5/16	186 (11.27)	191 (11.78)	200 (12.20)	207 (12.53)	210 (12.81)
102 × 76 × 9.5	4 × 3 × 3/8	216 (13.06)	222 (13.67)	233 (14.18)	242 (14.60)	245 (14.95)
127 × 76 × 7.9	5 × 3 × 5/16	254 (15.48)	262 (16.23)	275 (16.84)	285 (17.34)	289 (17.74)
127 × 76 × 9.5	5 × 3 × 3/8	296 (18.00)	305 (18.89)	321 (19.64)	333 (20.26)	338 (20.77)
127 × 89 × 7.9	5 × 3½ × 5/16	279 (16.95)	287 (17.70)	300 (18.31)	310 (18.82)	314 (19.23)
127 × 89 × 9.5	5 × 3½ × 3/8	325 (19.75)	334 (20.63)	350 (21.39)	363 (22.01)	368 (22.54)
152 × 102 × 9.5	6 × 4 × 3/8	456 (27.74)	468 (28.92)	489 (29.95)	507 (30.82)	514 (31.55)
Formed Plate: Figure 3-20, Detail e						
b = 250	b = 10	—	341 (23.29)	375 (24.63)	392 (25.61)	399 (26.34)
b = 300	b = 12	—	427 (29.27)	473 (31.07)	496 (32.36)	505 (33.33)
b = 350	b = 14	—	519 (35.49)	577 (37.88)	606 (39.53)	618 (40.78)
b = 400	b = 16	—	615 (42.06)	687 (45.07)	723 (47.10)	737 (48.67)
b = 450	b = 18	—	717 (48.97)	802 (52.62)	846 (55.07)	864 (56.99)
b = 500	b = 20	—	824 (56.21)	923 (60.52)	976 (63.43)	996 (65.73)
b = 550	b = 22	—	937 (63.80)	1049 (68.78)	1111 (72.18)	1135 (74.89)
b = 600	b = 24	—	1054 (71.72)	1181 (77.39)	1252 (81.30)	1280 (84.45)
b = 650	b = 26	—	1176 (79.99)	1317 (86.35)	1399 (90.79)	1432 (94.41)
b = 700	b = 28	—	1304 (88.58)	1459 (95.66)	1551 (100.65)	1589 (104.77)
b = 750	b = 30	—	1436 (97.52)	1607 (105.31)	1709 (110.88)	1752 (115.52)
b = 800	b = 32	—	1573 (106.78)	1759 (115.30)	1873 (121.47)	1921 (126.66)
b = 850	b = 34	—	1716 (116.39)	1917 (125.64)	2043 (132.42)	2096 (138.17)
b = 900	b = 36	—	1864 (126.33)	2080 (136.32)	2218 (143.73)	2276 (150.07)
b = 950	b = 38	—	2016 (136.60)	2248 (147.35)	2398 (155.40)	2463 (162.34)
b = 1000	b = 40	—	2174 (147.21)	2421 (158.71)	2584 (167.42)	2654 (174.99)

Note: The section moduli for Details c and d are based on the longer leg being located horizontally (perpendicular to the shell) when angles with uneven legs are used.

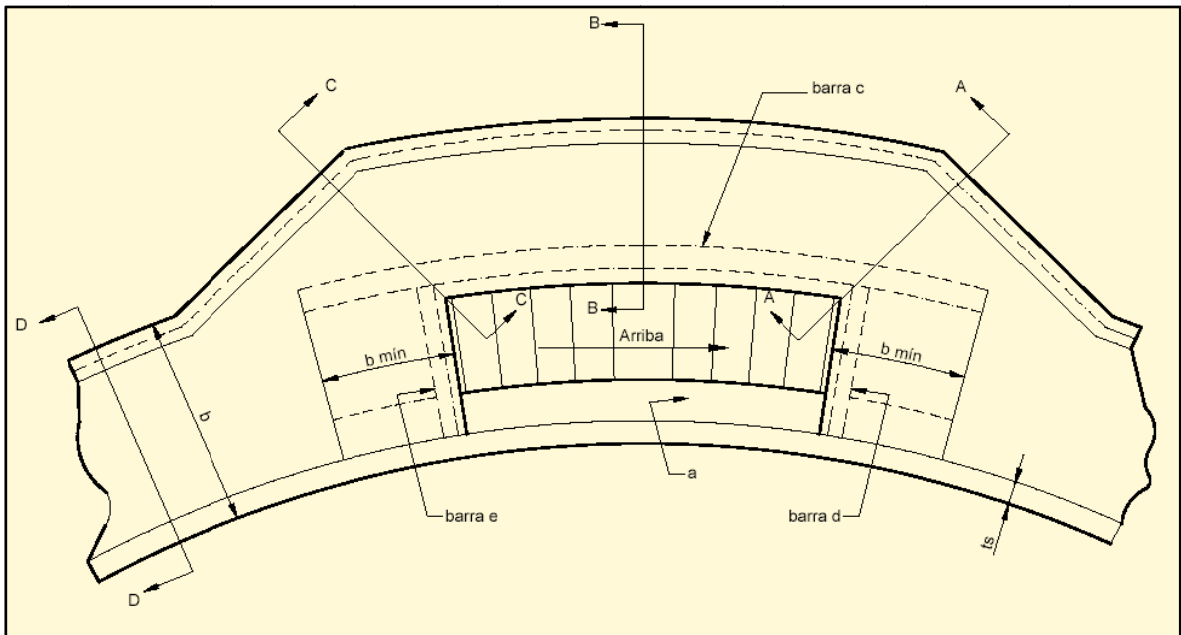


Figura 3.64 Esquema típico para aperturas en anillos de rigidez

Esta fórmula intenta cubrir requerimientos de rigidez para tanques abiertos o cerrados, y está basada en los siguientes factores (ASCE 7):

a) La presión de velocidad es:

$$p = 0.00256 K_z K_{zt} K_d V^2 I G = 31 \text{ psf}$$

donde $K_z = 1.04$, presión de velocidad (para coeficiente de exposición C a 40')

$K_{xt} = 1$, para todas las estructuras excepto las aisladas,

$K_d = 0.95$, factor direccional para tanques redondos,

$V = 120$ mph, velocidad de diseño del viento,

$I = 1$, factor de importancia para estructuras categoría II,

$G = 0.85$, factor de ráfaga para exposición C,

$p = 31$ psf, presión de velocidad.

Una presión de vacío de 5psf está incluida, para considerar una fricción interna en los tanques de techo abierto o para la presión externa en los tanques cerrados para un total de 36psf.

b) La presión de viento es uniforme sobre la pared del tanque, eliminando la necesidad de un factor de forma.

- c) El modelo utiliza el criterio de presión externa uniforme sobre tubos de pared delgada libres de cargas en sus extremos, sometidos a una presión total especificada en a).
- d) Cuando se especifiquen otros factores por el dueño o comprador del tanque, mayores que los asumidos en a), b) y c), la carga total del cuerpo debe ser modificado, y H_1 debe ser disminuido por la relación de 36psf a la presión total modificada.

Generalmente los anillos que forman el cuerpo del tanque tienen diferentes espesores, por lo que se requiere determinar una altura transformada equivalente que considere las diferencias de rigidez. La altura transformada para el cuerpo del tanque, se calcula de la siguiente manera:

- e) El ancho actual de cada anillo debe ser modificado a un ancho transpuesto, relativo al espesor del anillo superior del cuerpo del tanque, con la siguiente relación:

$$W_{tr} = W \sqrt{\left(\frac{t_{uniforme}}{t_{actual}}\right)^5}$$

- donde W_{tr} = ancho transpuesto de cada anillo de cuerpo (pulgadas),
 W = ancho actual de cada anillo de cuerpo (pulgadas),
 $t_{uniforme}$ = espesor nominal del anillo superior (pulgadas),
 t_{actual} = espesor nominal del anillo para el que se determina el ancho transpuesto (pulgadas).

- f) Sumar los anchos transpuestos de los anillos para obtener la altura transformada del cuerpo del tanque. Si la altura transformada es mayor que H_1 , se requiere de un anillo de rigidez intermedio. Para mantener igual estabilidad sobre y debajo del anillo de rigidez intermedio, este debe localizarse a la mitad de la altura transformada²¹. Otras ubicaciones pueden utilizarse, evitando exceder H_1 .

²¹ La localización del anillo en el cuerpo del tanque debe ser en el mismo anillo y misma posición relativa de la localización teórica sobre el cuerpo transformado, utilizando la relación de espesores de la fórmula anterior.

- g) Si la mitad de la altura del cuerpo transformado excede la altura H_1 , se requiere de un segundo anillo de rigidez intermedio, para reducir la altura no rigidizada del cuerpo a una altura inferior a la máxima.
- h) La instalación de los anillos intermedios estará separada por lo menos 6" de las soldaduras circunferenciales del cuerpo, y preferiblemente debajo de ellas.

El mínimo módulo de sección requerido para anillos de rigidez intermedios es:

$$Z = 0.0001 D^2 H_1 \left(\frac{V}{120} \right)^2$$

donde Z = módulo de sección requerido (pulgadas³),

D = diámetro nominal del tanque (pies),

H_1 = distancia vertical entre el anillo intermedio y el ángulo tope o el anillo de rigidez superior (pies),

V = velocidad de diseño del viento (mph).

- i) Cuando el uso de un cuerpo transformado permite localizar el anillo intermedio a una altura menor que H_1 , el espacio a la altura media del cuerpo transformado, transpuesto a la altura del cuerpo actual, puede ser sustituido por H_1 en el cálculo del mínimo módulo de sección, si el anillo será ubicado en la localización transformada.
- j) El módulo de sección de un anillo de rigidez intermedio puede basarse en las propiedades de los elementos adjuntos, incluyendo una porción de la pared del tanque con una distancia de la unión (hacia arriba y debajo) de:

$$1.47 (Dt)^{0.5}$$

donde D = diámetro nominal de tanque (pies),

t = espesor del cuerpo en la unión (pulgadas).

- k) Cuando se requieran aperturas en el anillo de rigidez, como en el caso del paso de escaleras, el módulo de sección de la porción del anillo que está fuera de la apertura, incluyendo la sección de transición, también debe cumplir la relación anterior para la determinación del mínimo módulo. El cuerpo adyacente a la apertura, debe ser rigidizado con un ángulo o placa, con el lado ancho ubicado en el plano horizontal. La sección requerida debe igualar a la sección del cuerpo incluida en el cálculo del módulo de rigidez para el anillo.

3.4 CONSIDERACIONES DE VIENTO

Los momentos de volcamiento inducidos por el viento en un tanque vacío con una relación altura-diámetro considerable, pueden ser significativos. Las cargas de viento a 100 MPH ejercen presiones de 18psf sobre el área proyectada de la pared del tanque y 15psf sobre el área proyectada del techo. Para diferentes velocidades de viento, las presiones deben ser factoradas por $(V/100)^2$, donde V es la velocidad de viento en MPH (Fig. 3.65).

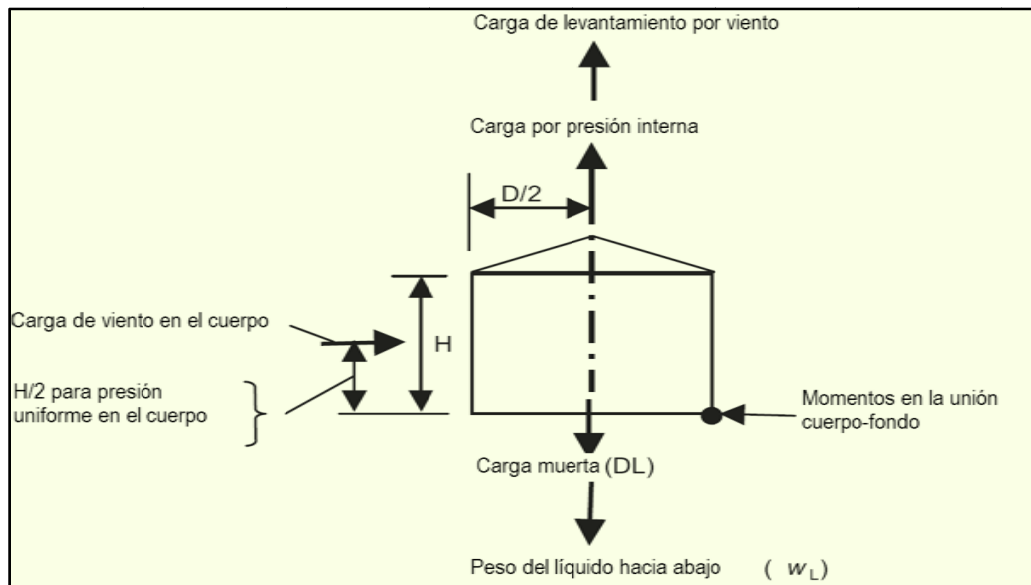


Figura 3.65 Cargas por viento en tanques no anclados

Utilizando un factor de seguridad de 1.5, para tanques no anclados, el momento de volcamiento no debe exceder a dos tercios del peso propio resistente, según las siguientes relaciones:

$$0.6 M_W + M_{Pi} < \frac{M_{DL}}{1.5} = \left(\frac{2}{3}\right) \left(\frac{WD}{2}\right)$$

$$M_W + 0.4 M_{Pi} < \frac{M_{DL} + M_F}{2}$$

donde M_W = Momento de volcamiento por cargas de viento (pies-libras),
 M_{Pi} = Momento de volcamiento por presión interna (pies-libras),
 M_{DL} = Momento resistente debido al peso propio de la pared del tanque y la porción del techo soportada por el cuerpo (pies-libras),

M_F = Momento resistente debido al peso del líquido (pies-libras),
 $W_a = 4.67 t_b \sqrt{(F_{by} H)}$ = Peso del líquido utilizando una gravedad específica de 0.7, (libras/pie),
 W = Peso de la pared del tanque y la porción de techo soportado por la pared (libras),
 D = diámetro del tanque (pies).

Cuando alguna combinación de viento ó presión interna causa el levantamiento ó excede los límites del código para anclaje, el tanque debe ser anclado. Para tanques anclados, se deben utilizar los siguientes valores para la carga de tensión por perno:

$$t_b = \frac{4M_w}{dN} - \frac{W}{N}$$

donde t_b = carga a tensión para diseño, por perno (libras),
 d = diámetro del círculo de anclaje (pies),
 N = número de anclajes

Los tanques pueden estar sometidos a fuerzas de deslizamiento debido al viento, y deben ser analizados utilizando un factor de fricción de 0.4 multiplicado por la fuerza actuante en el fondo.

3.5 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

3.5.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismo-resistente para tanques de almacenamiento de líquidos no es mandatorio según el API, pero es ampliamente utilizado para establecer la vulnerabilidad sísmica de tanques nuevos y existentes.

Aunque los tanques son considerados como estructuras algo flexibles, existe un límite en la actividad sísmica o movimiento del suelo que pueden resistir, sin ocasionar daño estructural y/o derrame de su contenido líquido. Generalmente, el

daño ocurre cerca de la base del tanque, como resultado del levantamiento de su fundación y el desgarre o ruptura del anclaje y/o el cuerpo, ó por el aplastamiento de la porción más baja del anillo inferior del cuerpo, con el consecuente desprendimiento de sus componentes adjuntos (tubería interconectada al tanque y placas de refuerzo de conexiones).

El análisis del comportamiento sísmico de tanques puede ser dividido en cuatro amplias categorías:

- Evaluación del riesgo
- Hidrodinámica del fluido
- Pandeo de placas delgadas
- Metodología y suposiciones

3.5.1.1 Evaluación del riesgo

El API establece dos metodologías de diseño asociadas con la sismicidad, que proveen razonable seguridad y economía en el diseño y construcción de tanques, basadas en la división de las regiones geográficas en áreas de diferente sismicidad y el uso de factores de importancia. El primer criterio fue desarrollado por el UBC y adaptado desde 1978 por el API, y en la actualidad es el más ampliamente aceptado. El segundo fue recopilado y adoptado por el ASCE 7, y desde el año 2005 fue incorporado por el API en algunas de sus publicaciones.

3.5.1.2 Hidrodinámica del fluido

El problema fundamental del diseño sismo-resistente, consiste en la determinación de las fuerzas actuantes en la pared del tanque y su fundación, para poder conocer su capacidad sísmica. Para lo cual, es necesario conocer las presiones hidrodinámicas ejercidas por el fluido e integrarlas en el conjunto estructural, para conocer las fuerzas totales y momentos actuantes.

Los parámetros críticos a determinar son:

- Tensión circunferencial, compresión y tensión axiales, y fuerzas cortantes y momentos sobre la pared del tanque, resultantes de los efectos hidrodinámicos.
- Efecto del movimiento ondulatorio (olas) producido en la superficie del líquido almacenado en el tanque.
- Fuerzas y momentos transmitidos a la fundación y el suelo.
- Otras variables importantes, así como los momentos flectores en los anillos superiores del cuerpo.

3.5.1.2.1 Modelo básico

La figura 3.66 muestra un tanque sometido a una aceleración horizontal. Debido a las ondas creadas en la superficie del fluido por las fuerzas sísmicas, existen dos componentes que son considerados en el modelo simplificado, utilizados para determinar las fuerzas y momentos actuantes en el tanque, llamados componente impulsivo y convectivo.

El modelo asume que parte del contenido del tanque actúa como un sólido rígido que se mueve exactamente en unísono con el movimiento del suelo y la pared del tanque (asumida como rígida). La parte del modelo que representa las ondas en movimiento, es considerada como una masa unida al tanque rígido mediante resortes. Mientras la suposición de un tanque rígido admite cierto error, este no es significativo para tanques con techo abierto y anillo rigidizador o tanques con techo fijo.

Componente impulsivo.- Bajo cierta altura, el líquido actúa como un cuerpo rígido, moviéndose junto con el tanque y el suelo. Este modo es llamado 'modo impulsivo' y es considerado como un cuerpo rígido uniformemente acelerado en la misma proporción del movimiento del suelo. La fuerza P_1 es simplemente proporcional a la aceleración, y actúa en el centroide de la porción impulsiva del líquido con masa W_1 a una distancia X_1 sobre el piso, produciendo una parte del

momento de volcamiento del tanque. W es la masa total del tanque y el líquido. Los subíndices 1 y 2 refieren al componente impulsivo y convectivo respectivamente.

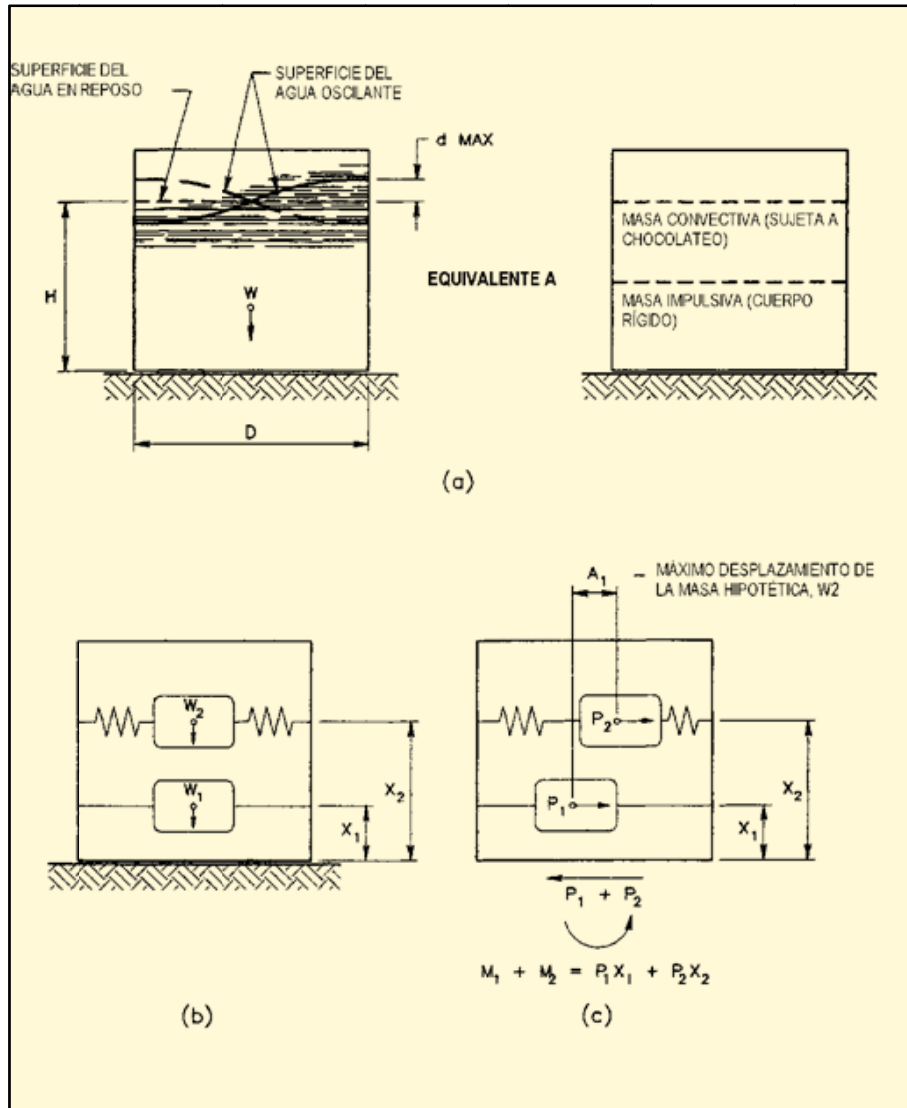


Figura 3.66 Modelo simplificado para el análisis de efectos sísmicos en tanques de almacenamiento sobre superficie. (a) Movimiento del fluido en el tanque; (b) modelo dinámico; (c) equilibrio dinámico de fuerzas horizontales.

Componente convectivo.- Cerca de la superficie, el líquido es libre para acelerarse verticalmente y formar ondas (olas). Este efecto es representado por una masa conectada por resortes unidos a la pared del tanque²². El período de las ondas

²² Algunos modelos consideran el efecto de la flexibilidad la pared del tanque para obtener mayor precisión en los resultados, incluyendo múltiples masas unidas con resortes de variada rigidez.

para grandes tanques esta típicamente entre los 6 y 10 segundos. Debido a que la frecuencia del primer modo del movimiento es usualmente mucho menor que los movimientos asociados con frecuencias dominantes de excitación sísmica, la asunción de un tanque rígido no genera un error significativo. Cuando el tanque es asumido como una estructura rígida, se utiliza un sistema simple masa-resorte, donde la fuerza P_2 es el componente convectivo de la masa de líquido en el tanque W_2 , que actúa en su centroide a una distancia X_2 sobre el suelo.

3.5.1.2.2 Modelo simplificado

El modelo anterior que establece las presiones hidrodinámicas asociadas con la actividad sísmica, tiende a ser complejo y de difícil uso, por lo que el API utiliza un modelo simplificado realizado por Housner y adaptado por Wozniak y Mitchell, que tiene suficiente precisión para propósitos de diseño y construcción de tanques. El cálculo de presiones hidrodinámicas utilizado se muestra en la figura 3.67.

La aceleración horizontal produce una fuerza resultante P , igual a la suma total de presiones hidrodinámicas actuantes en la pared del tanque. Esta fuerza tiende a trasladar al tanque desde su posición original, mientras que simultáneamente tiende a causar un volcamiento M . Este comportamiento varía con el coseno del ángulo Φ (ángulo entre la dirección del movimiento del suelo y la dirección bajo consideración), alcanzando un valor máximo cuando es igual a cero. El corte en la base es numéricamente igual a P .

La presión dinámica actuante en la membrana del fondo del tanque, también tiende a producir volcamiento en la fundación. Los métodos del API enfocan el componente más débil, el tanque, y por lo tanto no estiman la carga creciente en la fundación del tanque resultado de las presiones hidrodinámicas que actúan en la parte inferior del tanque. Estas cargas pueden ser significativas, y los procedimientos para determinar las cargas sobre las fundaciones serán analizados posteriormente en este capítulo.

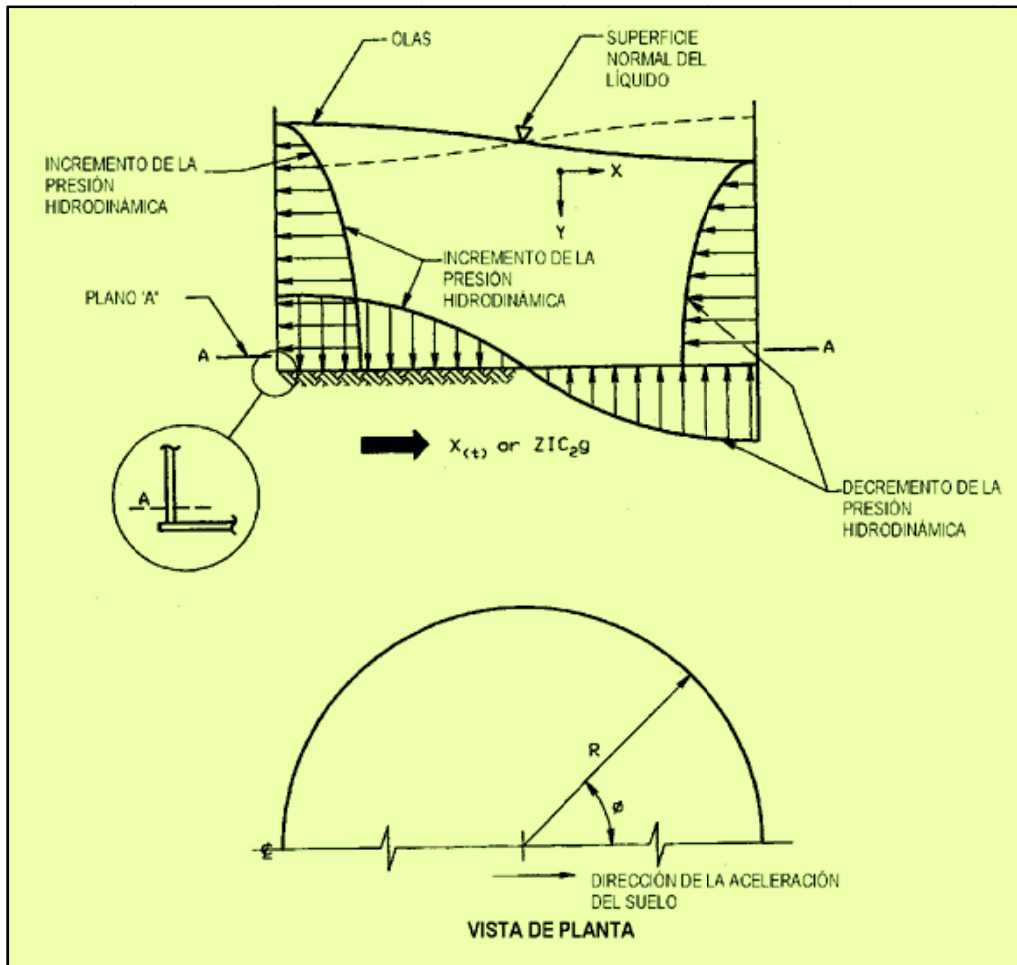


Figura 3.67 Presiones hidrodinámicas causadas por la aceleración horizontal

3.5.1.2.3 Relación de aspecto

El modelo descrito incluye otro factor importante que es ilustrado en la figura 3.68. Cualquier relación de aspecto del tanque (relación de altura al diámetro) mayor que 3:4 es denominada 'tanque alto', lo que significa que cualquier líquido debajo de esta altura es siempre considerado como un cuerpo rígido (impulsivo). Debido a que la relación diámetro a altura es una constante para esta condición, como se muestra en la línea punteada para tanques altos, puede utilizarse una relación constante para determinar la porción convectiva de líquido. Esto genera diferentes fórmulas para W_1 y X_1 en tanques altos versus tanques bajos.

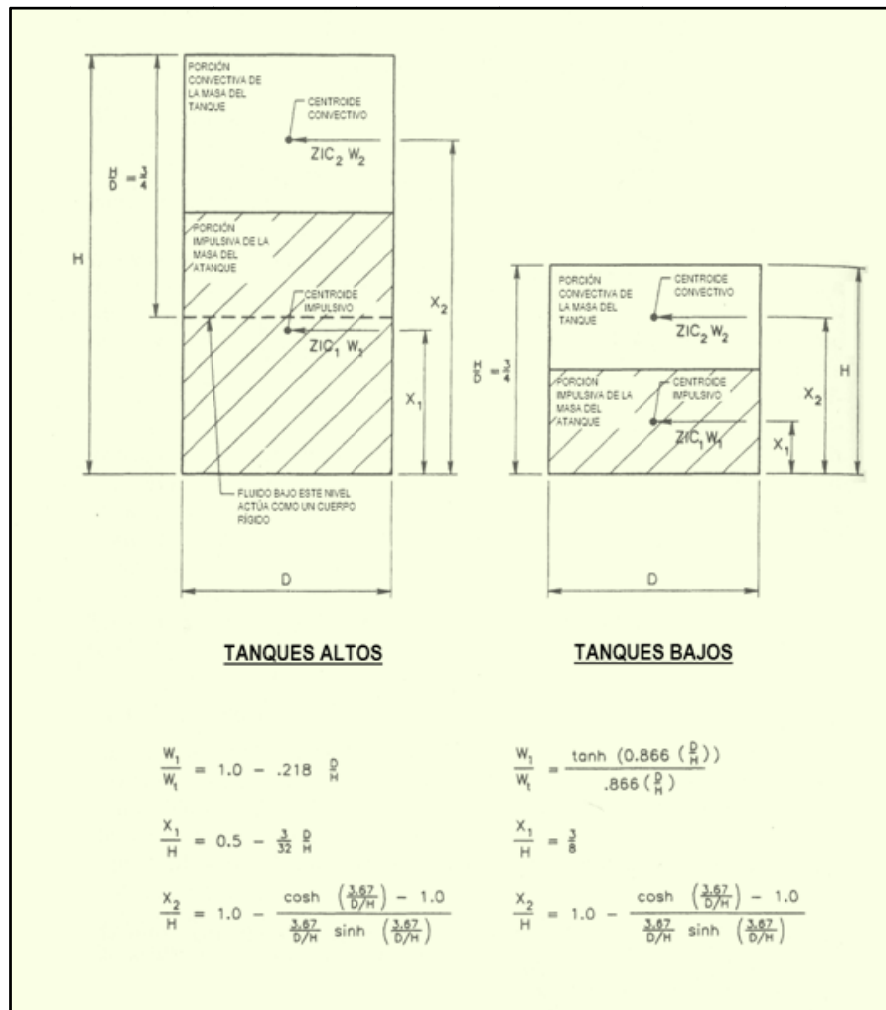


Figura 3.68 Modelos de tanques altos y bajos usados para la determinación de presiones, centroides y masas impulsiva y convectiva.

3.5.1.2.4 Fuerzas horizontales

La magnitud del movimiento del suelo usualmente no está disponible al momento de diseñar una estructura, de manera que es usual estimar las probabilidades futuras de dicha magnitud, basadas en datos sismológicos y geológicos de la zona. Esto también es de difícil acierto, debido al corto lapso sobre el cual se han recolectado datos y al número de sismógrafos en uso. Sin embargo, los métodos sísmicos utilizados envuelven la aplicación de un espectro de diseño para determinar las componentes de la aceleración y respuesta.

Por ejemplo, el código de Nueva Zelanda requiere que el ingeniero inicie el diseño con el uso de cartas de probabilidad anual de ocurrencia de sismos; luego se requiere del uso del espectro de diseño sísmico. Estos espectros son basados en datos limitados, generados por extrapolación de modelos sísmicos, y la adopción de expresiones para las ondas de atenuación derivadas de datos de ultramar. El código provee recomendaciones de zonas sísmicas, coeficientes geográficos, espectros de aceleración, y factores de probabilidad.

El API ha venido utilizando el UBC por su simplicidad y desde el año 2005 también incorpora metodologías del ASCE. El primer método se basa en la determinación de fuerzas laterales bajo condiciones estáticas, equivalentes a las fuerzas sísmicas reales. Es decir que la estructura es diseñada para resistir una fuerza horizontal estáticamente aplicada, en lugar de las fuerzas de inercia dinámicas resultantes del movimiento del suelo. Sin embargo, el API difiere en la determinación de los coeficientes de fuerza lateral para los modos de chapoteo, niveles de amortiguamiento, estimación de las fuerzas compresivas en el tanque, y tratamiento de la flexibilidad y el pandeo.

Para tanques, la fuerza estática equivalente de diseño es ZIC_1W_1 para la porción impulsiva del contenido del tanque, y ZIC_2W_2 para la porción convectiva, aplicadas en sus respectivos centros de masa.

3.5.1.2.5 Presiones en la pared y el fondo del tanque

La presión total en algún punto de la pared del tanque está dada por:

$$P_T = P_1 + P_2$$

donde P_1 = Componente impulsiva de la presión hidrodinámica total,

P_2 = Componente convectiva de la presión hidrodinámica total.

La presión impulsiva en la pared del tanque a una altura Y , bajo la superficie del líquido, en dirección del movimiento del suelo, sobre el lado de presión incremental es:

$$P_1 = 108 G Z I C_1 H \left(\left(\frac{Y}{H} \right) - \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right) \tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right)$$

para tanques cortos ($D/H < 3/4$), y

$$P_1 = 66.4 G Z I C_1 D \left(\left(\frac{Y}{0.15D} \right) - \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right)$$

para tanques altos ($D/H > 3/4$), cuando $Y < 3D/4$, y

$$P_1 = 33.2 G Z I C_1 D^2$$

cuando $Y > 3D/4$.

La presión convectiva en la pared del tanque a una altura Y , está dada por:

$$P_2 = 23.4 G Z I C_2 D \frac{\cosh \left(3.67 \frac{H-Y}{D} \right)}{\cosh \left(3.67 \frac{H}{D} \right)}$$

La figura 3.69 muestra las presiones de pared desarrolladas por las masas efectivas actuando impulsivas y convectivamente. Las presiones están en dirección de la aceleración en el lado de alta presión. En el lado opuesto, las presiones son negativas o reducidas. Se debe entender que para tanques muy bajos, la principal contribución de la fuerza horizontal se debe al efecto convectivo, y para tanques muy altos se debe al efecto impulsivo.

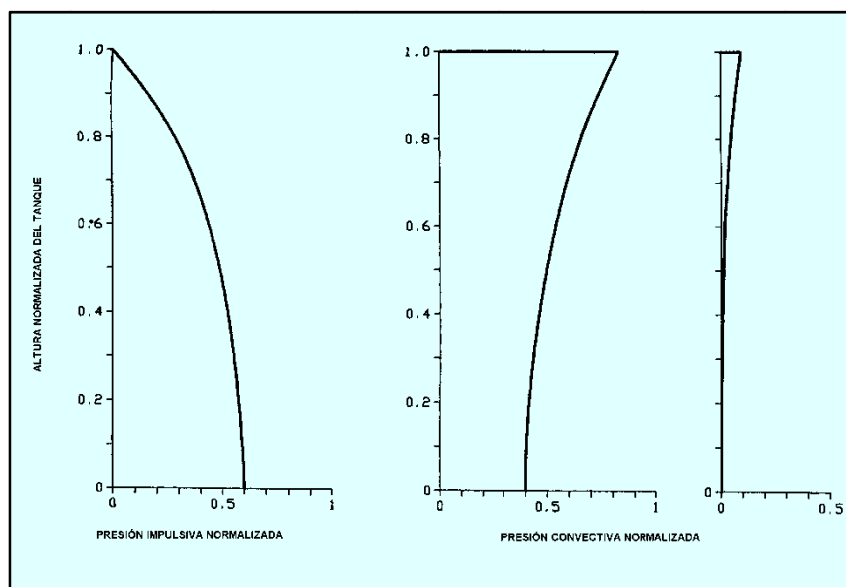


Figura 3.69 Presiones convectiva e impulsiva en la pared del tanque. Funciones adimensionales para componentes impulsivo y convectivo de la presión hidrodinámica en tanques con $H/D=0.75$.

Los componentes impulsivos y convectivos del modelo, dan lugar a presiones actuantes en el fondo del tanque, mostradas en la figura 3.70 para un tanque con una relación $H/D=0.75$. Para considerar la integridad del tanque en sí, estos valores no son importantes. Sin embargo, para considerar el efecto del momento de volcamiento en la fundación, estos valores son considerables, debido a que el fondo es considerado como una membrana flexible, y la presión sobre el fondo no afecta las fuerzas que actúan en el cuerpo del tanque. De hecho, la base de otros modelos sísmicos incluye la fuerza de membrana actuante en el fondo durante el levantamiento, para proveer adicional resistencia al volcamiento. Así en esencia, el API es conservativo.

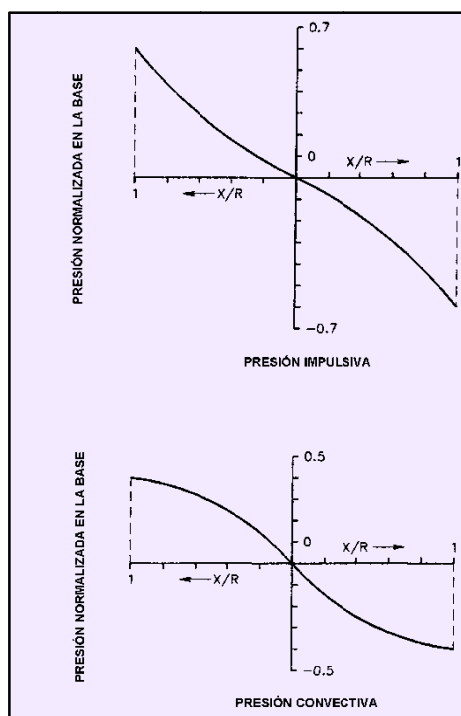


Figura 3.70 Presiones impulsiva y convectiva en el fondo. Funciones adimensionales para componentes impulsivo y convectivo de la presión hidrodinámica en tanques con $H/D=0.75$.

3.5.1.2.6 Porción efectiva de masa que es impulsiva o convectiva

La fracción del peso total del líquido que contribuye al componente impulsivo de la fuerza horizontal es:

$$\frac{W_1}{W} = \frac{\tanh\left(\frac{0.866D}{H}\right)}{\frac{0.866D}{H}}$$

para tanques cortos ($H/D < 3/4$), y

$$\frac{W_1}{W} = 1.0 - \frac{0.218D}{H}$$

para tanques altos ($H/D > 3/4$). La figura 3.71 muestra las relaciones entre masas normalizadas (divididas para la masa total) impulsiva y convectiva, notando que la masa convectiva es predominante conforme el tanque se vuelve más bajo, y la masa impulsiva es predominante para los tanques altos.

Para ejercer un momento equivalente que actúe debido a la presión del fluido únicamente sobre las paredes, la componente horizontal de la fuerza actúa a una distancia sobre la base del tanque de:

$$\frac{X_1}{H} = \frac{3}{8}$$

para tanques cortos ($H/D < 3/4$), y

$$\frac{X_1}{H} = 0.5 - \left(\frac{3}{32}\right)\left(\frac{D}{H}\right)$$

para tanques altos ($H/D > 3/4$).

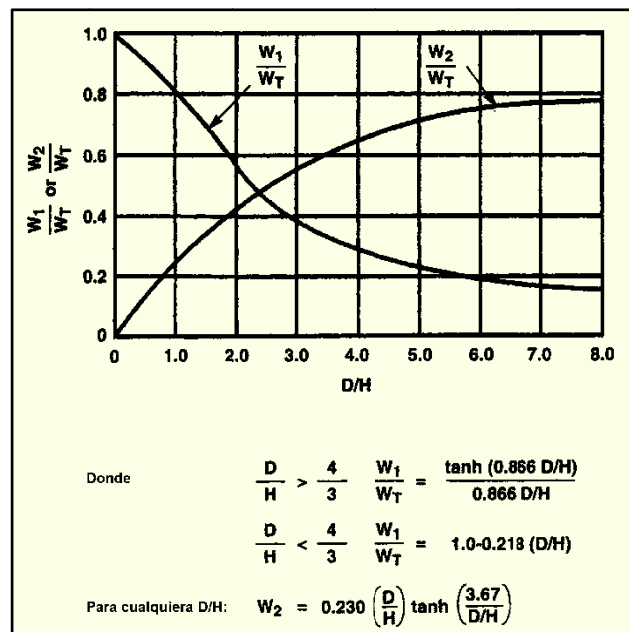


Figura 3.71 Masa efectiva de componentes sísmicos impulsivo y convectivo.

La figura 3.72 muestra la altura de los centroides de las porciones impulsiva y convectiva del contenido del tanque. Debido a que la fuerza horizontal actúa en el centroide de la presión horizontal de pared, el centroide de la presión que es asumida como un cuerpo rígido, está a una altura de un medio de la elevación de la porción del líquido que actúa impulsivamente.

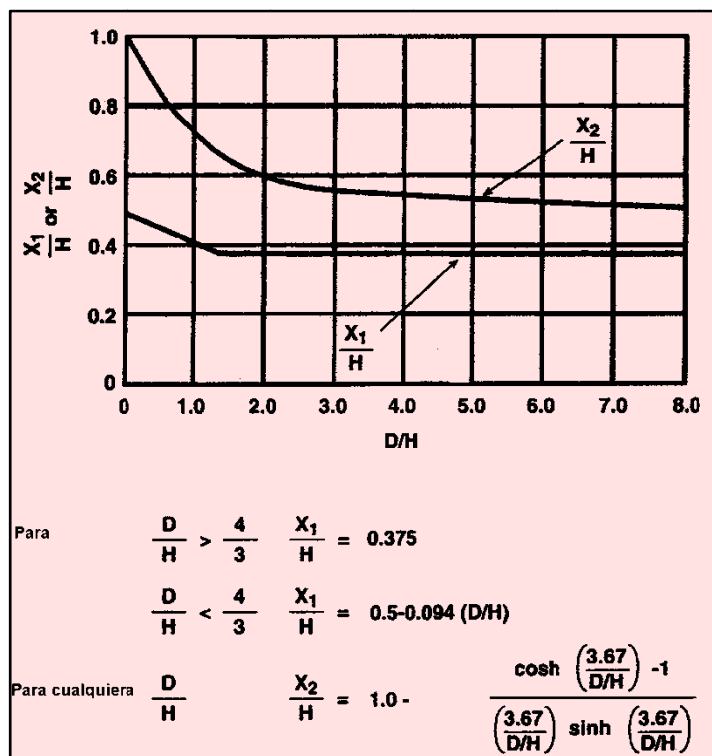


Figura 3.72 Localización del centroide de las masas sísmicas efectivas impulsiva y convectiva.

Es importante notar que el efecto de las presiones del fondo generadas por la aceleración sísmica, no está incluido en estas expresiones. En otras palabras, el momento determinado por las expresiones anteriores, es equivalente al momento aplicado al tanque en el plano A-A arriba del fondo del tanque, como se muestra en la figura 3.67. Este momento es utilizado para determinar las fuerzas de levantamiento y las fuerzas compresivas actuantes en la pared del tanque, cerca de la base.

Para el diseño de la fundación, el efecto de la presión del fondo debe ser considerado como el momento de volcamiento debajo del plano A-A de la figura 3.67, y puede ser considerablemente mayor que el momento de volcamiento

aplicado al tanque. Para considerar el momento creciente en la fundación del tanque, debido a las presiones hidrodinámicas del líquido que actúan en la parte inferior del tanque, la altura a la cual la presión resultante en la pared actúa sobre el fondo del tanque puede ser incrementada para producir un momento equivalente.

Para la determinación de la altura del centroide del componente impulsivo de la masa del tanque, se utiliza:

$$\frac{X'_1}{H} = \left(\frac{3}{8}\right) \left(1.0 + \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{\frac{0.866D}{H}}{\tanh\left(\frac{0.866D}{H}\right)} - 1.0 \right) \right)$$

para tanques cortos ($H/D < 3/4$), y

$$\frac{X'_1}{H} = 0.5 + 0.06 \frac{D}{H}$$

para tanques altos ($H/D > 3/4$).

La respuesta convectiva es modelada por una masa simple unida a la pared del tanque rígido, con resortes como los mostrados en la figura 3.66c. La respuesta de la porción convectiva del líquido, es oscilaciones libres de la superficie del fluido en el modo fundamental. La integración de las presiones resultantes en la pared, lleva a obtener la fuerza horizontal total que actúa sobre la pared del tanque:

$$\frac{W_2}{W} = 0.23 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)$$

Para la determinación de la altura del centroide del componente convectivo de la masa del tanque, se utiliza:

$$\frac{X_2}{H} = 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1.0}{\left(\frac{3.67H}{D}\right) \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}$$

Si la presión actuante en el fondo del tanque es considerada por un incremento en la altura del brazo del momento en:

$$\frac{X'_2}{H} = 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - \frac{31}{16}}{\left(\frac{3.67H}{D}\right) \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}$$

luego la fuerza convectiva es equivalente a una masa de peso W_2 unida a las paredes del tanque y vibrando según:

$$X = A_1 \sin(\omega t)$$

donde:

$$W_2 = \frac{3.67g}{D} \tanh\left(3.67 \frac{H}{D}\right)$$

$$A_1 = (0.27\theta_h) \left(\frac{1}{\tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right)$$

$$\tau = \frac{2\pi}{W} = \frac{2\pi\sqrt{D}}{\sqrt{3.67g \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}}$$

La ola que es generada por las aceleraciones sísmicas puede ser estimada por:

$$d_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \sqrt{\frac{27}{8}} A \tanh\left(4.77 \sqrt{\frac{H}{D}}\right) = 1.124 Z I C_2 \tau^2 \tanh\left(4.77 \sqrt{\frac{H}{D}}\right)$$

donde d_{\max} = altura de la onda generada en la superficie del líquido (pies),
D = diámetro del tanque (pies).

3.5.1.2.7 Modos de chapoteo (sloshing modes)

Los coeficientes de aceleración C_1 y C_2 requeridos para el cálculo sísmico según el API, son calculados como sigue.

Cuando $T \leq 4.5$:

$$C_2 = \frac{0.75S}{T}$$

Cuando $T > 4.5$:

$$C_2 = \frac{3.375S}{T^2}$$

donde S = Coeficiente de sitio (ó factor de amplificación) según la tabla 3.35,

T = Período natural de vibración del primer modo de chapoteo (segundos). Los tanques tienen períodos naturales de vibración en el orden de 0.1 a 0.25 segundos.

Estos coeficientes se basan en una rigidez infinita de la pared del tanque²³. Un valor constante de 0.6 es utilizado como valor de C_1 , que es consistente con el UBC. El período del primer modo de chapoteo debe ser determinado para el cálculo de C_2 . La fórmula para C_2 se basa en una máxima velocidad espectral de 1.5 a 2.3 pies/segundo, y un máximo desplazamiento espectral de 1.1 a 1.65 pies, dependiendo del tipo de suelo.

El período del primer modo de chapoteo puede ser determinado por:

$$T = k\sqrt{D}$$

Donde k puede ser determinado de la figura 3.73 y las siguientes fórmulas:

$$T = \frac{2\pi\sqrt{D}}{3.67g \tanh\left(\frac{3.67}{\frac{D}{H}}\right)}$$

$$k = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.67}{\frac{D}{H}}\right)}}$$

donde $g = 32.3$ pies/segundos², aceleración debido a la gravedad,

k = parámetro para calcular T (segundos²/pie)^{0.5},

T = período de la ola (segundos).

²³ Este concepto es razonable si la máxima aceleración del suelo es reemplazada con el valor espectral de la pseudo aceleración correspondiente a la frecuencia natural fundamental del sistema tanque-fluido.

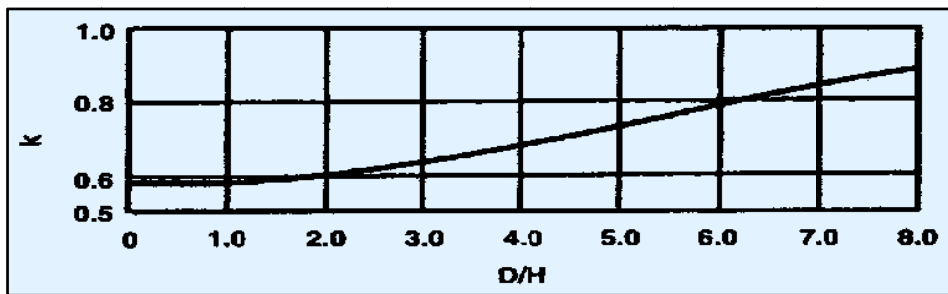


Figura 3.73 Factor k

Tabla 3.35 Coeficientes de sitio

Tipo de suelo	Descripción	Factor S
S ₁	Un perfil de suelo con: a) un material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor que 2500 pies/segundos o por otros medios convenientes de la clasificación, b) condiciones de suelo rígido o denso donde la altura del suelo es menor que 200 pies.	1.0
S ₂	Un perfil con condiciones de suelo rígido o denso, donde su profundidad excede 200 pies.	1.2
S ₃	Un perfil de suelo con una profundidad de 70 pies o más, conteniendo más que 20 pies de suelo arcilloso suave a medio rígido, pero no más que 40 pies de arcilla suave.	1.5
S ₄	Un perfil de suelo que contiene más de 40 pies de arcilla suave, caracterizado por una velocidad de onda de corte menor que 500 pies/segundo.	2.0

El factor del sitio será establecido de datos geotécnicos correctamente verificados. En localizaciones donde están desconocidas las características del suelo, con el suficiente detalle para determinar el tipo del perfil de suelo, el perfil de suelo S3 será utilizado. El perfil de suelo S4 no necesita ser asumido a menos que el funcionario de edificaciones determine que el perfil S4 puede estar presente en el sitio, o en caso que el perfil de suelo S4 sea establecido por datos geotécnicos.

3.5.1.3 Pandeo en cuerpos delgados

3.5.1.3.1 Esfuerzo admisible de pandeo

El esfuerzo de pandeo en cuerpos cilíndricos sometidos a compresión axial está determinado por:

$$\sigma_e = \frac{Et}{v\sqrt{3(1-v^2)}}$$

donde σ_e = esfuerzo elástico de pandeo,
 E = módulo de elasticidad,
 t = espesor de pared del cuerpo,
 r = radio,

$\nu = 0.3$, relación de Poisson.

Sustituyendo el valor de ν , se obtiene la clásica fórmula del esfuerzo de pandeo para materiales dentro del límite proporcional, que ocurre si el valor de t/r es pequeño (es decir, paredes delgadas):

$$\sigma_{CL} = 0.6 \frac{Et}{r}$$

Cuando la relación espesor a radio es mayor, se deben hacer ajustes en la fórmula para considerar la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación. Incluso las placas gruesas fallarán por colapso plástico o fluencia antes que por pandeo elástico. Este fenómeno es llamado pandeo inelástico o plástico.

El esfuerzo real de pandeo es mucho menor que el valor teórico esperado. Además, existen discrepancias entre valores experimentales y teóricos para paredes delgadas. El esfuerzo real de pandeo es aproximadamente un tercio del teórico, debido a imperfecciones geométricas de fabricación que afectan la capacidad de carga del cilindro.

Las siguientes relaciones se basan en el pandeo local de cilindros no rigidizados o rigidizados con anillos, y son clasificados según el tipo de pandeo elástico o plástico. Posteriormente se asume el esfuerzo axial de pandeo, causado por compresión axial uniforme ó como resultado de la flexión (como en un sismo). El API 2U establece que el esfuerzo elástico de pandeo es:

$$\sigma_e = \frac{\alpha CEt}{r} = 0.125E \left(\frac{t}{r} \right)$$

donde $\alpha = 0.207$, para cuerpos donde $t/r > 610$,
 $C = 0.605$, basada en dimensiones típicas de tanques,
 $E =$ módulo elástico (libras/pulgada²).

Cuando los cuerpos son más gruesos que $r/t = 300$, el esfuerzo de pandeo inelástico es limitado a la mitad de la fluencia.

3.5.1.3.2 Esfuerzos admisibles de compresión (API 650)

Para cuerpos muy delgados (la mayoría de los tanques), el API utiliza la ecuación anterior para determinar el esfuerzo elástico de pandeo, pero tiene un límite de un medio del esfuerzo de fluencia para cubrir valores pequeños de r/t . Aplicando un factor de seguridad de 1.5, el esfuerzo admisible (F_a) puede ser escrito como:

$$F_a = \frac{0.125(29 \times 10^6)}{1.5} \left(\frac{t}{r}\right) = 2.416 \times 10^6 \left(\frac{t}{r}\right) \approx 400,000 \frac{t}{D}$$

donde D = diámetro del tanque (pies),

F_a = esfuerzo compresivo longitudinal máximo admisible en el cuerpo del tanque (libras/pulgada²).

Sin embargo, trabajos experimentales demuestran que la resistencia a pandeo se incrementa según la figura 3.74, donde la abscisa (ρ) representa la presión en función del coeficiente de pandeo (C_p), de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{P}{E} \left(\frac{R}{t}\right)^2$$

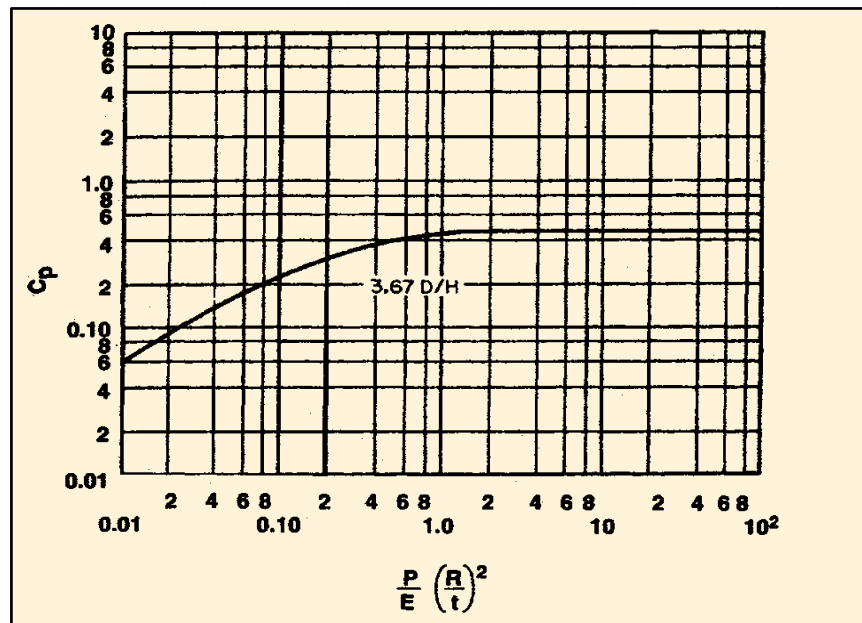


Figura 3.74 Incremento de la resistencia a pandeo de cilindros con presión interna.

Convirtiendo a terminología utilizada por el API:

$$\rho = 0.538 \times 10^{-6} \xi$$

$$\xi = \frac{GHD^2}{t^2}$$

Reemplazando términos en la relación del esfuerzo admisible, se obtiene:

$$F_a = \frac{0.125 + C_p}{FS} E \left(\frac{t}{R} \right) = \frac{0.125 + C_p}{1.5} E \left(\frac{t}{6D} \right)$$

Debido a que una función de raíz cuadrada es aproximadamente igual a su valor, y usando un factor de seguridad de 2, se obtiene:

$$C_p = k\sqrt{\rho}$$

Utilizando un rango medio de 0.6 para la abscisa y 0.4 para la ordenada, el valor de k es 0.26. Esto nos permite reemplazarlo en la relación del esfuerzo admisible:

$$F_a = \frac{0.125 + 0.26\sqrt{\rho}}{1.5} E \left(\frac{t}{6D} \right)$$

Sustituyendo y redondeando números:

$$F_a = 400,000 \left(\frac{t}{D} \right) + 600 \sqrt{\frac{GHD^2}{t^2}} \left(\frac{t}{D} \right) = 400,000 \left(\frac{t}{D} \right) + 600\sqrt{GH}$$

Esta es la ecuación utilizada por el API 650 en su apéndice E. Sin embargo, está limitada a valores de $\xi \leq 10^6$. El API establece el esfuerzo admisible a:

$$F_a = 10^6 \left(\frac{t}{D} \right)$$

Para valores de $\xi > 10^6$ y tiene un último límite de $F_a = F_y/2$.

3.5.1.4 Demanda sísmica establecida por el API

La figura 3.75 muestra los factores en los que se basa la resistencia al volcamiento, como resultado de la carga de líquido. Se asume que las articulaciones plásticas se desarrollan en el fondo del tanque. Los momentos plásticos M_p , ocurren en la unión cuerpo-fondo en un punto a una distancia x del cuerpo.

Los cálculos se basan en la teoría de pequeñas deflexiones, lo que significa que no existen esfuerzos de membrana actuantes en las placas del fondo que resistan el levantamiento. Utilizando condiciones de equilibrio estático, y asumiendo momentos en el punto A, se consigue [a]:

$\Sigma M_A :$

$$2M_p = \frac{wx^2}{2}$$

La fuerza de levantamiento en el cuerpo es el peso del líquido actuando en el lado izquierdo de la articulación plástica [b]:

$$w_L = wx$$

Combinando las dos ecuaciones [a] y [b] se obtiene [c]:

$$w_L = 2\sqrt{wM_p}$$

Asumiendo momentos en el punto B [d]:

$\Sigma M_B :$

$$M_B = w_L - \frac{w_L^2}{2}$$

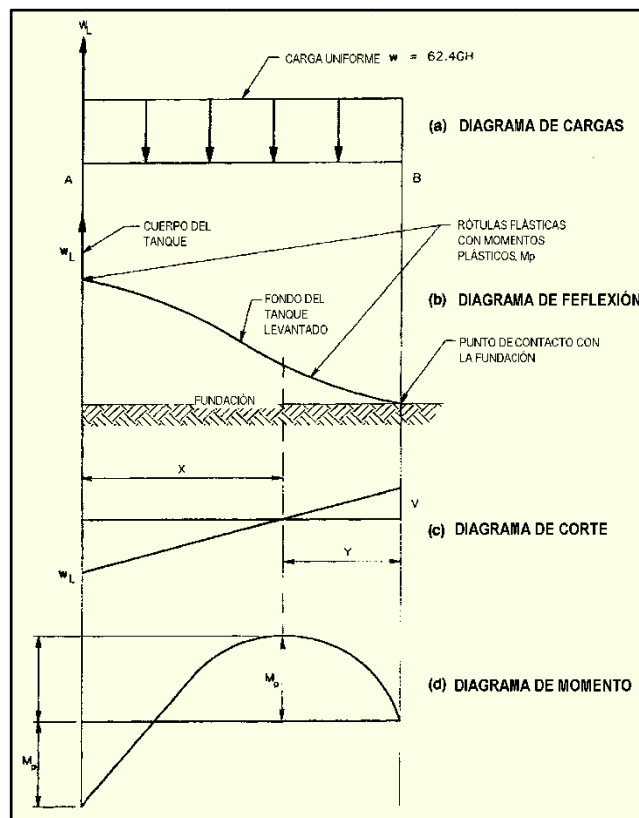


Figura 3.75 Diagrama de cuerpo libre por levantamiento sísmico.

Combinando las ecuaciones [c] y [d] y simplificando [e]:

$$L = 1.707 \frac{w_L}{w}$$

Utilizando un esfuerzo a flexión en una placa sometida a un momento y un factor de seguridad de 1.5, se puede determinar w_L con las siguientes relaciones [f] y [g]:

$$M_p = \frac{F_{by}t_b^2}{4}$$

$$w = 62.4GH$$

Sustituyendo estas relaciones [f] y [g] en [c]:

$$w_L = 7.9t_b\sqrt{f_{by}GH}$$

donde F_{by} = mínima resistencia a la fluencia de la región anular del fondo (libras/pulgada²),

G = gravedad específica (1 para el agua),

H = máxima altura de llenado en el tanque (pies)

t_b = espesor de la región anular del fondo (pulgadas)

w_L = máximo peso del contenido del tanque que es utilizado para resistir el momento de volcamiento del cuerpo (libras/pie de circunferencia).

Esta ecuación es utilizada por el API para la resistencia al volcamiento, atribuida al contenido líquido en el tanque. Sin embargo, la resistencia del líquido al levantamiento es arbitrariamente limitada a una longitud de levantamiento L , menor que el 7% del radio del tanque. Esto se logra mediante el cumplimiento de:

$$w_L \leq 1.25GHD$$

Y sustituyendo en [e] resulta:

$$L = 0.068R$$

donde L = longitud de levantamiento del fondo (pies).

Una vez establecidas las bases para obtener la fuerza de compresión resultante del peso líquido (w_L), es posible derivar las fórmulas de la compresión del cuerpo utilizadas por el API.

Para tanques sin levantamiento ó tanques que son anclados, pueden utilizarse las formulas básicas encontradas en los libros de resistencia de materiales, asumiendo que el tanque es un simple cilindro sometido a flexión:

$$N = \frac{M}{\pi R^2} = \frac{4M}{\pi D^2} = \frac{1.273M}{D^2}$$

donde N = fuerza axial unitaria en el cuerpo (libras/pie),

M = momento de volcamiento aplicado al fondo del cuerpo del tanque (pies-libra).

En el lado a compresión de un tanque con un movimiento sísmico inducido, la máxima fuerza unitaria en el cuerpo o fundación es:

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

donde b = máxima fuerza longitudinal de compresión en el cuerpo (lb/pie circunferencial),

w_t = peso del cuerpo del tanque y una porción del peso del techo soportada por el cuerpo (libras/pie de circunferencia).

Para tanques anclados, la máxima fuerza de levantamiento se determina por sustracción del peso del tanque:

$$U = \frac{1.273M}{D^2} - w_t$$

Para tanques no anclados que experimentan levantamiento, se asume que éste ocurre como resultado de un movimiento sísmico de volcamiento mostrado en la figura 3.76a. El diagrama de cargas muestra que el peso del cuerpo w_T (incluyendo la porción del techo soportado por él), y el peso del líquido w_L cercano al cuerpo y soportado por la región anular, durante el levantamiento, son balanceados por las fuerzas de compresión generadas sobre la porción del cuerpo en contacto con la fundación.

Con un simple artificio, que consiste en añadir w_L a b , aproximando la fuerza hacia abajo del líquido conforme lo mostrado en la figura 3.76b, y simplificando para obtener las fuerzas de compresión; se obtiene

$$2 \int^{\beta} f_b R d\theta = 2\pi R (w_T + w_L)$$

proporcionando la fuerza de compresión del cuerpo, según el diagrama:

$$f_B = (b + w_L) \left(\frac{\cos\theta - \cos\beta}{1 - \cos\beta} \right)$$

y sustituyendo e integrando [x]:

$$\frac{b + w_L}{w_T + w_L} = \frac{\theta(1 - \cos\beta)}{\sin\beta - \beta \cos\beta}$$

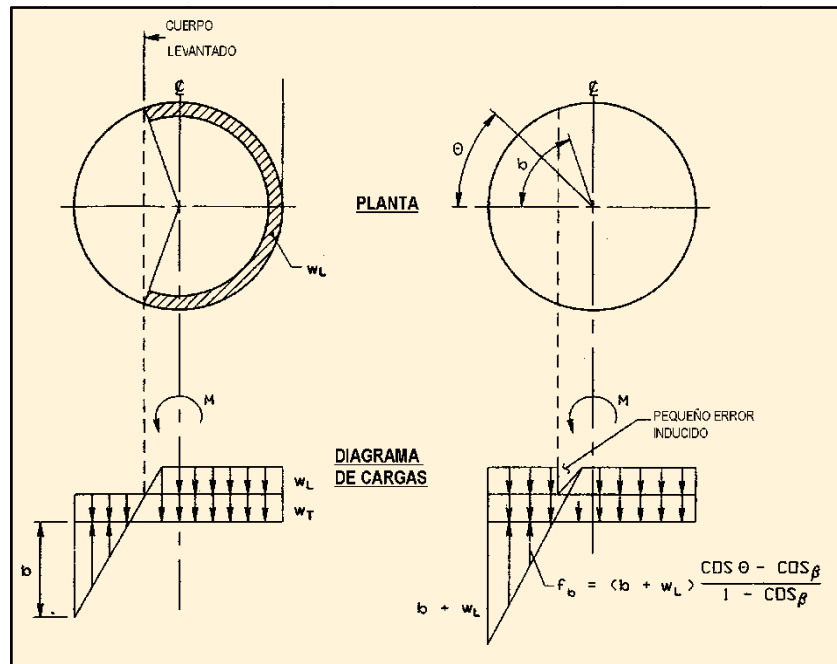


Figura 3.76 Diagramas de carga por levantamiento sísmico. (a) Distribución asumida de carga. (b) Distribución equivalente de carga.

Mediante una suma de momentos hacia arriba, se obtiene:

$$M = 2R \int_{\beta}^{\theta} f_B R^2 \cos\theta \, d\theta = \left(\frac{D^2(b + w_L)}{2} \right) \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \frac{1}{1 - \cos\beta}$$

y por sustitución:

$$b + w_L = (w_T + w_L) \left(\frac{\pi(1 - \cos\beta)}{\sin\beta - \beta \cos\beta} \right)$$

la siguiente relación es obtenida [y]:

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} = \left(\frac{\pi}{8} \right) \left(\frac{2\beta - \sin 2\beta}{\sin\beta - \beta \cos\beta} \right)$$

donde w_T = peso total del contenido del tanque,
 β = ángulo central entre el eje del tanque en dirección del movimiento del suelo por sísmo y el punto de circunferencia.

Sustituyendo los valores de b en la expresión para fuerzas verticales y momentos [x] y [y] se obtiene las siguientes relaciones entre términos:

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} \quad y \quad \frac{b + w_L}{w_T + w_L}$$

que es representada en la figura 3.77. Esta es la relación utilizada por el API apéndice E.

Para mejorar la estimación del valor de:

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)}$$

cuando:

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} > 1.5$$

la siguiente relación aproximada puede utilizarse:

$$\frac{b + w_T}{w_T + w_L} = \frac{\frac{3\pi}{2\sqrt{10}}}{\sqrt{1 - \left(\frac{2}{\pi}\right) \left(\frac{M}{D^2(w_T + w_L)}\right)}}$$

que se encuentra en el API.

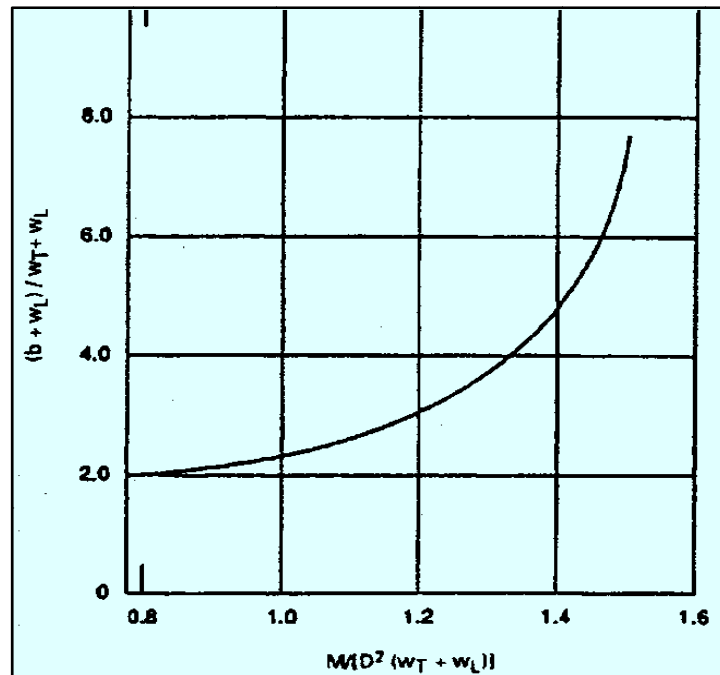


Figura 3.77 Fuerza sísmica compresiva b.

3.5.1.5 Metodología del API

Habiendo discutido todos los factores referidos al diseño sísmico, es posible establecer un procedimiento simple para determinar la capacidad de un tanque ante fuerzas sísmicas. El API no considera aceleración vertical, por lo que para una aceleración horizontal con componentes impulsivo y convectivo se obtiene:

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_tH_t + C_1W_1X_1 + C_2W_xX_2)$$

donde M = momento de volcamiento aplicado en la base del cuerpo del tanque (pies-libra),

Z = factor de zona sísmica,

I = factor de importancia,

C_1, C_2 = coeficientes de fuerza sísmica lateral impulsiva y convectiva, respectivamente,

W_s = peso total del cuerpo del tanque (lb),

X_s = altura desde el fondo del tanque al centro de gravedad del cuerpo (pies),

W_r = peso total del techo del tanque mas una porción de la carga de nieve (si aplica), especificada por el comprador,

H_t = altura total del cuerpo del tanque (pies),

W_1 = peso de la masa efectiva del contenido del tanque que se mueve en unísono con la pared del tanque,

X_1 = altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W_1 (pies)

W_2 = peso de la masa efectiva del contenido del tanque que se mueve en el primer modo de chapoteo,

X_2 = altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W_2 (pies).

El factor de zona sísmica se obtiene de la figura 3.78 para el Ecuador, junto con la tabla 3.36. El factor de importancia I generalmente es 1, a menos que el tanque deba utilizarse luego de la carga sísmica para suministro emergente de agua ó combustibles. En este caso, el factor es 1.25. Para tanques utilizados en la industria del petróleo (refinerías y terminales) se adopta su valor a 1.

Tabla 3.36 Coeficiente

Zona sísmica	Factor de zona sísmica (aceleración horizontal)
1	0.075
2A~2B	0.15~0.20
3	0.30
4	0.40



Figura 3.78 Zonas sísmicas en Ecuador (CEC 2000).

3.5.2 EVALUACIÓN SÍSMICA Y ADAPTACIÓN DE TANQUES EXISTENTES

El diseño basado en la ocurrencia de sismos está fundamentado en el movimiento del suelo con una probabilidad del 10% de ocurrencia en un período de 50 años. Esto corresponde a un sismo con un intervalo de ocurrencia de 475 años, y está usualmente aceptado para muchas estructuras. Pero, cuando las facilidades están ubicadas sobre fallas u otras condiciones específicas, así como la posibilidad de licuefacción del suelo, deben establecerse niveles específicos de riesgo y bases de diseño. Existen varios grados de integridad mecánica para equipos nuevos y

existentes, que dependen de su uso y riesgo potencial, y están definidos en la tabla 3.37 para tanques de almacenamiento.

Tabla 3.37 Objetivos de rendimiento sísmico para tanques de almacenamiento

Categorías de uso	Objetivos de rendimiento			Mantener el riesgo sísmico del almacenamiento
	Daño esperado del cuerpo o techo	Mantener confinado del líquido	Mantener las funciones de almacenamiento	
Facilidades de bajo riesgo	SI	NO	NO	BAJO
Facilidades generales	SI	SI	NO	MEDIO
Facilidades esenciales	MENOR	SI	SI	BAJO

3.5.2.1 Rango de exposición y riesgo

El primer paso de un programa de evaluación sísmica consiste en identificar tanques con alta vulnerabilidad y riesgo. Los factores más importantes son: su edad, relación de aspecto y detalles constructivos.

La mayoría de los tanques de almacenamiento han sido diseñados según el API 650. Las consideraciones sísmicas contenidas en su apéndice E, apenas fueron incorporadas desde 1978, por lo que pocos tanques fueron diseñados sísmicamente antes de esta fecha, existiendo varios tanques potencialmente vulnerables. Para limitar la exposición sísmica, estos tanques deben estar claramente identificados, evaluados sísmicamente y de ser posible adaptados.

Un tanque alto y angosto es más vulnerable a eventos sísmicos que uno ancho y plano. Los esfuerzos compresivos sobre el cuerpo son altos, y tienden a causar el efecto denominado ‘pie de elefante’, con un momento de volcamiento mayor. La tabla 3.38 provee una guía para tanques que puedan cumplir criterios del API, basados en su relación altura-diámetro para la peor zona sísmica.

Para ser sísmicamente seguro, el API evalúa el esfuerzo compresivo en el cuerpo. Cuando la relación $M/[D^2(w_t+w_L)]$, llamada ‘relación de estabilidad’ alcanza 1.57, el tanque está en un estado inminente de falla. Los esfuerzos compresivos sobre el cuerpo deben ser revisados para mantener la relación de estabilidad bajo 1.57.

Tabla 3.38 Relación de aspecto de tanques de almacenamiento

Diámetro del tanque (pies)	Relación altura-diámetro
< 60	0.5
< 95	0.4
< 175	0.3
>= 175	0.25
Notas:	
- Uso de zona sísmica 4, y gravedad específica igual a 1	
- Espesor de la región anular del fondo igual a 0.25"	
- Perfil de suelo S3	

Los tanques empernados son más vulnerables a fallas que los tanques soldados. Tanques antiguos generalmente fueron construidos con soldaduras traslapadas o con soldaduras a tope que presentan falta de penetración y fusión, estas uniones son susceptibles de falla durante actividades sísmicas severas.

La regla básica para tanques antiguos, establece su menor probabilidad de resistencia frente a un acontecimiento sísmico severo. Por lo que es necesario realizar análisis para establecer su nivel de aceptación y cumplimiento de códigos de diseño vigentes.

Si un tanque es anclado, los esfuerzos compresivos disminuyen significativamente, comparados con un tanque similar sin anclaje. Además, el anclaje limita el levantamiento del tanque y reduce la falla de los componentes y tuberías unidas a sus conexiones. Pero, un inadecuado anclaje puede generar la falla del tanque.

3.5.2.2 Mecanismos de daño en tanques

Las figuras 3.79 muestran ejemplos de daño de tanques sometidos a eventos sísmicos mayores a los previstos en su diseño. Las fuerzas sísmicas ocurren en cualquier dirección, pero se asume que la mayor parte de la aceleración del suelo está en el plano horizontal. Las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa de la estructura, por lo que la mayor parte de la fuerza generada por la actividad sísmica en un tanque, resulta de su contenido líquido.

Aunque los tanques son estructuras flexibles y tienen buen comportamiento frente a eventos sísmicos importantes, existen dos modos específicos de falla considerados como catastróficos por la pérdida del líquido contenido:

- Separación de accesorios, tubería y elementos estructurales externos unidos al tanque, debido al movimiento relativo entre estos y el tanque.
- Separación de la tubería unida al tanque en la zona del pie de elefante.

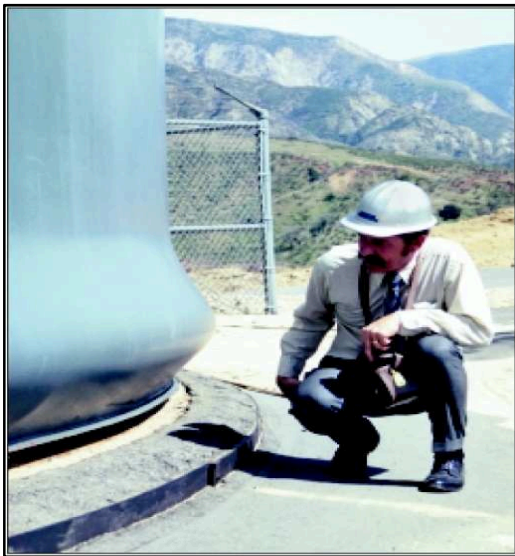


Figura 3.79a 'Pie de elefante' causado por el movimiento del líquido.

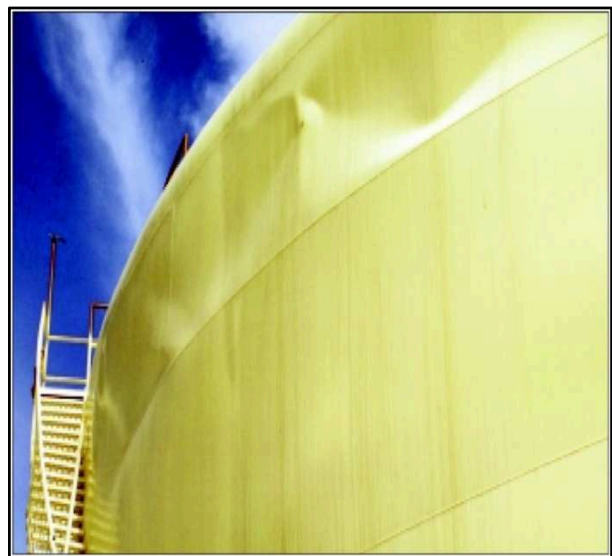


Figura 3.79b Efecto de la ola generada en la superficie del líquido.



Figura 3.79c Pandeo generado en la pared del tanque debido al levantamiento de 14" de la base.

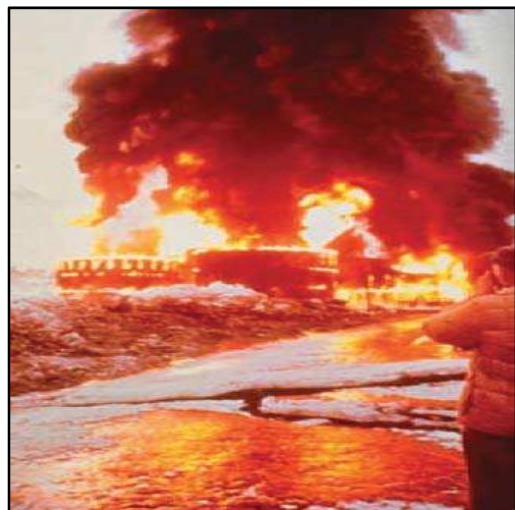


Figura 3.79d Incendio producido luego del sismo de Alaska en 1964.

Otros modos de falla no catastróficos pueden ser:

- Efecto de las olas producidas en la superficie del líquido, causando daño a la estructura de techo y región de compresión cuerpo-techo.
- Separación de elementos externos unidos a la pared del tanque (escaleras, plataformas, tuberías, etc.).

3.5.2.3 Programa evaluativo del riesgo sísmico

Los códigos no previenen la ocurrencia de catástrofes, sólo proveen una buena práctica de protección contra sismos. El operador ó dueño del tanque debe comprender los mecanismos de daño y proveer medidas de mitigación. Por ejemplo, el API y otros códigos de análisis sísmico solamente direccionan el análisis de falla con el pandeo del cuerpo del tanque, exceptuando todos los otros modos de falla. Un método evaluativo de la estabilidad sísmica de un tanque se resume en la figura 3.80, y en la tabla 3.39 se establece una propuesta de análisis sismo-resistente para tanques existentes.

3.5.2.4 Consideraciones de diseño útiles para modificaciones de tanques existentes

La decisión de modificar no solamente envuelve al tanque y accesorios, sino también a la fundación. La resistencia a las fuerzas de volcamiento se desarrolla debajo del suelo, y existen varios métodos que ayudan a mejorarla. El método más económico para un tanque individual depende de las condiciones existentes en el tanque. La figura 3.81 establece las decisiones a tomar para modificar la fundación.

Los tanques pequeños pueden ser levantados hasta instalar una losa debajo ó su fundación puede ser construida en partes mediante excavación de porciones de la fundación. Los pernos de anclaje pueden ser instalados en la nueva fundación.

Los tanques grandes presentan mayor dificultad y los costos asociados hacen prohibitiva la decisión de levantarlos. Pero es posible mejorar la fundación mediante la instalación de un anillo bajo la pared del tanque. En muchos casos el peso del anillo es suficiente para resistir el levantamiento, pero en otros puede ser necesario utilizar pilas helicoidales o caissons.

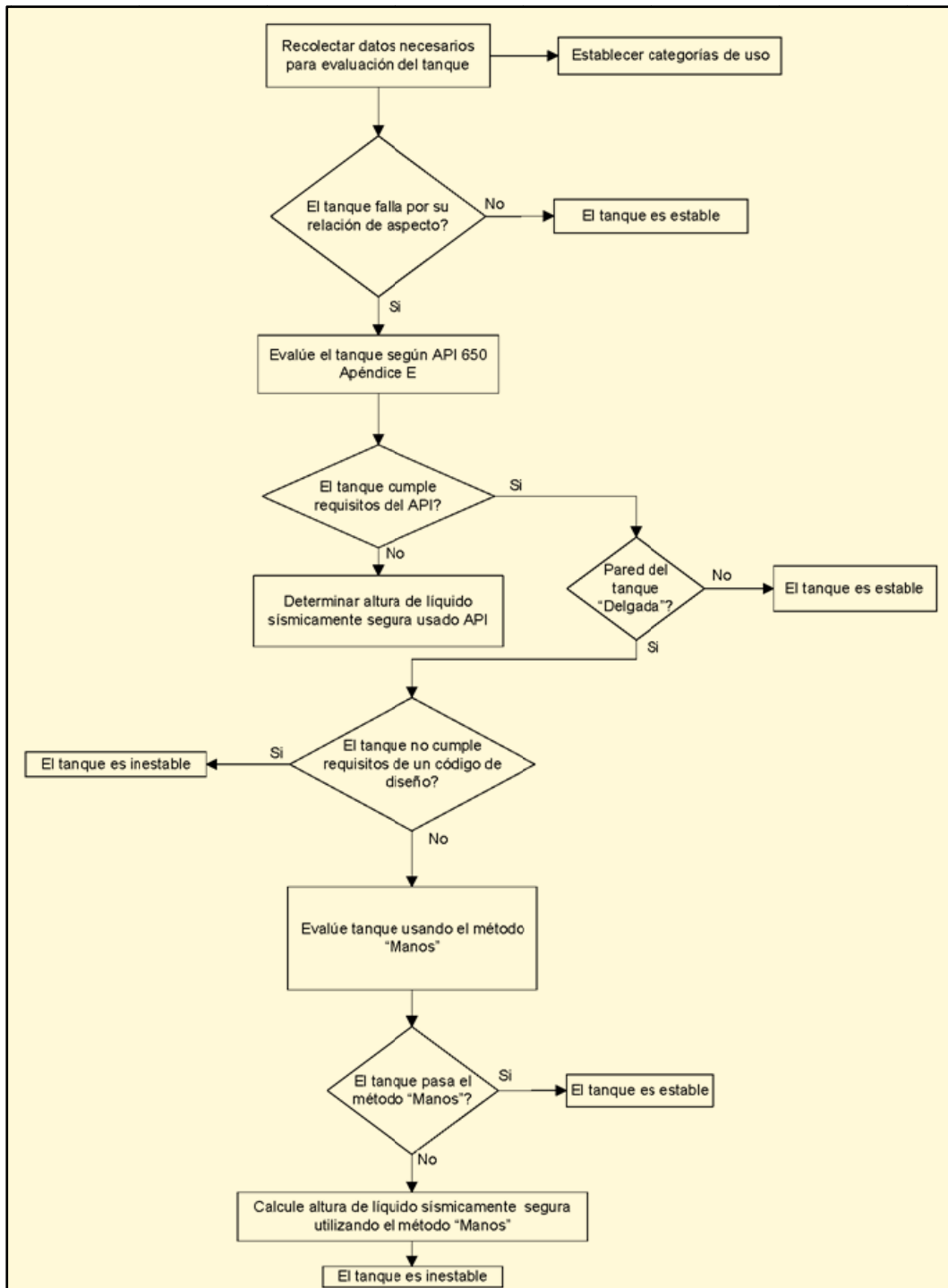


Figura 3.80 Evaluación de la estabilidad sísmica de tanques existentes

Tabla 3.39 Propuesta de análisis sismo-resistente de tanques existentes

Secuencia de análisis	Descripción
Relación de aspecto	Utilizar la tabla 3.38 para determinar fácilmente los tanques que deben ser sometidos a un análisis sísmico.
Edad del tanque	Los tanques que no cumplen la relación de aspecto deben ser categorizados por su edad. Los tanques empernados o construidos antes de 1978 deben ser sometidos a un análisis sísmico.
Análisis sísmico	Realizar análisis sísmicos de los tanques candidatos, según procedimientos del API. Si la relación de estabilidad excede 1.57, el tanque es inestable, y el dueño u operador debe decidir si disminuye el nivel de operación del líquido o realiza análisis alternativos.
Análisis alternativos	El API establece un método de análisis sísmico conservador, por lo que pueden utilizarse métodos alternativos más precisos que utilicen los nuevos conocimientos de la dinámica sísmica, así como por ejemplo el Código de Nueva Zelanda. Otro método alternativo más simple para análisis sísmico es el desarrollado por George Manos, que puede predecir el comportamiento de un tanque de forma más precisa que el API. La principal diferencia entre los dos métodos es la consideración del mecanismo de levantamiento, el API arbitrariamente limita la dimensión del levantamiento y no considera el esfuerzo de membrana del fondo que ayuda a resistir el volcamiento (parámetro importante en tanques altos o de menor diámetro). La figura 3.82 establece la diferencia en el mecanismo de levantamiento entre los dos métodos, y el apéndice I resume el procedimiento de análisis sísmico y sus límites aplicables.
Elementos unidos al tanque	La flexibilidad de la tubería unida al tanque, escaleras adjuntas y plataformas, pasamanos u otras estructuras deben ser revisadas, para prevenir que sean la causa de la falla del tanque ante su eventual levantamiento u oscilación de su parte superior. Provisiones entre 10" y 12" para el levantamiento previsto del tanque, son valores conservadores para asegurar que no se pierda el contenido del tanque.
Plan de implementación	Es el paso final que debe incluir un plan estratégico que dirija primero los peores peligros y sistemáticamente considere a todos los tanques en conjunto. Para tanques que no cumplan los análisis del API y Manos, se debe considerar las siguientes alternativas: disminuir el máximo nivel de operación del líquido, anclar en tanque, modificar el tanque y su fundación.
Nivel de operación del líquido	Disminuir el máximo nivel de líquido es normalmente una elección apropiada. Se debe considerar que raramente un tanque es llenado hasta el tope del cuerpo, debido al uso de conexiones de sobre-flujo, espacio para alojar los techos flotantes, e instalación de tableros anti-olas y otros accesorios internos. Además, muchos tanques son ocasionalmente llenados totalmente, y generalmente operan hasta un nivel medio. Los códigos consideran en su análisis un nivel máximo del líquido, y no analizan la probabilidad de que el cuerpo puede rara vez estar lleno hasta su ángulo tope.
Anclaje del tanque	Un tanque anclado, generalmente puede operar con una altura de operación máxima, por lo que el análisis costo-beneficio establecerá la decisión de la implementación de un sistema de anclaje.
Modificación del tanque	Dependiendo de las condiciones específicas, puede ser posible modificar el tanque mediante el reemplazo del anillo inferior, para cumplir criterios sismo-resistentes. Además, añadir una placa anular al fondo, causará un incremento en la resistencia sísmica según el API, o rigidizar el cuerpo con elementos verticales puede ser una alternativa. La mayoría de estos métodos son económicamente prohibitivos. Otro método consiste en añadir un nuevo fondo a 6" ó 12" del anterior, y rellenar el espacio con un material pesado (así como concreto) para incrementar la resistencia al volcamiento.

Tanques construidos sobre losas, usualmente requieren mínimas modificaciones. Sin embargo, la fundación puede ser inadecuada para resistir las fuerzas de volcamiento sin modificación alguna. El tanque puede ser directamente anclado sobre la losa. Si es necesario, la losa puede ser extendida radialmente para permitir un adecuado confinamiento del anclaje. Ocasionalmente, los pernos pueden pasar a través de la losa, requiriéndose de arandelas ó placas bajo ella para obtener una mejor distribución de la carga.

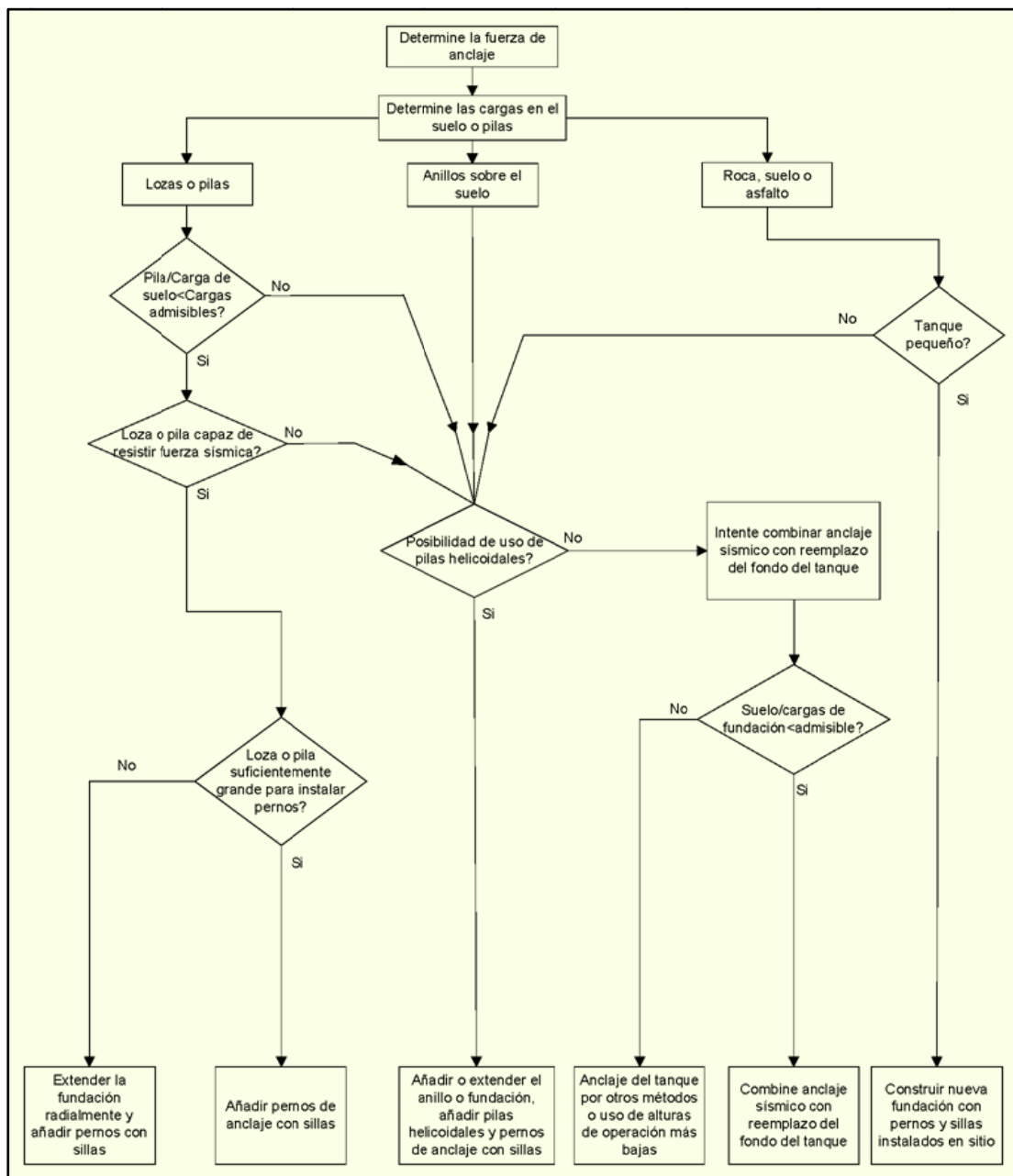


Figura 3.81 Decisiones para modificación de la fundación

Cuando un tanque es anclado a su anillo para tener resistencia sísmica, el anillo debe ser diseñado para resistir cargas adicionales causadas por el sismo, cortes y momentos causados por el anclaje. El anillo es analizado como una viga continua soportada en las pilas. El momento puede ser positivo ó negativo dependiendo de la localización del anillo y la dirección de la carga. La dirección de la carga puede venir de la carga de tensión en los pernos ó el esfuerzo compresivo generado por la pared del tanque.

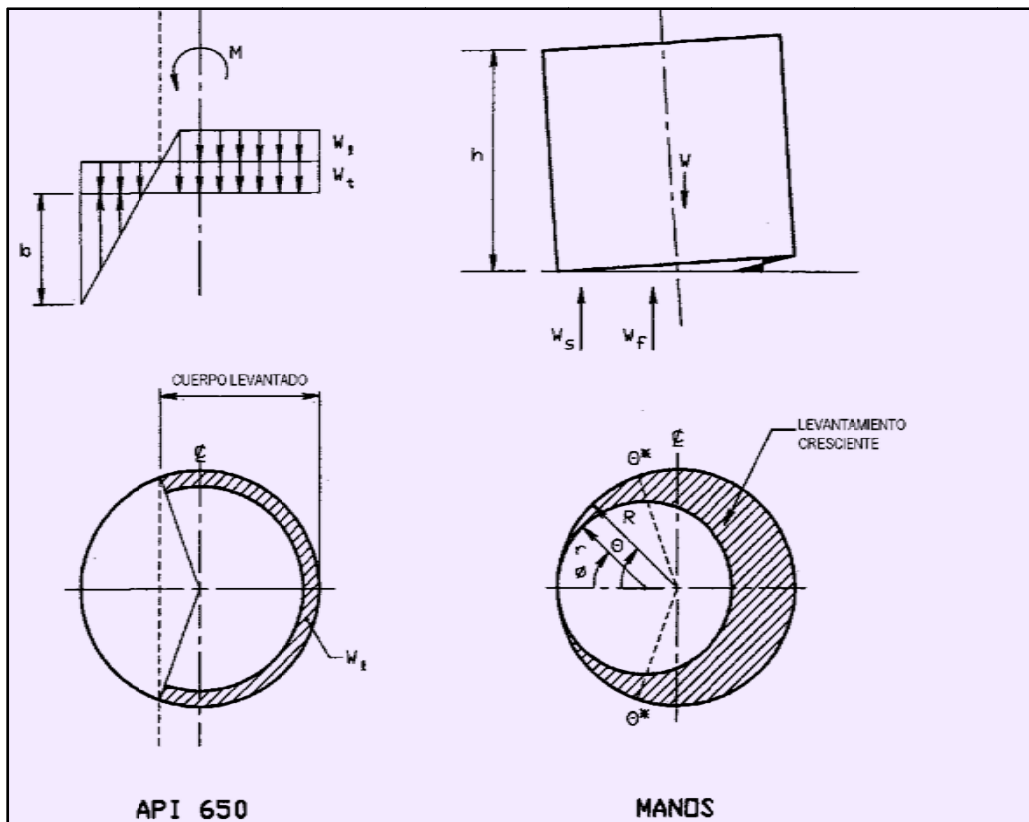


Figura 3.82 Comparación del mecanismo de levantamiento entre los métodos del API y Manos

La excentricidad entre los pernos y las pilas causan torsión en el anillo y debe ser diseñado para esto. Para resistir las fuerzas de levantamiento, las pilas deben tener conexiones suficientemente fuertes para resistir todas las cargas de diseño. La inclusión de pilas bajo el anillo, incrementa la resistencia a cargas verticales respecto al centro del tanque, debiendo considerarse los asentamientos diferenciales esperados.

3.5.2.5 Diseño de anclajes de tanques existentes

En un tanque anclado, es necesario que los pernos de anclaje fallen por ductilidad antes que su silla de anclaje, la pared del tanque o su fundación, para prevenir la pérdida del líquido almacenado. Una forma para que esto ocurra, es diseñar la silla de anclaje con un factor (usualmente 1.25) mayor que la fluencia del perno. Además, se debe prevenir el desprendimiento del perno desde el hormigón, mediante el uso de un sistema de anclaje dúctil en el cual la capacidad del acero sea menor que la del concreto (el UBC recomienda el uso de un factor de seguridad de 4), para asegurar que el perno fluya antes que falle el hormigón.

Los anclajes más comunes utilizados, en orden de preferencias son:

- Anclajes moldeados en sitio,
- Anclajes encapsulados que usan adhesivos epóxicos para desarrollar la unión entre el perno y el concreto,
- Pernos A-307 rellenados en sitio,
- Pernos que penetran el espesor de la fundación.

3.6 PRINCIPIOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES

Generalmente, el diseño de la fundación se basa en los principios y requerimientos establecidos en el UBC, ASCE y ACI. Sin embargo, estructuras críticas ó de mayor significancia por su peligrosidad ambiental ó pública, pueden requerir diseños más exigentes y personalizados.

3.6.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño inicia con la revisión de los códigos y estándares aplicables a tanques, así como requerimientos locales, planos del tanque y reportes del suelo. Para establecer un diseño final, la relación entre las cargas y las capacidades portantes del suelo alcanza un factor de seguridad. Típicamente, pesos propios usan

factores de seguridad de 2, y cargas dinámicas (viento y sismo) usan factores de 1.5.

3.6.2 CARGAS DE DISEÑO

La figura 3.83 establece las cargas vivas y peso propio a considerar en el diseño de la fundación.

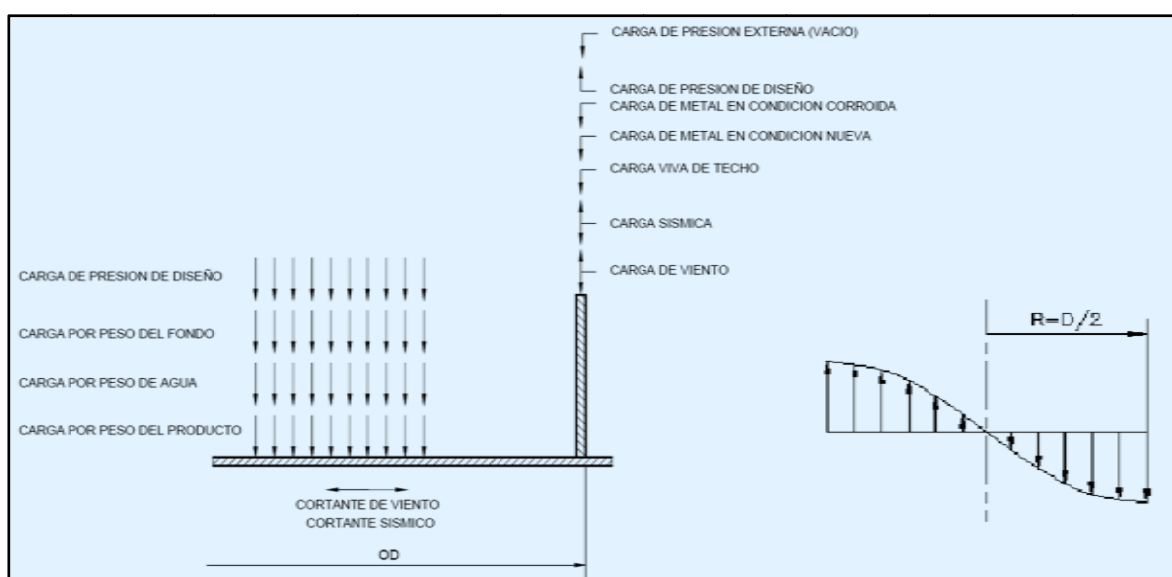


Figura 3.83 Diagrama de cargas sobre la fundación y distribución máxima de presiones por cargas hidrodinámicas sísmicas actuando en el fondo del tanque.

3.6.2.1 Peso propio

El peso propio ó carga muerta abarca el peso del acero usado en el tanque, incluyendo el fondo, cuerpo, techo(s), estructuras de soporte de techo(s), accesorios, y cargas por tubería conectada al tanque. El API suma una carga muerta por el techo fijo de 20psf en el cálculo del techo, correspondiente a una placa de 0.5" de espesor, y puede ser utilizado como valor preliminar para determinar las cargas sobre la fundación, cuando no se conoce con exactitud.

Aunque las cargas muertas son usualmente distribuidas sobre la superficie del tanque, existen considerables cargas concentradas bajo el cuerpo y las bases de

las columnas, que pueden producir asentamientos considerables y falla local en la fundación.

3.6.2.2 Cargas vivas

3.6.2.2.1 Carga hidrostática

La capacidad de soporte del suelo puede limitar la altura del tanque. Durante la ocurrencia de sismos, la ola generada en la superficie del líquido incrementa la presión hidrodinámica en el fondo del tanque. Para propósitos de diseño de la fundación, este incremento frecuentemente es ignorado, mediante la disminución de las presiones admisibles del suelo y de los materiales de la fundación en un tercio, para cubrir las fuerzas transitorias generadas en fundaciones. Sin embargo, estas fuerzas pueden ser calculadas según las fórmulas establecidas en la sección de cargas sísmicas.

3.6.2.2.2 Cargas de levantamiento y volcamiento

Las cargas que producen el volcamiento del tanque pueden ser inducidas por dos fuentes: viento y sismo. La determinación de las cargas por viento es definida en 3.4, y las producidas por sismo en 3.5. Los tanques pueden volcarse ó inclinarse y deslizarse lateralmente como resultado de la actividad sísmica ó viento. En zonas de alta sismicidad, las cargas por viento no son gobernantes en el diseño de la fundación ó anclaje del tanque. La figura 3.84 establece el diagrama de cuerpo rígido que debe ser considerado para una fundación con anillo de concreto.

Para establecer las condiciones de carga para una fundación sujeta a volcamiento por sismo, se deben considerar los siguientes tres casos (Fig. 3.85):

- Momento de volcamiento menor al resistente (generado por el peso del cuerpo del tanque): el cuerpo no se levanta de su base. La ecuación básica para la carga compresiva en la fundación es:

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

donde b = fuerza compresiva axial desde la pared del tanque por pie de circunferencia,

W_t = peso de la pared del tanque y la porción del techo soportado por el cuerpo,

M = momento sísmico de volcamiento,

R = radio del tanque,

D = diámetro del tanque.

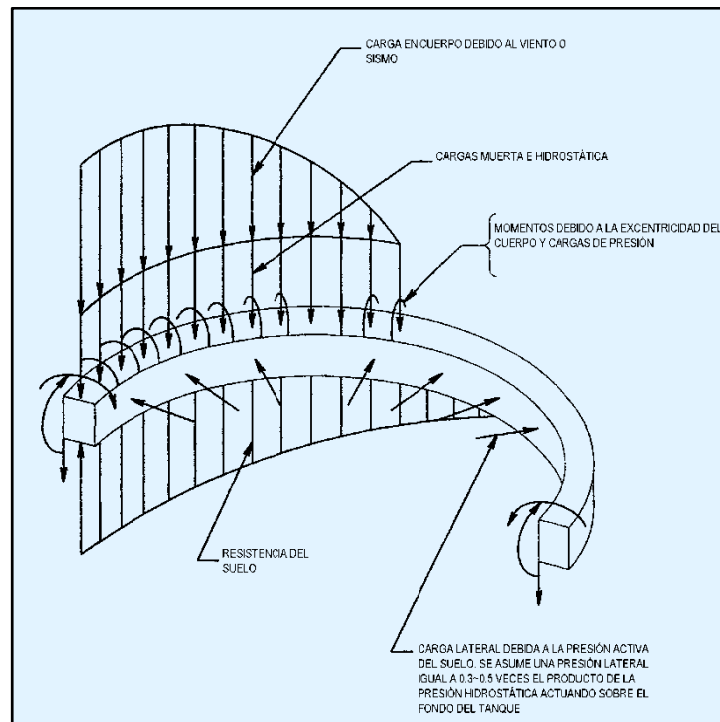


Figura 3.84 Diagrama de cuerpo rígido en un anillo de concreto

- Momento de volcamiento mayor al resistente (generado por el peso del cuerpo del tanque): el cuerpo tiende a levantarse de su base, pero el contenido líquido resiste este levantamiento. La columna del líquido en la región adyacente al cuerpo puede ser usada para resistir el levantamiento. Conforme el momento sísmico se incrementa, el líquido que resiste el levantamiento alcanza cierto valor que representa el máximo peso del líquido que puede ser usado para resistir el levantamiento, como un coeficiente de volcamiento igual a:

$$\frac{4M}{\pi D^2} = W_t + W_l$$

resultando:

$$\frac{M}{[D^2(W_t + W_l)]} < \frac{\pi}{4} = 0.785$$

donde W_l = peso del líquido cercano a la pared del tanque, tendiente a mantener el tanque asentado.

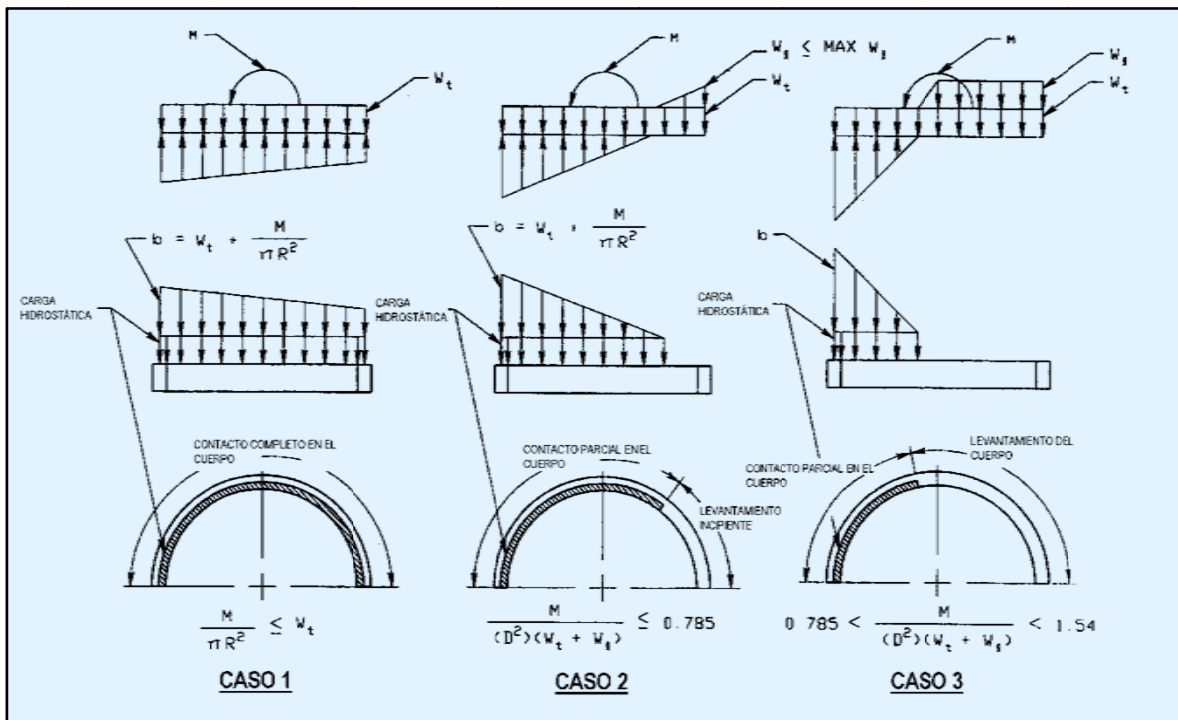


Figura 3.85 Diagrama de carga sísmica en la fundación

- Cuando el coeficiente de volcamiento excede $\pi/4$, la máxima fuerza hacia abajo está actuando para resistir el volcamiento. Los modelos utilizados en el API y AWWA D-100 asumen que el límite de estabilidad está basado en la restricción de la excentricidad de la carga a un punto dentro de la huella del cuerpo. El AWWA limita el coeficiente de volcamiento a un valor más conservador de 1.54 y el API a 1.57 (ó $\pi/2$). Estableciendo la carga vertical P igual a la fuerza hacia abajo $\pi D(W_t + W_l)$ y utilizando la excentricidad del API para resolver el equilibrio, se obtiene:

$$\frac{M}{P} \leq \frac{D}{2}$$

$$\frac{M}{[D^2(W_t + W_l)]} < \frac{\pi}{2} = 1.57$$

$$b = \frac{1.49(W_t + W_l)}{1 - \frac{0.637M}{(D^2(W_t + W_l))}} - W_l$$

donde P = carga vertical

Conforme el momento sísmico se incrementa más allá de la estabilidad, se requieren medidas adicionales para estabilizar el tanque, así como el anclaje, cambio dimensional de la placa anular ó su material, y/o cambio de la relación de aspecto del tanque.

3.6.2.2.3 Cargas por presión interna

Debido a que la mayoría de tanques son diseñados para una carga viva de techo mínima de 25 psf y un típico techo de 0.1875" (7 psf), el levantamiento puede ocurrir a 32 psf (0.22 psi). Pero los tanques diseñados según el API 650 pueden ser presurizados hasta 2.5 psi y según el API 620 hasta 15 psi. Debido a la relativa grande área de techo sobre la cual actúa la presión, se producen grandes fuerzas de levantamiento tendientes a levantar considerablemente el cuerpo del tanque. Este levantamiento debe ser contrarrestado con el anclaje.

La fuerza de levantamiento sobre los anclajes es contrarrestada con las siguientes fuerzas (Fig. 3.86):

- Peso del cuerpo y la porción del techo soportada por el cuerpo
- Peso del anillo de concreto de la fundación
- Peso efectivo del suelo llevado por la fundación
- Fricción entre la fundación y el suelo
- Peso de la columna de líquido proyectada sobre la fundación
- Fuerzas generadas en el suelo por pilas

Generalmente el levantamiento es resistido por la fundación, sin embargo, las pilas pueden instalarse bajo el anillo de concreto ó losa para incrementar la

resistencia. La combinación apropiada de las fuerzas de contrapeso que resisten el levantamiento y las condiciones de operación es esencial.

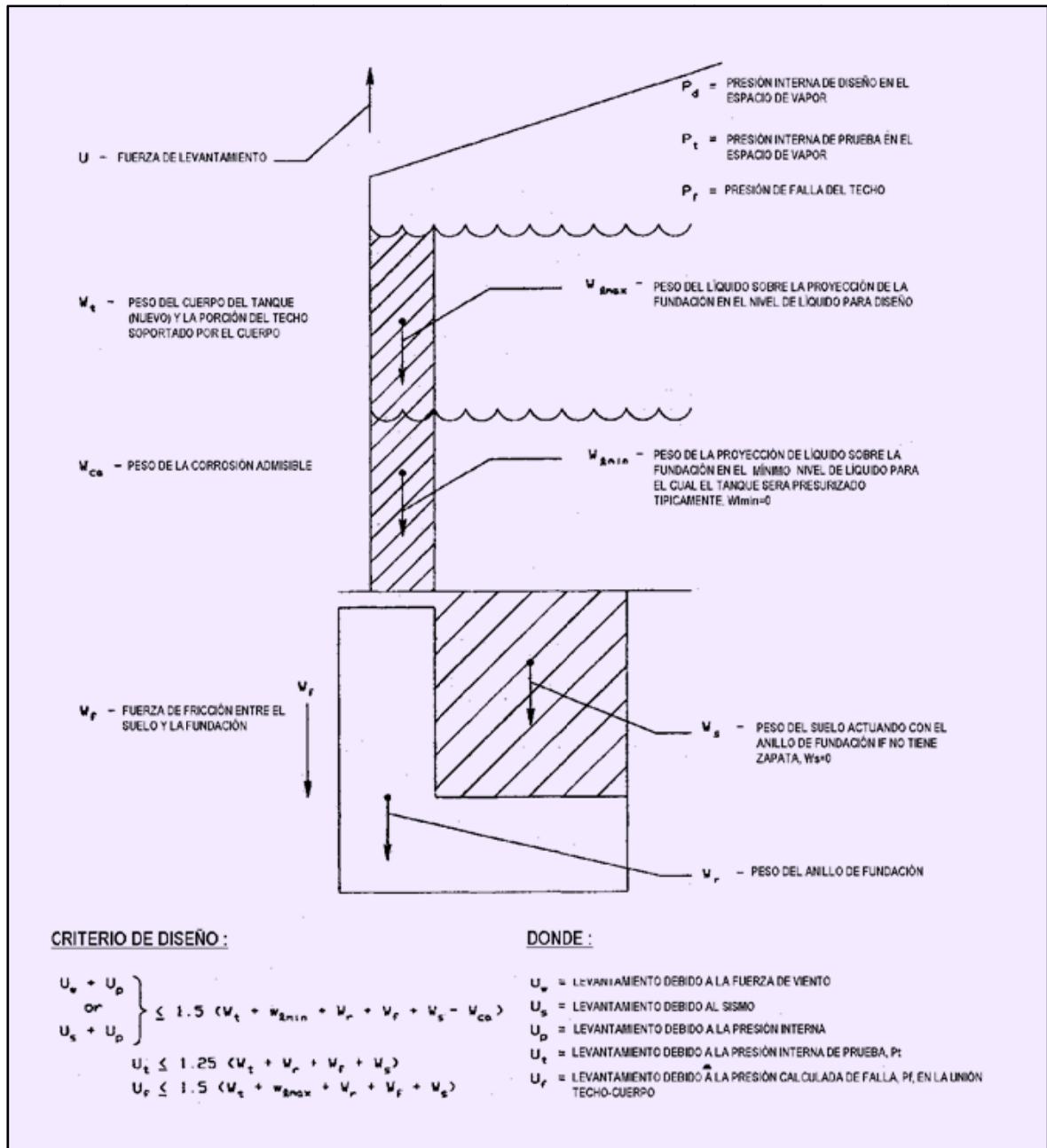


Figura 3.86 Peso resistente al levantamiento del tanque

3.6.3 ANCLAJE

El anclaje es usado para sostener el cuerpo del tanque asentado, contra el levantamiento resultante del momento de volcamiento por viento, sismo o presión

interna. El enlace que une las fuerzas de levantamiento producidas a la fundación es el sistema de anclaje. El sistema comprende el enlace fundación-ancla, el ancla, y el enlace cuerpo-ancla ó silla de anclaje.

Cuando este sistema se extiende más allá de su límite de diseño, pueden ocurrir diferentes condiciones de falla:

- Problemas en la fundación
- Retirada del ancla
- Falla de la fundación por corte
- Falla del tanque y sillas
- Rasgado de las sillas del cuerpo (falla de soldadura)
- Falla de la base de la silla
- Rasgado del cuerpo del tanque
- Falla de los pernos
- Fluencia del perno
- Retirada del perno

Los pernos de anclaje deben ser diseñados de manera que en una falla del sistema de anclaje, los pernos provean ductilidad. Esto minimiza la posibilidad del rasgado del cuerpo ó pérdida del anclaje. También deben diseñarse para que fluyan antes del retiro de su fundación.

Las sillas deben ser diseñadas de manera que los pernos fluyan antes que la silla ó sus componentes adjuntos. Esto se logra mediante el diseño de las sillas para algún factor de seguridad mucho mayor que la fluencia del perno. La tabla 3.40 establece algunos criterios generales a considerar en el diseño de sistemas de anclaje.

3.5.3.1 Diseño de sillas de anclaje

El diseño de las sillas de anclaje se basa en el procedimiento descrito en el AISI Steel Plate Engineering Data, Vol. 2, bajo el criterio de que los pernos fluyen antes

que el tanque ó las sillas. Sin embargo, el cuerpo del tanque experimentará fluencia local antes que el perno falle. Puesto que la tensión máxima en el cuerpo disminuye rápidamente mientras que la distancia de la silla se aumenta, esta fluencia local no es considerada como un problema.

Tabla 3.40 Criterio de diseño para sistemas de anclaje

Criterio	Descripción
Diseño del anclaje y fundación del tanque	Material de acuerdo entre el dueño y fabricante del tanque
Diámetro mínimo del perno de anclaje	1" más 0.25" de corrosión admisible añadida al diámetro. Añadir corrosión admisible a los pernos, tiene un efecto multiplicador en el diseño de otros componentes del sistema y en el costo de fabricación. Por ejemplo, si el diámetro del perno se incrementa de 1" a 1.25", el área del perno se incrementa en un 50%, esto significa que la silla de anclaje debe ser diseñada en un 50% más grande y que la fundación también debe ser diseñada para ese incremento de capacidad de carga, considerando que los componentes deben ser diseñados en condición de perno no corroído.
Distancia entre pernos	Menor a 10'
Expansión térmica	Considerada si la temperatura del tanque excede los 200oF
Número y tamaño de pernos	Basados en las resistencias admisibles de los materiales permitidos por los códigos (ver tabla 3.41)

Tabla 3.41 Pernos de anclaje – materiales permitidos por los códigos

Materiales	Fluencia (ksi)	Tensión última (ksi)	Citado en código
ASTM A36	36	58	API 620
ASTM A307		55	API 620, API 650, AWWA
ASTM A193	105	125	API 620, API 650
ASTM A325			AWWA
ASTM A320	105	125	API 620
Esfuerzo admisible en condición de levantamiento debido a:			
Presión interna	650	620	AWWA
Presión interna + viento	σ_a	σ_a	NA
Presión + sismo	$4\sigma_a/3$	$(4\sigma_a/3)/0.8\sigma_y$	$4\sigma_a/3$
Presión interna de prueba	$4\sigma_a/3$	$(4\sigma_a/3)/0.8\sigma_y$	NA
Presión de falla	Σy	$(4\sigma_a/3)/0.8\sigma_y$	NA
	σ_a para		
	API 620	API 650	AWWA
A36	15.3	15	15
A 193 B7	24.0	15	15
A 307	15.0	15	15
A 320	24.0	15	15

Los esfuerzos admisibles del cuerpo para el diseño de las sillas son tomados del API 650 capítulo 5, para la mayoría de materiales del cuerpo es 20 ksi. Con el incremento de un tercio para cargas sísmicas, el esfuerzo admisible resulta en

26.6 ksi. Los esfuerzos admisibles para las sillas son $0.6(1.33F_y)$, que para el material A 36, es igual a un esfuerzo admisible de 28.8 ksi. La figura 3.87 establece cargas y criterios de diseño utilizados según el AISI referido.

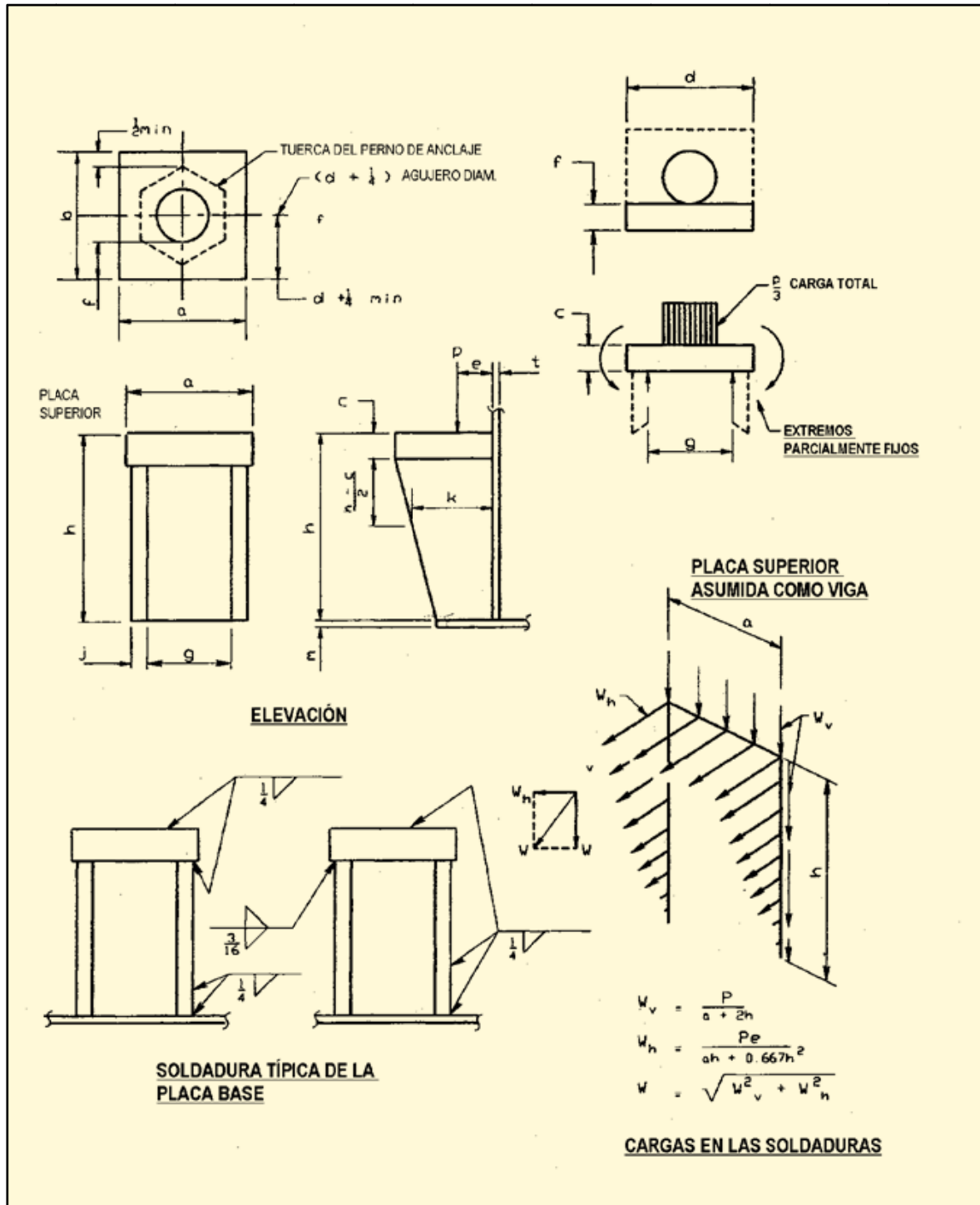


Figura 3.87 Sillas de anclaje

3.5.3.2 Presión admisible del suelo

La mayoría de códigos aceptan un incremento de la presión admisible del suelo debido a cargas de viento o sísmicas en un factor de un tercio más que para el servicio normal. La relación de estabilidad del momento resistente al momento inducido sísmico o de viento, debe ser igual o mayor que 1.5.

La resistencia del suelo de fundación sometido a cargas de viento o sismo se basa en principios reconocidos de ingeniería y juicio, que consideran la naturaleza del subsuelo y la distribución de cargas. En ausencia de mejores datos, la máxima capacidad del suelo no debe exceder la permitida bajo condiciones normales de carga cuando los subsuelos son menos cohesivos y pueden ser hasta 2 veces el permitido bajo condiciones normales cuando los subsuelos son cohesivos.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Los modelos matemáticos establecidos en el capítulo anterior, son el fundamento utilizado en el desarrollo de rutinas informáticas agrupadas metodológicamente en hojas de cálculo, cuya finalidad es automatizar y optimizar el proceso de diseño de tanques de almacenamiento sobre superficie.

El desarrollo de una herramienta informática especializada en este campo es imprescindible, debido a la ausencia de programas comerciales que cubran las expectativas de los fabricantes de tanques. Con el fin de obtener resultados confiables, las rutinas de cálculo incluyen sistemas de verificación parcial y refinamiento, utilizando procesos iterativos y comparativos entre otros.

4.2 PARÁMETROS OPERATIVOS E IDENTIFICACIÓN DE COMPONENTES DEL SISTEMA COMPUTARIZADO

Los requerimientos de hardware y software necesarios para el uso del presente programa de diseño son mínimos, y cualquier computador que disponga de Microsoft Office 2007 puede ser utilizado para el efecto. El modelo de programación utilizado en el desarrollo del programa se basa principalmente en el ingreso de datos geométricos básicos, el manejo de datos mediante selección simple de opciones, y en cálculos internos automatizados que conducen a la obtención de resultados confiables. Los criterios de selección de opciones e ingreso de datos para el diseño de un tanque específico, se fundamenta en la información registrada en el capítulo 2.

Se utiliza una hoja de cálculo para cada tema específico a tratar, y el conjunto de de hojas está agrupado convenientemente en un solo archivo que conlleva al

diseño completo de un tanque. El apéndice L contiene una Guía del Usuario que servirá de ayuda para conocer los principios básicos de ingreso de datos y obtención adecuada de resultados.

Entre las principales ventajas que se persiguen en el desarrollo del programa son:

- Interfaz amigable
- Gráficos descriptivos suficientemente detallados para comprensión del tema
- Fácil ingreso y modificación de datos de entrada, utilizando el idioma inglés y la nomenclatura establecida en los códigos de diseño aplicables
- Selección de materiales, secciones de perfiles, y parámetros específicos de cada tema (coeficientes, factores, zonificación, etc.), desde una base de datos interna
- Verificación en línea de parámetros limitantes establecidos por los códigos de diseño
- Formato adecuado para reporte de resultados en dos sistemas de unidades (internacional e inglés), debido a las distintas preferencias de los potenciales clientes
- Grabación o archivo de datos y resultados independiente para cada diseño

4.3 FORMULACIÓN DE EJEMPLOS DE DISEÑO Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Se formulan dos tipos de tanques conceptualmente diferentes, como ejemplos de diseño y uso del programa informático. El primero es un tanque presurizado con techo domo auto soportado, y el segundo es un tanque atmosférico con techo cónico soportado. Entre sus principales características justificativas están las siguientes: corresponden a tanques de uso frecuente en la industria petroquímica, son tanques construidos en nuestro país y en actual funcionamiento, los resultados del diseño pueden ser validados con la información técnica existente en los archivos del propietario y con diseños alternativos utilizando programas de elementos finitos, sus datos geométricos y condiciones de operación están dentro del alcance establecido en la tabla 1.4 del presente trabajo investigativo. La tabla

4.1 resume las condiciones geométricas, de diseño y operación mínimas, de los dos tanques a ser diseñados con el programa informático.

Las tablas 4.2 y 4.3 establecen una comparación entre las condiciones en que fueron construidos los tanques y los resultados del diseño realizados con el programa desarrollado. Las figuras 4.1 y 4.2 muestran fotografías del estado actual de operación de los tanques referidos.

Tabla 4.1 Datos básicos para diseño de los tanques

DESCRIPCIÓN	TANQUE #1	TANQUE #2
Tipo de tanque	Domo auto soportado	Cónico soportado
Proyecto de referencia y localización	Unidad Isomerizadora de Nafta – Refinería Esmeraldas	Ampliación Refinería Esmeraldas
Códigos de diseño aplicables	API-620, API 650	API 650
Diámetro nominal	96.09 ft (29.28 m)	205.70 ft (62.70 m)
Altura del cuerpo	48.00 ft (14.63 m)	48.00 ft (14.63 m)
Presión interna de diseño	2.298 psig (63.66 in WC)	0 psig
Presión externa de diseño	0.1 psig (2.77 in WC)	0 psig
Temperatura de diseño	140 oF (60 oC)	176 oF (80 oC)
Zona sísmica	4	4
Categoría ocupacional	Facilidades esenciales	Facilidades esenciales
Velocidad de viento	45 mph (72.5 km/h)	70 mph (112.7 km/h)
Producto almacenado	Nafta Isomerizada	Petróleo crudo
Gravedad específica	0.649	0.981



Figura 4.1 Tanque de almacenamiento de Nafta, con techo domo auto-soportado (API.620)

Tabla 4.2 Resumen comparativo de resultados para el Tanque #1

DESCRIPCIÓN O COMPONENTE	CONDICIÓN ACTUAL DE MONTAJE Y OPERACIÓN	RESULTADOS DEL DISEÑO CON EL PROGRAMA
Techo Domo - espesor	0.5 in (12.7 mm)	0.4 in (10.2 mm)
1er anillo - espesor	0.5625 in (14.29 mm)	0.5588 in (14.19 mm)
2er anillo - espesor	0.5 in (12.7 mm)	0.4777 in (12.13 mm)
3er anillo - espesor	0.5 in (12.7 mm)	0.4667 in (11.86 mm)
4er anillo - espesor	0.375 in (9.525 mm)	0.3714 in (9.43 mm)
5er anillo - espesor	0.3125 in (7.9375 mm)	0.2761 in (7.01 mm)
6er anillo - espesor	0.3125 in (7.9375 mm)	0.25 in (6.35 mm)
Fondo plano - espesor	0.3125 in (7.9375 mm)	0.3125 in (7.9375 mm)
Anclaje – # de pernos	52 u	52 u
Anclaje – Diámetro pernos	2.5 in (63.5 mm)	2.5 in (63.5 mm)
Anillos de rigidez – sección superior	L 10" X 10" X 1"	PI 15" X 2"
Anillos de rigidez – sección intermedia	1 L 6" X 4" X 3/8"	2 L 4" X 3" x 5/16"
Detalle del diseño	Ver reportes desde el #1 hasta el #15 en las siguientes páginas	



Figura 4.2 Tanque de almacenamiento de Petróleo, con techo cónico soportado (API.650)

Tabla 4.3 Resumen comparativo de resultados para el Tanque #2

DESCRIPCIÓN O COMPONENTE	CONDICIÓN ACTUAL DE MONTAJE Y OPERACIÓN	RESULTADOS DEL DISEÑO CON EL PROGRAMA
Techo Cónico - espesor	0.1875 in (4.8 mm)	0.1875 in (4.8 mm)
1er anillo - espesor	0.9375 in (23.8 mm)	0.9095 in (23.1 mm)
2er anillo - espesor	0.75 in (19.05 mm)	0.7225 in (18.35 mm)
3er anillo - espesor	0.625 in (15.88 mm)	0.5796 in (14.72 mm)
4er anillo - espesor	0.4375 in (11.11 mm)	0.4355 in (11.06 mm)
5er anillo - espesor	0.4375 in (11.11 mm)	0.4337 in (11.02 mm)
6er anillo - espesor	0.375 in (9.525 mm)	0.375 in (9.525 mm)
Fondo plano - espesor	0.25 in (6.35 mm)	0.25 in (6.35 mm)
Anclaje – # de pernos	0 u	0 u
Anclaje – Diámetro pernos	-	-
Anillos de rigidez – sección superior	L 3" X 3" X 3/8"	L 3" X 3" x 3/8"
Anillos de rigidez – sección intermedia	No incluido	No requiere
Detalle del diseño	Ver reportes desde el #1 hasta el #15 en las siguientes páginas	

1) SUMMARY OF DESIGN DATA and REMARKS

Job	TESIS-1a		
Date of Calcs.	27/10/08		
Mfg. Or Insp. Date	31/12/06		
Designer	Miguel Cedeno		
Project	60KBBL NAPHTHA STORAGE TANK		
Tag Number	TK-01		
Plant	UNIDAD ISOMERIZADORA DE NAFTA		
Plant Location	REE		
Site	ECUADOR		
Design Basis	API-620 10th Edition Addendum 1, Jun 2004	Per API-620 Appendix	(none)
Project TESIS-1a Remarks	El presente diseno tiene por objeto validar los resultados obtenidos con los datos de fabricacion del tanque existente (actualmente en funcionamiento).		

Nominal Tank Diameter	OD	ft / mm	96.0938	29,289.4
Shell Height	Ht	ft / mm	48.0000	14,630.4
Design Pressure at Top of Tank	P	IN.H2O / PSIG	63.66	2.298
Operating Ratio (Operating/Design Pressure)			0.7615	
Design Vacuum at Top of Tank	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.100
Design Temperature of the Tank		oF / oC	140.0	60.0
Seismic Zone			4	
Occupancy Category			II. Hazardous Facilities	
Importance Factor	I		1.25	
Site Amplification Factor	s		1.5	
* Soil more than 40 ft in depth containing more than 20 ft of soft to medium stiff clay, but more than 40 ft of soft clay.				
Basic Wind Velocity	vs	mph / kmh	45.0	72.5
Contents of Tank			Naphtha	
Specific Gravity of Contents	G		0.6490	
Roof Type			Self Supported Dome Roof	
Fragile Roof (According API-650 3.10.2.6)			NO	
Bottom Type			Flat Bottom: Non-Annular	

Shell Design Method			API 620	
Shell Joint Type			Butt Welded	
Max. Liquid Level	H	ft / mm	47.0000	14,325.6
Min. Liquid Level		ft / mm	0.2500	76.2
Is Hydro Test Required			YES	
Shell Insulation Thickness		in / mm		
Shell Insulation Density		[lb/ft ³] / [kg/m ³]	8.00	128.2

Design Notes.-
 Note 1. Minimum Liquid Level of 0.25ft. is required for this model.
 Note 2. Per API-650 F.7.6 - Hydro test pressure = 1.25* P = 2.873Psig.
 Note 3. MAWP = 2.382Psig - MAWW = -0.108Psig

2) SUMMARY OF RESULTS

Shell Material and API 620 Summary (Bottom is 1)

Course	Width (ft/mm)	Material	t actual (in/mm)	Corr. Allowance (in/mm)	Joint Efficiency	t required (in/mm)	t-Calc [API-620] (in/mm)
6	8.0000	2,438.4 A-36	0.3125 7.94		0.85	0.2500 6.35	0.2362 6.00
5	8.0000	2,438.4 A-36	0.3125 7.94		0.85	0.2761 7.01	0.2761 7.01
4	8.0000	2,438.4 A-36	0.3750 9.53		0.85	0.3714 9.43	0.3714 9.43
3	8.0000	2,438.4 A-36	0.5000 12.70		0.85	0.4667 11.86	0.4667 11.86
2	8.0000	2,438.4 A-36	0.5000 12.70		1.00	0.4777 12.13	0.4777 12.13
1	8.0000	2,438.4 A-36	0.5625 14.29		1.00	0.5588 14.19	0.5588 14.19
-		none					
-		none					

Self Supported Dome Roof							
Roof Plate Material	A-36	Height of Roof	ft / mm	16.89	5,146.7		
t.required	in / mm	Joint Efficiency	BUTT-WELDED	0.85			
t.actual	in / mm	Weight	lbf / kgf	166,202	75,388		

7) FLAT BOTTOM:		Flat Bottom: Non-Annular					
Bottom Plate Material	A-36						
t.required	in / mm	0.3125	7.9	Joint Efficiency	LAP-WELDED	0.35	
t.actual	in / mm	0.3125	7.9	Weight of Bottom Plate	lbf / kgf	93,099	42,229

10) Anchorage Requirements			
Actual # Anchor Bolts	52	Chair Style	Vert. Tapered Discrete
Nominal Bolt Diameter Req'd, In in / mm	2.50 63.50	Bolt Material	A-36

5) STIFFENING RINGS			
Top Compression Ring	15*2 (in) PLATE	user defined	
Intermediate Wind Girder Type	4*3*5/16	two angles (detail d)	Qty (2)

3) ROOF DESIGN PER API-620:		Self Supported Dome Roof	
Roof Plate Material		A-36	
Density	$[\text{lb}/\text{in}^3] / [\text{kg}/\text{m}^3]$	0.2833	7,847.6
Minimum Specified Yield Strength	Sy $[\text{lb}/\text{in}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	36,000	2.535E+07
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1,000
Modulus of elasticity at the design temperature (per API-650 App. M.5.1)	$[\text{lb}/\text{in}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	28,800,000	2.028E+10
Roof Dish Radius (0.8D <= Rs <= 1.2D)	Rs = L	ft / mm	76.80 / 23,408.6
Roof Corrosion Allowance	CA	in / mm	
Live Load	Lr $[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	20.0	97.6
Ground Snow Load	S $[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$		
Added Dead Load	Added_Dead_Load $[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$		
Roof Insulation Thickness	t_ins	in / mm	
Roof Insulation Density	$[\text{lb}/\text{ft}^3] / [\text{kgf}/\text{m}^3]$	8.00	128.21
Actual Roof Thickness	t.actual	in / mm	0.5000 / 12.70
Joint Efficiency	E	-	0.85
Spherical (ASME F&D) Head			
Knuckle Radius	r	in / mm	No
Flange Length		in / mm	
Roof Plate Weld Type			BUTT-WELDED
Compression Ring Detail			API-620 Fig. 5-6, Detail d
Length of Angle Leg Parallel to Shell	CRing_Redundant_Length	in / mm	
Note: Tank Operating Ratio=0.7615. Roof formulas using 0.4 as operating ratio now use this design value			
Dead Load	Dead_Load=Insulation+Plate_Weight+Added_Dead_Load	$[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	20.40 / 99.50
Design Snow Load	SL=0.84*S (per ASCE 7-05 Fig.7 and API-650 Sec.3.2.1.e)	$[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	
Computed Roof Live Load, including External Pressure			
	Lr_1=Lr+Pe	$[\text{lb}/\text{ft}^2] / [\text{kgf}/\text{m}^2]$	34.40 / 167.80
Angle between the Normal to the roof and a horizontal line at the roof-to-shell juncture			
	Alpha	deg / rad	51.27 / 0.89
Angle between the Normal to the roof and a vertical line at the roof-to-shell juncture			
	Theta	deg / rad	38.73 / 0.68
Weight, Surface Area, and Projected Areas of Roof			
Spherical radius of the tank or segment	Rs=R1=R2	in / mm	921.60 / 23,408.6
Radius of the cylinder	Rc=R3=OD/2	in / mm	576.56 / 14,644.7
Height of Roof	hR=R-SQRT[R^2-(OD/2)^2]	ft / mm	16.89 / 5,146.7
Thickness of Roof Insulation	t_ins	ft / mm	
Vertical Projected Area of Roof	Ap_vert=PI*((R+t_ins)^2)(Theta/180)-OD*((R+t_ins)-hR)/2	ft^2 / m^2	1,108.0 / 103.1
Horizontal Projected Area of Roof (per API-650 3.2.1.f)			
Moment Arm of UPLIFT wind force on roof	Xw=OD/2	ft / mm	48.0 / 14,644.7
Projected Area of roof for wind moment	Ap=PI*R^2	ft^2 / m^2	7,252.4 / 674.7
Roof Area	Roof_Area=288*PI*R*hR	in^2 / m^2	1,173,328 / 757.0
Weight (New)	Weight=Density*(t)*(Roof_Area)	lb / kgf	166,202 / 75,388
Weight (Corroded)		lb / kgf	166,202 / 75,388
Uplift on Tank (per API-650 F.1.2)			
NOTE: This flat bottom tank is assumed supported by the bottom plate. If tank not supported by a flat bottom, then uplift calculations will be N.A., and for reference only.			
NOTE: For flat bottom tank with self supported roof, Net_Uplift=Uplift due to design pressure less Corroded weight of shell and roof plates.			
	Net_Uplift=P*PI/4*D^2*144-Corr.shell-Corr.roof weight	lb / kgf	1,981,325 / 898,714
Uplift Case per API-650 1.1.1			
	P_uplift	lb / kgf	2,399,897 / 1,088,575
	W_Roof_Plates (corroded)	lb / kgf	166,202 / 75,388
	W_Shell (corroded)	lb / kgf	252,370 / 114,473
Since P_uplift>W_Roof+W_Shell, Tank Roof should meet App. F.1.3 and F.7 requirements.			
API-620			
Actual Participating Area of Roof-to-Shell Juncture			
(per API-620 Section 5.12.4.2, Eq.25)	Wc=0.6*SQRT[Rc*(tc-CA)]	(Top Shell Course)	in / mm
NOTE: API-620 governs due to Net Uplift (per API-650 F.7.2)			
(per API-620 Section 5.12.4.2, Eq.24)	Wh=0.6*SQRT[R2*(th-CA)]	(Roof Plate)	in / mm
Top Compression Ring:		user defined	15*2 (in) PLATE
Cross-sectional Area of Top Compression Ring	Aa	in^2 / cm^2	30.00 / 193.55
Using API-620 Fig. 5-6, Detail d Compression Ring Detail			
Non-contributing area of roof comp. ring. Redund.Area=CRing_Redundant_Length*(t_shell_CA)(top course)			
Warning: Redundant Area cannot be computed (Length of Angle Leg Parallel to Shell=0in.)			
Contributing Area due to shell plates	Ashell=Wc*(t_shell-CA)	(per API-620 Section 5.12.2, Footnote 18)	in^2 / cm^2
Contributing Area due to roof plates	Aroof=Wh*(t_roof-CA)	(per API-620 Section 5.12.2, Footnote 18)	in^2 / cm^2
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-620)	A=Aa+Aroof+Ashell-Redund.Area	in^2 / cm^2	38.96 / 251.33
Internal Pressure - Top-Head Edge			
Radius of the cylinder	R3	in / mm	576.56 / 14,644.7
Cross_Sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144	in^2 / m^2	1,044,342 / 673.8
	W=(weight roof plates)	lb / kgf	-166,202 / -75,388
	W/At	IN.H2O / PSIG	-4.41 / -0.1591
	W/At'	IN.H2O / PSIG	-3.92 / -0.1417
Meridional and Latitudinal Forces			
At the Edge of Top Head	P	IN.H2O / PSIG	63.66 / 2,298.0
	T1=R3/2*(P+W/At)	Tensile Force	985.6 / 17,589.0
	T2=R3*[P+W/At*cos(Alpha)]-T1	Tensile Force	1,040.5 / 18,568.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)			
	T=MAX(T1, T2)	$[\text{lb}/\text{in}] / [\text{kgf}/\text{m}]$	1,040.5 / 18,568.9
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / $[\text{kg}/\text{cm}^2]$	16,000.0 / 1,124.9
	t=Calc=T/(Sts*E)+CA	in / mm	0.0765 / 1.94
Internal Pressure - Top-Head Center			
Meridional and Latitudinal Forces			
At the Center of Top Head	P	IN.H2O / PSIG	63.66 / 2,298.0
	T1'=Rs/2*(P+W/At')	Tensile Force	993.6 / 17,732.8
	T2'=Rs*[P+W/At']-T1'	Tensile Force	993.6 / 17,732.8
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)			
	T=MAX(T1, T2)	$[\text{lb}/\text{in}] / [\text{kgf}/\text{m}]$	993.6 / 17,732.8
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / $[\text{kg}/\text{cm}^2]$	16,000.0 / 1,124.9

(Per 5.10.3.2)	$t_Calc=T/(Sts*E)+CA$	in / mm	0.0731	1.86
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	63.66	2.2980
	t-620	in / mm	0.0765	1.94
Exit Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	409.73	14.7911
	t-620	in / mm	0.4998	12.69
-				
Limited by Roof Plate	P_max_Int	IN.H20 / PSIG	409.73	14.7911
Allowable Compressive Stress (per API-620)				
	Scs	PSI / [Kg/cm ²]	15,000.0	1,054.80
Scs is not modified Since Design Temp. <=200 Deg.F, (API-650 M.3.7 N.A.)				
Minimum Participating Area				
Latitudinal unit force	$T2s=P*R3$	[lbf/in] / [kgf/m]	1,324.9	23,645.2
Total circumferential force	$Q=(T2)(Wh)+(T2s)(Wc)-(T1)(Rc)(\sin(\text{Alpha}))$	lbf / kgf	-419,241	-190,164
Net cross-sectional area	$A_min=Q/Scs$ (per API-620 5.12.4.3 Eq 27)	in ² / cm ²	27.9494	180.32
Back-Calculating PmaxQ using Actual Roof Area (A620) as target....				
Entry Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	63.66	2.2980
	A-620	in ² / cm ²	27.9494	180.32
Exit Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	86.91	3.1374
	A-620	in ² / cm ²	38.9560	251.33
NOTE: Tank Limited to 15PSI (per API-620)				
Limited by Actual Participating Area	P_max_Int_Q	IN.H20 / PSIG	86.91	3.1374
	P_max_Int=MAX(MIN(P_max_Int,P_max_Int_Q),0]	IN.H20 / PSIG	86.91	3.1374
External Pressure - Top-Head Edge				
	$W=(L+Dead_Load)*Roof_Area$	lbf / kgf	-329,164	-149,306
	W/At	IN.H20 / PSIG	-8.73	-0.3152
	W/At'	IN.H20 / PSIG	-7.77	-0.2806
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=PV_Entered	IN.H20 / PSIG	-2.77	-0.1000
At the Edge of Top Head	$T1=Rs/2*(P+W/At)$	[lbf/in] / [kgf/m]	-191.3	-3,414.3
	$T2=Rs*(P+W/At*cos(\text{Alpha}))-T1$	Compressive Force [lbf/in] / [kgf/m]	-82.6	-1,473.5
Minimum thickness (t) requirement:				
	$Tp=MAX(ABS(T1),ABS(T2))$	[lbf/in] / [kgf/m]	191.3	3,414.3
	$Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))$	[lbf/in] / [kgf/m]	82.6	1,473.5
	Rp=R2	in / mm	921.6	23,408.6
	Rpp=R1	in / mm	921.6	23,408.6
	$t_18=SQRT((Tp+0.8*Tpp)*Rp)/1342+CA$	in / mm	0.3629	9.22
	$t_19=SQRT(Tpp*Rpp)/1000+CA$	in / mm	0.2759	7.01
	t.Calc=MAX(t_18, t_19)	in / mm	0.3629	9.22
	(t_18-CA)/Rp	-	0.00039	<0.00667
	(t_19-CA)/Rpp	-	0.00030	<0.00667
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3	$Sca=1000000*(t-CA)/R$ (Allowable Compressive Stress)	PSI / [Kg/cm ²]	542.5	38.14
External Pressure - Top-Head Center				
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=PV_Entered	IN.H20 / PSIG	-2.77	-0.1000
At the Center of Top Head	$T1=Rs/2*(P+W/At')$	[lbf/in] / [kgf/m]	-175.4	-3,129.5
	$T2'=Rs*(P+W/At')-T1'$	[lbf/in] / [kgf/m]	-175.4	-3,129.5
Minimum thickness (t) requirement:				
	T1 & T2 -> Negative and Equal			
	$T=MAX(ABS(T1), ABS(T2))$	[lbf/in] / [kgf/m]	175.4	3,129.5
	Ratio	-	<0.00667	
	$t_Calc=SQRT(T*R/10^6)+CA$	in / mm	0.4020	10.21
Congruent t/R ratio results per API-620 5.5.4.3	$Sca=1000000*(t-CA)/R$ (Allowable Compressive Stress)	PSI / [Kg/cm ²]	542.5	38.14
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.Calc as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	V_x	IN.H20 / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.4020	10.21
Exit Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	-8.53	-0.3079
	t-620	in / mm	0.4999	12.70
-				
due to Roof Plate	P_max_Ext	IN.H20 / PSIG	-8.53	-0.3079
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1				
	Sts	PSI / [Kg/cm ²]	16,000.0	1,124.91
Minimum Participating Area				
	$T2s=P*R3$	[lbf/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
	$Q=(T2)(Wh)+(T2s)(Wc)-(T1)(Rc)(\sin(\text{Alpha}))$	lbf / kgf	84,527	38,341
	$A_min=Q/Sts$ (per API-620 5.12.4.3 Eq 27)	in ² / cm ²	5.28	34.08
Back-Calculating PmaxQ using Actual Roof Area (A620) as target....				
Entry Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	-2.77	-0.1000
	A-620	in ² / cm ²	5.28	34.08
Exit Condition:	P_x	IN.H20 / PSIG	-69.47	-2.5079
	A-620	in ² / cm ²	38.9564	251.33
-				
Limited by Actual Participating Area	P_max_Ext_Q	IN.H20 / PSIG	-69.47	-2.5079
Required Part. Area of Roof-to-Shell Junctu	$A_min=MAX(A_min's)$	in ² / cm ²	27.95	180.32
	$P_max_Ext=MAX(P_max_Ext,P_max_Ext_Q)$	IN.H20 / PSIG	-8.53	-0.3079
Required Thickness				
	t.CalcInt=t.CalcInt620	in / mm	0.0765	1.94
	t.CalcExt=t.CalcExt620	in / mm	0.4020	10.21
	t.Calc=MAX(t.CalcInt,t.CalcExt)	in / mm	0.4020	10.21
	t.required	in / mm	0.4020	10.21
Self Supported Dome Roof SUMMARY				
t.required		in / mm	0.4020	10.21
t.actual		in / mm	0.5000	12.70
Required Part. Area of Roof-to-Shell Juncture		in ² / cm ²	27.9494	180.32
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-620)		in ² / cm ²	38.9567	251.33
P_max_internal		IN.H20 / PSIG	86.91	3.1374
P_max_external		IN.H20 / PSIG	-8.53	-0.3079

4) SHELL COURSE DESIGN (bottom course is #1)

Course # 1 of 6

MATERIAL				A-36
Width		ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA	in / mm		
Actual shell thickness	t.actual	in / mm	0.5625	14.29
Joint Efficiency	E	-	1.00	
Specific Gravity of Contents	G	-	0.6490	
Max. Liquid Level	H	ft / mm	47.0000	14,325.60
API-620				API 620
Radius of the cylinder	R=R2=Rc=OD/2	in / mm	576.5625	14,644.69
Cross_Sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144	in^2 / m^2	1,044,341.8	673.8

Internal Pressure - Full

W=(weight roof plates+shell)		lb / kgf	-418.572	-189.861
W/At		IN.H2O / PSIG	-11.10	-0.4008
P_liquid=H*0.433*G		PSI / [Kg/cm^2]	13.2078	0.93
Px=P+P_liquid		PSI / [Kg/cm^2]	15.5058	1.09

Meridional and Latitudinal Forces

P=Px		IN.H2O / PSIG	429.52	15.5058
T1=Rc/2*(P+W/At)	Tensile Force	[lb/in] / [kgf/m]	4,354.5	77,711.3
T2=Rc*P	Tensile Force	[lb/in] / [kgf/m]	8,940.1	159,546.7

Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)	T=MAX(T1, T2)	[lb/in] / [kgf/m]	8,940.1	159,546.7
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / [Kg/cm^2]	16,000.0	1,124.9
t-Calc=T/(Sts*E)+CA		in / mm	0.5588	14.19

Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....

Entry Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	429.52	15.5058
	t-620	in / mm	0.5588	14.19
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	432.40	15.6098
	t-620	in / mm	0.5625	14.29
due to Shell Course, without Liquid Head	P_shell_Int	IN.H2O / PSIG	66.54	2.4020

External Pressure - Empty

Total Roof Live Load weight supported by shell	Lr_shell=Ar*Lr/144	lb / kgf	162,962	73,918
W=(Roof plates + Shell + Lr_shell + Dead Load)		lb / kgf	-581,535	-263,780
W/At		IN.H2O / PSIG	-15.43	-0.5568
Design Vacuum at Top of Tank	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000

Meridional and Latitudinal Forces

P=PV		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
T1=Rc/2*(P+W/At)	Compressive Force	[lb/in] / [kgf/m]	-189.4	-3,379.3
T2=Rc*P	Compressive Force	[lb/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9

Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)	Tp=MAX(ABS(T1),ABS(T2))	[lb/in] / [kgf/m]	189.4	3,379.3
	Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))	[lb/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	Rp=R2	in / mm	576.5625	14,644.69
	Rpp=R1	in / mm	576.5625	14,644.69
	t_18=SQRT[(Tp+0.8*Tpp)*Rp]/1342+CA	in / mm	0.2746	6.97
	t_19=SQRT[Tpp*Rpp]/1000+CA	in / mm	0.1823	4.63
	t-Calc=MAX(t_18, t_19)	in / mm	0.2746	6.97
	(t_18-CA)/Rp	-	0.00048	<0.00667
	(t_19-CA)/Rpp	-	0.00032	<0.00667
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3	Sca=1000000*(t-CA)/R	PSI / [Kg/cm^2]	975.6	68.59

Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....

Entry Condition:	V_x	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.2746	6.97
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	-29.50	-1.0649
	t-620	in / mm	0.5624	14.29
due to Shell Course	P_shell_ext	IN.H2O / PSIG	-29.50	-1.0649
	t_Calc_620	in / mm	0.5588	14.19

Course # 2

MATERIAL				A-36
Width		ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA	in / mm		
Actual shell thickness	t.actual	in / mm	0.5000	12.70
Joint Efficiency	E	-	1.00	
Specific Gravity of Contents	G	-	0.6490	
	H	ft / mm	39.0000	11,887.20
API-620				API 620
Radius of the cylinder	R=R2=Rc=OD/2	in / mm	576.5625	14,644.69
Cross_Sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144	in^2 / m^2	1,044,341.8	673.8

Internal Pressure - Full

W=(weight roof plates+shell)		lbf / kgf	-363,179	-164,735
W/At		IN.H2O / PSIG	-9.63	-0.3478
P_liquid=H*0.433*G		PSI / [Kg/cm^2]	10.9597	0.77
Px=P+P_liquid		PSI / [Kg/cm^2]	13.2577	0.93
Meridional and Latitudinal Forces				
P=Px		IN.H2O / PSIG	367.25	13.2577
T1=Rc/2*(P+W/At)	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	3,721.7	66,418.1
T2=Rc*P	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	7,643.9	136,414.5
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2) T=MAX(T1, T2)				
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / [Kg/cm^2]	16,000.0	1,124.9
t-Calc=T/(Sts*E)+CA		in / mm	0.4777	12.13
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	367.25	13.2577
	t-620	in / mm	0.4777	12.13
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	384.36	13.8753
	t-620	in / mm	0.5000	12.70
due to Shell Course, without Liquid Head	P_shell_int	IN.H2O / PSIG	80.77	2.9157

External Pressure - Empty

Total Roof Live Load weight supported by shell	Lr_shell=Ar*Lr/144	lbf / kgf	162,962	73,918
W=(Roof plates + Shell + Lr_shell + Dead Load)		lbf / kgf	-526,142	-238,654
W/At		IN.H2O / PSIG	-13.96	-0.5038
	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
Meridional and Latitudinal Forces				
P=Pv		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
T1=Rc/2*(P+W/At)	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-174.1	-3,106.4
T2=Rc*P	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2) Tp=MAX(ABS(T1),ABS(T2))				
		[lbf/in] / [kgf/m]	174.1	3,106.4
		[lbf/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	Rp=R2	in / mm	576.5625	14,644.69
	Rpp=R1	in / mm	576.5625	14,644.69
	t_18=SQRT[(Tp+0.8*Tpp)*Rp]/1342+CA	in / mm	0.2655	6.74
	t_19=SQRT[Tpp*Rpp]/1000+CA	in / mm	0.1823	4.63
	t-Calc=MAX(t_18, t_19)	in / mm	0.2655	6.74
	(t_18-CA)/Rp	-	0.00046	<-0.00667
	(t_19-CA)/Rpp	-	0.00032	<-0.00667
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3				
	Sca=1000000*(t-CA)/R	PSI / [Kg/cm^2]	867.2	60.97
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	V_x	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.2655	6.74
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	-22.80	-0.8232
	t-620	in / mm	0.4999	12.70
due to Shell Course	P_shell_ext	IN.H2O / PSIG	-22.80	-0.8232
	t_Calc_620	in / mm	0.4777	12.13

Course # 3

MATERIAL				
Width		ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA	in / mm		
Actual shell thickness	t.actual	in / mm	0.5000	12.70
Joint Efficiency	E	-	0.85	
Specific Gravity of Contents	G	-	0.6490	
	H	ft / mm	31.0000	9,448.80
API-620				
Radius of the cylinder	R=R2=Rc=OD/2	in / mm	576.5625	14,644.69
Cross sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144	in^2 / m^2	1,044,341.8	673.8

Internal Pressure - Full

W=(weight roof plates+shell)		lbf / kgf	-313,939	-142,400
W/At		IN.H2O / PSIG	-8.33	-0.3006
P_liquid=H*0.433*G		PSI / [Kg/cm^2]	8.7115	0.61
Px=P+P_liquid		PSI / [Kg/cm^2]	11.0095	0.77
Meridional and Latitudinal Forces				
P=Px		IN.H2O / PSIG	304.97	11.0095
T1=Rc/2*(P+W/At)	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	3,087.2	55,094.6
T2=Rc*P	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	6,347.7	113,282.3
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2) T=MAX(T1, T2)				
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / [Kg/cm^2]	16,000.0	1,124.9

$t_Calc=T/(Sts \cdot E)+CA$		in / mm	0.4667	11.86
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	304.97	11.0095
	t-620	in / mm	0.4667	11.86
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	326.70	11.7940
	t-620	in / mm	0.5000	12.70
due to Shell Course, without Liquid Head	P_shell_int	IN.H2O / PSIG	85.39	3.0825
External Pressure - Empty				
Total Roof Live Load weight supported by shell	$Lr_shell=Ar \cdot Lr/144$	lb / kgf	162,962	73,918
	$W=(Roof\ plates + Shell + Lr_shell + Dead\ Load)$	lb / kgf	-476,901	-216,319
	W/At	IN.H2O / PSIG	-12.65	-0.4587
	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=Pv	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	$T1=Rc/2 \cdot (P+W/At)$	Compressive Force [lb/in] / [kgf/m]	-160.5	-2,863.8
	$T2=Rc \cdot P$	Compressive Force [lb/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
Minimum thickness (t) requirement:				
(Per 5.10.3.2)	$Tp=MAX(ABS(T1),ABS(T2))$	[lb/in] / [kgf/m]	160.5	2,863.8
	$Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))$	[lb/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	$Rp=R2$	in / mm	576.5625	14,644.69
	$Rpp=R1$	in / mm	576.5625	14,644.69
	$t_{18}=\sqrt{Tp+0.8 \cdot Tpp} \cdot Rp/1342+CA$	in / mm	0.2572	6.53
	$t_{19}=\sqrt{Tpp \cdot Rpp}/1000+CA$	in / mm	0.1823	4.63
	$t_Calc=MAX(t_{18}, t_{19})$	in / mm	0.2572	6.53
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3	$(t_{18}-CA)/Rp$	-	0.00045	<0.00667
	$(t_{19}-CA)/Rpp$	-	0.00032	<0.00667
	$Sca=1000000 \cdot (t-CA)/R$	PSI / [Kg/cm ²]	867.2	60.97
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	V_x	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.2572	6.53
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	-23.17	-0.8366
	t-620	in / mm	0.4999	12.70
due to Shell Course	P_shell_ext	IN.H2O / PSIG	-23.17	-0.8366
	t_Calc_620	in / mm	0.4667	11.86
Course # 4				
MATERIAL				
Width		ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA	in / mm		
Actual shell thickness	t.actual	in / mm	0.3750	9.53
Joint Efficiency	E	-	0.85	
Specific Gravity of Contents	G	-	0.6490	
	H	ft / mm	23.0000	7,010.40
API-620				
Radius of the cylinder	$R=R2=Rc=OD/2$	in / mm	576.5625	14,644.69
Cross sectional Area of Roof at Shell	$At=PI \cdot OD^2/4 \cdot 144$	in ² / m ²	1,044,341.8	673.8
Internal Pressure - Full				
	$W=(weight\ roof\ plates+shell)$	lb / kgf	-264,698	-120,065
	W/At	IN.H2O / PSIG	-7.02	-0.2535
	$P_liquid=H \cdot 0.433 \cdot G$	PSI / [Kg/cm ²]	6.4634	0.45
	$Px=P+P_liquid$	PSI / [Kg/cm ²]	8.7614	0.62
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=Px	IN.H2O / PSIG	242.70	8.7614
	$T1=Rc/2 \cdot (P+W/At)$	Tensile Force [lb/in] / [kgf/m]	2,452.7	43,771.1
	$T2=Rc \cdot P$	Tensile Force [lb/in] / [kgf/m]	5,051.5	90,150.2
Minimum thickness (t) requirement:				
(Per 5.10.3.2)	$T=MAX(T1, T2)$	[lb/in] / [kgf/m]	5,051.5	90,150.2
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	PSI / [Kg/cm ²]	16,000.0	1,124.9
	$t_Calc=T/(Sts \cdot E)+CA$	in / mm	0.3714	9.43
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	242.70	8.7614
	t-620	in / mm	0.3714	9.43
Exit Condition:	P_x	IN.H2O / PSIG	245.03	8.8455
	t-620	in / mm	0.3750	9.53
due to Shell Course, without Liquid Head	P_shell_int	IN.H2O / PSIG	65.99	2.3821
External Pressure - Empty				
Total Roof Live Load weight supported by shell	$Lr_shell=Ar \cdot Lr/144$	lb / kgf	162,962	73,918
	$W=(Roof\ plates + Shell + Lr_shell + Dead\ Load)$	lb / kgf	-427,660	-193,983
	W/At	IN.H2O / PSIG	-11.34	-0.4095
	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000

Meridional and Latitudinal Forces					
	P=PV		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	T1=Rc/2*(P+W/At)	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-146.9	-2,621.3
	T2=Rc*P	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)	TP=MAX(ABS(T1),ABS(T2))		[lbf/in] / [kgf/m]	146.9	2,621.3
	Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))		[lbf/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	Rp=R2		in / mm	576.5625	14,644.69
	Rpp=R1		in / mm	576.5625	14,644.69
	t_18=SQRT[(Tp+0.8*Tpp)*Rp]/1342+CA		in / mm	0.2486	6.31
	t_19=SQRT[Tpp*Rpp]/1000+CA		in / mm	0.1823	4.63
	t-Calc=MAX(t_18, t_19)		in / mm	0.2486	6.31
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3	(t_18-CA)/Rp		-	0.00043	<0.00667
	(t_19-CA)/Rpp		-	0.00032	<0.00667
	Sca=1000000*(t-CA)/R		PSI / [Kg/cm^2]	650.4	45.73
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....					
Entry Condition:	V_x		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620		in / mm	0.2486	6.31
Exit Condition:	P_x		IN.H2O / PSIG	-11.83	-0.4269
	t-620		in / mm	0.3749	9.52
due to Shell Course	P_shell_ext		IN.H2O / PSIG	-11.83	-0.4269
	t_Calc_620		in / mm	0.3714	9.43
Course # 5					
MATERIAL					
Width			ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA		in / mm		
Actual shell thickness	t.actual		in / mm	0.3125	7.94
Joint Efficiency	E		-	0.85	
Specific Gravity of Contents	G		-	0.6490	
	H		ft / mm	15.0000	4,572.00
API-620					
Radius of the cylinder	R=R2=Rc=OD/2		in / mm	576.5625	14,644.69
Cross_Sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144		in^2 / m^2	1,044,341.8	673.8
Internal Pressure - Full					
	W=-.(weight roof plates+shell)		lbf / kgf	-227,763	-103,312
	W/At		IN.H2O / PSIG	-6.04	-0.2181
	P_liquid=H*0.433*G		PSI / [Kg/cm^2]	4.2153	0.30
	Px=P+P_liquid		PSI / [Kg/cm^2]	6.5133	0.46
Meridional and Latitudinal Forces					
	P=P_x		IN.H2O / PSIG	180.42	6.5133
	T1=Rc/2*(P+W/At)	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	1,814.8	32,387.0
	T2=Rc*P	Tensile Force	[lbf/in] / [kgf/m]	3,755.3	67,018.0
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)	T=MAX(T1, T2)		[lbf/in] / [kgf/m]	3,755.3	67,018.0
Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts		PSI / [Kg/cm^2]	16,000.0	1,124.9
	t-Calc=T/(Sts*E)+CA		in / mm	0.2761	7.01
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....					
Entry Condition:	P_x		IN.H2O / PSIG	180.42	6.5133
	t-620		in / mm	0.2761	7.01
Exit Condition:	P_x		IN.H2O / PSIG	204.19	7.3713
	t-620		in / mm	0.3125	7.94
due to Shell Course, without Liquid Head	P_shell_int		IN.H2O / PSIG	87.42	3.1560
External Pressure - Empty					
Total Roof Live Load weight supported by shell	Lr_shell=Ar*Lr/144		lbf / kgf	162,962	73,918
	W=-.(Roof plates + Shell + Lr_shell + Dead Load)		lbf / kgf	-390,725	-177,230
	W/At		IN.H2O / PSIG	-10.36	-0.3741
	PV		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
Meridional and Latitudinal Forces					
	P=PV		IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	T1=Rc/2*(P+W/At)	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-136.7	-2,439.3
	T2=Rc*P	Compressive Force	[lbf/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)	TP=MAX(ABS(T1),ABS(T2))		[lbf/in] / [kgf/m]	136.7	2,439.3
	Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))		[lbf/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	Rp=R2		in / mm	576.5625	14,644.69
	Rpp=R1		in / mm	576.5625	14,644.69
	t_18=SQRT[(Tp+0.8*Tpp)*Rp]/1342+CA		in / mm	0.2419	6.14
	t_19=SQRT[Tpp*Rpp]/1000+CA		in / mm	0.1823	4.63
	t-Calc=MAX(t_18, t_19)		in / mm	0.2419	6.14

	(t ₁₈ -CA)/Rp	-	0.00042	<0.00667
	(t ₁₉ -CA)/Rpp	-	0.00032	<0.00667
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3				
	Sca=1000000*(t-CA)/R	PSI / [Kg/cm ²]	542.0	38.11
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	V _x	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.2419	6.14
Exit Condition:	P _x	IN.H2O / PSIG	-7.28	-0.2629
	t-620	in / mm	0.3124	7.94
due to Shell Course	P _{shell_ext}	IN.H2O / PSIG	-7.28	-0.2629
	t _{Calc_620}	in / mm	0.2761	7.01
Course # 6				
MATERIAL				
Width		ft / mm	8.00	2,438.40
Corrosion allowance	CA	in / mm		
Actual shell thickness	t.actual	in / mm	0.3125	7.94
Joint Efficiency	E	-	0.85	
Specific Gravity of Contents	G	-	0.6490	
	H	ft / mm	7.0000	2,133.80
API-620				
Radius of the cylinder	R=R2=Rc=OD/2	in / mm	576.5625	14,644.69
Cross_Sectional Area of Roof at Shell	At=PI*OD^2/4*144	in ² / m ²	1,044,341.8	673.8
Internal Pressure - Full				
	W=(weight roof plates+shell)	lbf / kgf	-196,983	-89,350
	W/At	IN.H2O / PSIG	-5.22	-0.1886
	P _{liquid} =H*0.433*G	PSI / [Kg/cm ²]	1.9671	0.14
	Px=P+P _{liquid}	PSI / [Kg/cm ²]	4.2651	0.30
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=P _x	IN.H2O / PSIG	118.15	4.2651
	T1=Rc/2*(P+W/At)	Tensile Force [lbf/in] / [kgf/m]	1,175.2	20,972.5
	T2=Rc*P	Tensile Force [lbf/in] / [kgf/m]	2,459.1	43,885.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2) T=MAX(T1, T2)				
	Allowable Tensile Stress per API-620 Table 5-1	Sts	16,000.0	1,124.9
	t-Calc=T/(Sts*E)+CA	in / mm	0.1808	4.59
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t.actual as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	P _x	IN.H2O / PSIG	118.15	4.2651
	t-620	in / mm	0.1808	4.59
Exit Condition:	P _x	IN.H2O / PSIG	204.19	7.3713
	t-620	in / mm	0.3125	7.94
due to Shell Course, without Liquid Head	P _{shell_int}	IN.H2O / PSIG	149.70	5.4042
External Pressure - Empty				
Total Roof Live Load weight supported by shell Lr _{shell} =Ar*Lr/144				
	W=(Roof plates + Shell + Lr _{shell} + Dead Load)	lbf / kgf	-359,945	-163,268
	W/At	IN.H2O / PSIG	-9.55	-0.3447
	PV	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
Meridional and Latitudinal Forces				
	P=P _V	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	T1=Rc/2*(P+W/At)	Compressive Force [lbf/in] / [kgf/m]	-128.2	-2,287.7
	T2=Rc*P	Compressive Force [lbf/in] / [kgf/m]	-57.7	-1,028.9
Minimum thickness (t) requirement: (Per 5.10.3.2)				
	Tp=MAX(ABS(T1),ABS(T2))	[lbf/in] / [kgf/m]	128.2	2,287.7
	Tpp=MIN(ABS(T1),ABS(T2))	[lbf/in] / [kgf/m]	57.7	1,028.9
	Rp=R2	in / mm	576.5625	14,644.69
	Rpp=R1	in / mm	576.5625	14,644.69
	t ₁₈ =SQRT[(Tp+0.8*Tpp)*Rp]/1342+CA	in / mm	0.2362	6.00
	t ₁₉ =SQRT[Tpp*Rpp]/1000+CA	in / mm	0.1823	4.63
	t-Calc=MAX(t ₁₈ , t ₁₉)	in / mm	0.2362	6.00
	(t ₁₈ -CA)/Rp	-	0.00041	<0.00667
	(t ₁₉ -CA)/Rpp	-	0.00032	<0.00667
Allowable Compressive Stress per API-620 5.5.4.3				
	Sca=1000000*(t-CA)/R	PSI / [Kg/cm ²]	542.0	38.11
Since t.actual>T620, Back-Calculating Pmax using t-Calc as target, and T620 routine....				
Entry Condition:	V _x	IN.H2O / PSIG	-2.77	-0.1000
	t-620	in / mm	0.2362	6.00
Exit Condition:	P _x	IN.H2O / PSIG	-7.60	-0.2742
	t-620	in / mm	0.3124	7.94
due to Shell Course	P _{shell_ext}	IN.H2O / PSIG	-7.60	-0.2742
	t _{Calc_620}	in / mm	0.2362	6.00

6) SHELL SUMMARY API 620

6

Course #	Summary				
Course # 1	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.5588	14.19	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.5588	14.19	
	t_actual	in / mm	0.5625	14.29	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	55,393	25,126	
		(Corroded) lbf / kgf	55,393	25,126	
Course # 2	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.4777	12.13	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.4777	12.13	
	t_actual	in / mm	0.5000	12.70	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	49,241	22,335	
		(Corroded) lbf / kgf	49,241	22,335	
Course # 3	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.4667	11.86	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.4667	11.86	
	t_actual	in / mm	0.5000	12.70	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	49,241	22,335	
		(Corroded) lbf / kgf	49,241	22,335	
Course # 4	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.3714	9.43	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.3714	9.43	
	t_actual	in / mm	0.3750	9.53	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	36,935	16,753	
		(Corroded) lbf / kgf	36,935	16,753	
Course # 5	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.2761	7.01	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.2761	7.01	
	t_actual	in / mm	0.3125	7.94	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	30,781	13,962	
		(Corroded) lbf / kgf	30,781	13,962	
Course # 6	t-Calcul=MAX(t-Calcul_620, t_shell_min)	in / mm	0.2362	6.00	
	t_min620 (per API-620 Sections 5.10.4.1.c & 5.10.4.1.a)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_required=MAX(t_design, t_min620)	in / mm	0.2500	6.35	
	t_actual	in / mm	0.3125	7.94	
	Density	[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65	
	Weight=Density*PI*((12*OD)-t)^12*Width*t	(New) lbf / kgf	30,781	13,962	
		(Corroded) lbf / kgf	30,781	13,962	

7) FLAT BOTTOM: Flat Bottom: Non-Annular

Bottom Plate Material	A-36	
Annular Bottom Plate Material	A-36	
Weight of Bottom Plate		
Flat Bottom Plate OD	Bottom_OD	ft / mm 96.4271 29,391.0
Bottom Plate Corrosion Allowance	CA	in / mm 0.0625 1.59
Actual Bottom Plate Thickness	t_actual	in / mm 0.3125 7.94
Joint Efficiency		- 0.35
Bottom_Area=PI/4*(Bottom_OD)^2		in^2 / m^2 1,051,600 678.5
Btm_Density		[lb/in^3] / [Kg/m^3] 0.2833 7,847.65
Weight = Btm_Density*t_actual*Bottom_Area	(New)	lbf / kgf 93,099 42,229
	(Corroded)	lbf / kgf 74,480 33,783

API-620

For Non-Annular Bottom Plates (per Section 5.9.4.2)	t_min=0.25+CA	in / mm 0.3125 7.94
	t-Calcul=t_min	in / mm 0.3125 7.94

Vacuum Calculations (per ASME Section VIII Div. 1)

Weight Resisting External Vacuum (Corr. Btm. Plate + Min. Liq. Level)			
P_btm=Density*(t_actual-CA)		IN.H2O / PSI	3.91 0.1411
P_ext=PV+P_btm		IN.H2O / PSI	1.14 0.0411
Since P_ext>0, P_ext=0		IN.H2O / PSI	0.00 0.0000
td_ext=t-Calcul - CA	(1st course)	in / mm	0.5588 14.19
ts=t_actual - CA	(1st course)	in / mm	0.5625 14.29
C=0.33*td_ext/ts		-	0.3278 -
C		-	0.3278 -
t-Vac=OD*SQRT(C*P_ext/SE)+CA		in / mm	0.0625 1.59
t-Calcul=MAX(t-Calcul, t-Vac)		in / mm	0.3125 7.94
Vacuum limited by bottom plate thickness			
P_max_external=-(((t-CA)/OD)^2*(S*E/C)+P_btm)		IN.H2O / PSI	-3.94 -0.1423

Flat Bottom: Non-Annular SUMMARY

Bottom Plate Material	A-36
t_required	in / mm 0.3125 7.94
t_actual	in / mm 0.3125 7.94

8) WIND MOMENT Note: Tank Operating Ratio=0.7615. Wind formulas using 0.4 as operating ratio now use this design value.

Wind Velocity	vs	mph / kmh	45.00	72.46
Velocity Factor	$vf=(vs/100)^2$	-	0.20	
Height of Roof	$hR=R\text{-SQRT}[R^2-(OD/2)^2]$	ft / mm	16.89	5,146.72
Thickness of Roof Insulation	t_ins	ft / mm		
	Alpha	deg / rad	77.45	1.35
Vertical Projected Area of Roof	$A_{p_vert}=\pi*((R+t_ins)^2)(\text{Alpha}/360)-OD*((R+t_ins)-hR)/2$	ft ² / m ²	1,108.0	11,926.8
Horizontal Projected Area of Roof (per API-650 3.2.1.f)				
Moment Arm of UPLIFT wind	$X_w=OD/2$	ft / mm	48.0	14,644.7
Projected Area of roof for wind	$A_p=\pi*R^2$	ft ² / m ²	7,252.4	674.7
Moment Due to Wind Force on Roof	$M_{roof}=(vf)(30)(A_p)(X_w)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	2,116,857	292,858
Moment Arm of Wind Force on Shell	$X_s=H/2$	ft / mm	24.0	7,315.2
Projected Area of Shell	$A_s=H*(OD+t_ins/6)$	ft ² / m ²	4,612.5	429.1
Moment Due to Wind Force on Shell	$M_{shell}=(vf)(18)(A_s)(X_s)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	403,502	55,823
Wind Moment	$M_w=M_{roof}+M_{shell}$	[ft-lbf] / [m-kgf]	2,520,359	348,681

Net weight (Per API-650 3.11.3)(Force due to corroded weight of shell and shell-supported roof plates less 40% of F.1.2 Uplift force.)

	$W=W_{shell}+W_{roof}-0.761531*\pi*(PI/4)(144)(OD^2)$	lbf / kgf	-1,409,024	-639,122
There is net uplift on the tank				

Resistance to Overturning (per API-650 3.11.2)

An unanchored Tank must meet these two criteria:				
1) $0.6M_w+MPI < MDL/1.5$				
2) $M_w+0.4MPI < (MDL+MF)/2$				
Destabilizing Wind Moment	M_w	[ft-lbf] / [m-kgf]	2,520,359	348,681
Destabilizing Moment about the Shell-to-Bottom Joint from Design Pressure	$MPI=P*(\pi*OD^2/4)*(144)*(OD/2)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	115,307,572	15,952,304
Stabilizing Moment about the Shell-to-Bottom Joint from the Shell and Roof weight supported by the shell	$MDL=(W_{shell}+W_{roof})*OD/2$	[ft-lbf] / [m-kgf]	20,111,097	2,782,283
Circumferencial loading of contents along Shell-to-Bottom Joint				
Bottom Plate thickness	ta	in / mm	0.3125	7.94
	$W_a=4.67*ta*\text{SQRT}(S_y\text{ btm}*H\text{ Liq})$	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,918.4	2,853.0
Stabilizing Moment due to Bottom Plate and Liquid Weight	$MF=(OD/2)*W_a*\pi*OD$	[lbf/ft] / [kgf/m]	27,825,882	41,382,320
Criteria 1		ft/lbf	116,819,787	>= 13,407,398
Tank must be anchored				
Criteria 2			48,643,388	>= 23,968,489
Tank must be anchored				

Resistance to Sliding (per API-650 3.11.4)

	$F_{wind}=vF*(15*A_{p_vert}+18*A_s)$	lbf / kgf	20,178	9,153
	W_{min_Liquid}	lbf / kgf	73,539	33,357
Maximum of 40% of Weight of Tank	$F_{friction}=0.4*(W_{Roof_Corroded}+W_{Shell_Corroded}+W_{...})$	lbf / kgf	226,636	102,801
No anchorage needed to resist sliding since $F_{friction} > F_{wind}$ (due to Wind and Uplift)				

Anchored Tanks (per API-650 3.11.3)

Anchor Tension Required to Resist Wind Moment				
Number of Anchor Bolts or Legs	N	-	52	
Diameter of Anchor Circle	D	ft / m	96.83	29.53
	$bt_{wind}=4*M_w/(D*N)-W/N$	lbf / kgf	29,098.8	13,199.0

9) SEISMIC MOMENT (API-650 APPENDIX E & API-620 APPENDIX L)

Zone coefficient for zone 4 (from Table E-2)	Z	-	0.400	
Importance Factor	I	-	1.25	
Site amplification factor (from Table E-3)	S	-	1.50	
Lateral earthquake force coefficient	C1	-	0.60	
Factor for D/H from figure E-4	D/H	-	2.045 >3/4	
Natural Period of First Sloshing Mode	$k=0.578/\text{SQRT}[\tanh(3.67/(D/H))]$		0.594	0.597
Lateral earthquake force coefficient	$T=k*\text{SQRT}(OD)$	sec.	5.839 >=4.5	
	$C2=3.375*S/T^2$	-	0.148	
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	Wt	lb / kgf	13,783,327	6,252,012
From Figures E-2 & E-3				
chart factor	$X1_H=X1/H=0.375$	-	0.375	
chart factor	$X2_H=X2/H=1-[\cosh(3.67/(D/H))-1]/[(3.67/(D/H))*\sinh(3.67/(D/H))]$	-	0.602	0.592
chart factor	$W1_Wt=W1/Wt=[\tanh(0.866 D/H)]/[0.866 D/H]$	-	0.533	0.550
chart factor	$W2_Wt=W2/Wt=0.23*(D/H)*\tanh[3.67/(D/H)]$	-	0.445	0.428
Height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W1	$X1=(X1_H)*H$	ft / mm	17.63	5,372
Height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W2	$X2=(X2_H)*H$	ft / mm	28.06	8,553
Weight of the effective mass of the tank contents that move in unison with the tank shell	$W1=(W1_Wt)*Wt$	lb / kgf	7,460,505	3,384,028
Weight of the effective mass of the tank contents that move in the first sloshing mode	$W2=(W2_Wt)*Wt$	lb / kgf	6,014,895	2,728,311
Total weight of the tank shell	W_Insulation	lb / kgf		
	$Ws=W_shell + W_insulation$ (New Condition)	lb / kgf	252,370	114,473
Total weight of the tank roof (fixed or floating) plus a portion of the snow load	Snow Load=S*Roof_Area	lb / kgf		
	W_Insulation	lb / kgf		
	$Wr=W_roof+Snow\ Load+W_Insulation$ (New Condition)	lb / kgf	166,202	75,388
Height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity	Xs	ft / mm	24.00	7,315.2
Overturning moment applied to the bottom of the tank shell				
	$C1*Ws*Xs$	[ft-lbf] / [m-kgf]	3,634,135	502,767
	$C1*Wr*Ht$	[ft-lbf] / [m-kgf]	4,786,616	662,208
	$C1*W1*X1$	[ft-lbf] / [m-kgf]	78,894,843	10,914,760
	$C2*W2*X2$	[ft-lbf] / [m-kgf]	25,058,760	3,466,771
	$Ms = Z^1*(C1*Ws*Xs + C1*Wr*Ht + C1*W1*X1 + C2*W2*X2)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	56,187,177	7,773,253
Weight of the tank shell and the portion of the fixed roof supported by the shell, of shell circumference				
Weight of Shell	$Ws=W_shell + W_insulation$ (New Condition)	lb / kgf	252,370	114,473
Weight of Roof Plates Supported by Shell	W_roof2 (New)	lb / kgf	166,202	75,388
	$wt=(W_shell+W_roof2)/(PI*OD)$ (New Condition)	[lb/ft] / [kgf/m]	1,387	2,062
Resistance to Overturning (per Section E.4.1, E.4.2, assuming no anchors)				
Thickness of the bottom plate under the shell	$tb1=t-CA$ (for Bottom Plate)	in / mm	0.25	6.35
Minimum specified yield strength of the bottom plate under the shell	Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000	2,531
Maximum weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, of shell circumference	$wl=7.9*(tb1)*\text{SQRT}(Sy*G*H)$	[lb/ft] / [kgf/m]	2,070	3,078
	$1.25*G*H*OD$	[lb/ft] / [kgf/m]	3,664	5,449
Unanchored tanks (section E.5.1)	$Ms[OD^2 (wt+wl)]$		1.76 >1.57	
			Tank would be unstable without anchors since, Ms/(OD^2 (wt+wl)) > 1.57	
Maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell, of shell circumference	$(b+wl)/(wt+wl)$ (From Fig. E-5)	-	na	na
	$b > \text{the tank is structurally unstable}$	[lb/ft] / [kgf/m]		
Anchored Tanks (Section E.5.2)				
Maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell, of shell circumference	$b=wt+1.273(Ms)/OD^2$	[lb/ft] / [kgf/m]	9,132	13,582
Maximum allowable shell compression (Section E.5.3)				
Thickness of the bottom shell course, excluding any corrosion allowance	t	in / mm	0.56	14.29
	$b/(12t)$	PSI / [Kg/cm ²]	1,353	95
	$G*H*OD^2t^2$	-	890,200	<10^6
Max. Allowable longitudinal compressive stress in the shell	$Fa=10^6*t/(2.5*OD)+600*\text{SQRT}(G*H)$	PSI / [Kg/cm ²]	5,655	398
	Fa limit = 0.5*Fty	PSI / [Kg/cm ²]	18,000	1,266
	$Fa=10^6*t/(2.5*OD)+600*\text{SQRT}(G*H)$	PSI / [Kg/cm ²]	5,655	398
			t=0.5625" is OK since (b/12t) <= Fa	
Anchorage of Tanks (Section E.6.1)				
Number of Anchor Bolts or Legs	N	-	52	
Diameter of Anchor Circle	D	ft / m	96.83	29.53
Net uplift due to internal pressure	Net_Uplift	lb / kgf	1,981,325	898,714
Minimum anchorage resistance due to seismic moment	$MAR=1.273(Ms)/OD^2+Net_Uplift/Circumference$	[lb/ft] / [kgf/m]	14,309	21,280
Anchor tension req'd to resist seismic moment	$btseis=MAR*D*PI/(N)$	lb / kgf	83,711	37,971

10) Anchorage Requirements

<i>Wind or Uplift calculations require anchorage</i>			
Minimum # Anchor Bolts (per API-650 3.12.3)	Nmin	-	30.4
Actual # Anchor Bolts	N	-	52
<i>Note: API-620 has no minimum spacing requirement, but per API-650 3.12.3, max. spacing is 10' if anchorage Anchorage Meets Spacing Requirements.</i>			
Diameter of Anchor Circle	D	ft / m	96.83 29.5342

Anchor Bolt Design

Bolt Material		A-36		▼
Bolt Material Yield Stress	Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000	2,531
Anchor Bolt Corrosion Allowance	CA	in / mm	0.2500	6.35
Nominal Bolt Size		in / mm	2.5000	63.50

Uplift Load Cases, per API-650 Table 3-21b

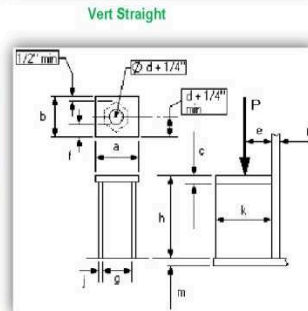
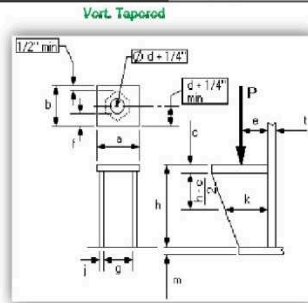
tank OD	D	ft / mm	96.09	29,289.38
design pressure	P	IN.H2O / PSIG	63.66	2,2980
test pressure	Pt=1.25*P	IN.H2O / PSIG	79.57	2,8725
failure pressure per F.6	Pf	IN.H2O / PSIG		
roof plate thickness	t_h	in / mm	0.5000	12.70
Wind Moment	Mw	[ft-lbf] / [m-kgf]	2,520,359	348,681
Seismic Moment	Ms	[ft-lbf] / [m-kgf]	56,187,177	7,773,253
Dead Load of Shell minus C.A. and Any Dead Load minus C.A. other than Roof Plate Acting on Shell				
W1=Corroded Shell + Shell Insulation		lbf / kgf	252,370	114,473
Dead Load of Shell minus C.A. and Any Dead Load minus C.A. including Roof Plate minus C.A. Acting on Shell				
W2=Corroded Shell + Shell Insulation+Corroded Roof Plates + Roof Dead Load		lbf / kgf	584,774	265,249
Dead Load of New Shell and Any Dead Load other than Roof Plate Acting on Shell				
W3=New Shell + Shell Insulation		lbf / kgf	252,370	114,473
Uplift Case 1: Design Pressure Only				
Net Uplift	$U = [(P-8t_h) \cdot D^2 \cdot 4.008] - W1$	lbf / kgf	1,995,174	904,996
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	38,369	17,404
Allowable anchor bolt Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	15,000	1,055
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²	2.56	1,650
Uplift Case 2: Test Pressure Only				
Net Uplift	$U = [(Pt-8t_h) \cdot D^2 \cdot 4.008] - W1$	lbf / kgf	2,594,735	1,176,952
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	49,899	22,634
Allowable anchor bolt Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	20,000	1406.1392
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²	2.49	1,610
Uplift Case 3: Failure Pressure Only				
<i>Not applicable since if there is a knuckle on tank roof, or tank roof is not frangible</i>				
Net Uplift	$U = [(1.5 \cdot Pf-8t_h) \cdot D^2 \cdot 4.008] - W3$	lbf / kgf		
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf		
Allowable anchor bolt Stress	Sd=Sy	PSI / [Kg/cm ²]		
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²		
Uplift Case 4: Wind Load Only				
<i>N.A., Since Load per Bolt is zero</i>				
Net Uplift	$U = [4 \cdot Mw/D] - W2$	lbf / kgf	-479,862	-217,662
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	-9,228	-4,186
Allowable anchor bolt Stress	Sd=0.8*Sy	PSI / [Kg/cm ²]	28,800	2,025
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²		
Uplift Case 5: Seismic Load Only				
Net Uplift	$U = [4 \cdot Ms/D] - W2$	lbf / kgf	1,754,074	795,635
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	33,732	15,301
Allowable anchor bolt Stress	Sd=0.8*Sy	PSI / [Kg/cm ²]	28,800	2,025
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²	1.17	756
Uplift Case 6: Design Pressure + Wind Load				
Net Uplift	$U = [(P-8t_h) \cdot D^2 \cdot 4.008] + [4 \cdot Mw/D] - W1$	lbf / kgf	2,100,086	952,583
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	40,386	18,319
Allowable anchor bolt Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	20,000	1,406
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²	2.02	1,303
Uplift Case 7: Design Pressure + Seismic Load				
Net Uplift	$U = [(P-8t_h) \cdot D^2 \cdot 4.008] + [4 \cdot Ms/D] - W1$	lbf / kgf	4,334,022	1,965,879
Bolt Tension	bt=U/N	lbf / kgf	83,347	37,805
Allowable anchor bolt Stress	Sd=0.8*Sy	PSI / [Kg/cm ²]	28,800	2,025
Bolt Root Area Req'd	$A_{s_r} = bt/Sd$	in ² / mm ²	2.89	1,867

Anchor Bolt SUMMARY

Bolt Root Area Re'd (exclusive of Corrosion)	in ² / mm ²	2.89	1,867
Nominal Bolt Diameter Req'd (per ANSI B1.1)	in / mm	2.25	57.15
Nominal Bolt Diameter Req'd, Including Corrosion (per ANSI B1.1)	in / mm	2.50	63.50
<i>Bolt Diameter Meets Requirements</i>			

11) Anchor Chair Design from AISI 'Steel Plate Engr Data' Dec. 92, Vol. 1, Part VII

Chair Material					A-36
Top Plate Type					Discrete
Chair Style					Vert. Tapered
Chair Diagram & Values					
Top Plate Width (along shell)	$(h_{max} \leq 3 \cdot a \leq 24.75 \text{ in})$	a	in / mm	8.2500	209.55
Top Plate Length (in radial direction)	$(b_{min} = 5.537 \text{ in})$	b	in / mm	8.0000	203.20
Vertical Plate Width (average width for tapered plates)		k	in / mm	6.0000	152.40
Top Plate Thickness	$(c_{min} = \sqrt{P/Sd} \cdot (0.375g - 0.22d)) = 2.087 \text{ in}$	c	in / mm	2.0000	50.80
Bolt Nominal Diameter		d	in / mm	2.5000	63.50
Bolt Eccentricity	$(e_{min} = 0.866 \cdot d + 0.572 = 2.787 \text{ in})$	e	in / mm	4.4375	112.71
Outside of Top Plate to Hole Edge	$(f_{min} = d/2 = 1.375 \text{ in})$	f	in / mm	2.0620	52.37
Distance Between Vertical Plates	$(g_{min} = d + 1 = 3.5 \text{ in})$	g	in / mm	6.6250	168.28
Chair Height	$(h_{min} = 12 \text{ in})$	h	in / mm	16.0000	406.40
Vertical Plate Thickness	$(j_{min} = \max(0.5, (0.04 \cdot (h-c)) = 0.56 \text{ in})$	j	in / mm	1.0000	25.40
	$(j \cdot k \geq P/25 \geq 5.3502 \text{ in}^2)$	j*k	in ² / mm ²	6.0000	3,871
Bottom Plate Thickness		m	in / mm	0.3125	7.9375
1st Shell Course Thickness		t	in / mm	0.5625	14.2875
Nominal Shell Radius to Tank Centerline:		r	in / mm	576.00	14,630.4
Bolt Load due to Seismic (U case 7):		lbf / kgf		83,347	37,805
Bolt Load due to Wind (U case 6):		lbf / kgf		40,386	18,319
Bolt Load due to Uplift:		lbf / kgf		83,347	37,805
Design Load per Bolt:	P	Kips / Ton		83.35	37.81
Bolt Material Yield Stress	Sy	PSI / [Kg/cm ²]		36,000	2,531.05
Chair Material Yield Stress	Sy	PSI / [Kg/cm ²]		36,000	2,531
Threads per unit length	n	TPI		4.00	
Computed Bolt Root Area	$A_s = 0.7854 \cdot (d - 1.3h)^2$	in ² / mm ²		3.72	2.397
Bolt Yield Load	$BYL = A \cdot Sy / 1000$	P	Kips / Ton	133.76	60.67
Since Bolt Yield Load Exceeds Bolt Design Load, Anchor Chairs will be Designed to withstand Bolt Yield Load (per API-650 App. E.6.2.3)					
Per API-650 E.6.2.3	$Sd = 0.8 \cdot Sy$	Ksi / [Kg/cm ²]		28.80	2,025
Stress due to Top Plate Thickness	$Sd_{TopPlate} = P / (f \cdot c^2) \cdot (0.375 \cdot g - 0.22d)$	Ksi / [Kg/cm ²]		31.37	2,205
Stress due to Chair Height	$Sd_{ChairHeight} = P \cdot e \cdot n^2 \cdot F3$	Ksi / [Kg/cm ²]		85.99	6,046
	$F3 = F1 + F2$	-		0.0458	
	$F1 = (1.32 \cdot z) / (F6 + F7)$	-		0.0441	
	$F6 = (1.43 \cdot a \cdot h^2) / (r \cdot t)$	-		9.3215	
	$F7 = (4 \cdot a \cdot h^2) / (1/3)$	-		20.3666	
	reduction factor $z = 1 / (F4 \cdot F5 + 1)$	-		0.9922	
	$F4 = (0.177 \cdot a \cdot m) / \sqrt{r \cdot t}$	-		0.0254	
	$F5 = (m/t)^2$	-		0.3086	
	$F2 = 0.031 / \sqrt{r \cdot t}$	-		0.0017	
For Shell Course Material	A-36	Sd	Ksi / [Kg/cm ²]	16.00	1,125
	105% of Sd		Ksi / [Kg/cm ²]	32.80	2,306



12) CAPACITIES and WEIGHTS

Shell capacity to upper TL	gal / bbl / m ³	2,601,879	61,949.5	9,838.3
Shell capacity to max. LL	gal / bbl / m ³	2,547,673	60,658.9	9,633.3

	New Condition		Corroded	
	lbf	kgf	lbf	kgf
Shell	252,370	114,473	252,370	114,473
Roof Plates	166,202	75,388	166,202	75,388
Roof Structure				
Bottom	93,099	42,229	74,480	33,783
TOTAL	511,672	232,090	493,052	223,645

Weight of Tank, Empty	lbf / kgf	511,672	232,090
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	lbf / kgf	13,783,327	6,252,012
Weight of Tank, Full	lbf / kgf	14,588,261	6,617,124
Weight of Tank, Full of Water	lbf / kgf	22,201,331	10,070,354
Foundation Area Req'd	ft ² / m ²	7,252.4	674.7
Foundation Loading, Empty	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	70.6	344.2
Foundation Loading, Full	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	2,011.5	9,812.3
Foundation Loading, Full of Water	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	3,061.3	14,932.9

**13) FOUNDATION LOADS
OVERTURNING MOMENTS**

Wind Ringwall Foundation Moment	[ft-lbf] / [m-kgf]	2,520,359	348,681
Seismic Ringwall Foundation Moment	[ft-lbf] / [m-kgf]	56,187,177	7,773,253

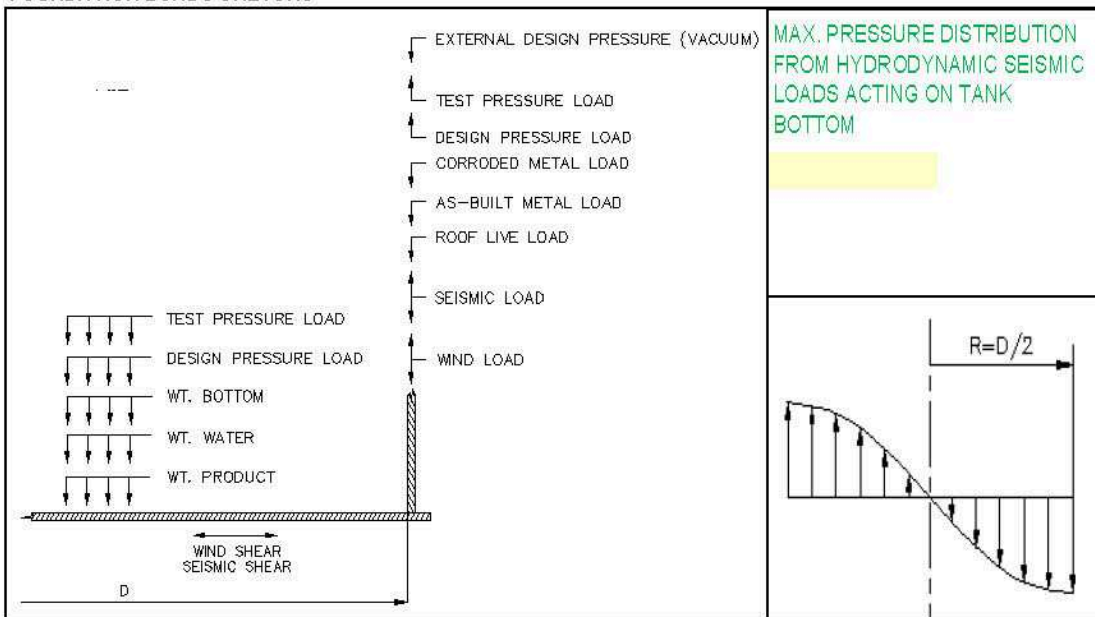
RINGWALL LOADS

Test Pressure Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	828.1	1,231.5
Design Pressure Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	662.5	985.2
External Design Pressure (Vacuum)	[lbf/ft] / [kgf/m]	28.8	42.9
Corroded Metal Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,386.5	2,062.0
As-Built Metal Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,386.5	2,062.0
Roof Live Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	480.5	714.5
Seismic Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	7,746.0	11,519.7
Wind Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	347.5	516.8

BOTTOM LOADS

Test Pressure Load	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	413.6	2,017.8
Design Pressure Load	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	330.9	1,614.2
As-Built Metal Load	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	10.3	50.1
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	1,900.5	9,270.9
Weight of water @ Top Angle	[lbf/ft ²] / [kgf/m ²]	2,990.7	14,588.8
Wind Shear	lbf / kgf	60,870.7	27,610.5
Seismic Shear	lbf / kgf	2,810,223.1	1,274,695.8

FOUNDATION LOADS SKETCHES



NOTES

- THE MAXIMUM COMBINATION OF FOUNDATION LOADS SHOULD BE USED FOR DESIGN OF FOUNDATION, CHECKING 1.- BEARING STRESSES ON THE FOUNDATION AND FOR DESIGN OF PIPE VAULTS, IF ANY, BENEATH TANK SHELL.
- FOUNDATION LOADS DO NOT INCLUDE WEIGHT OF LINING OR CUSTOMER EQUIP.
- THE OVERTURNING MOMENTS SHOULD BE USED FOR CHECKING OVERALL FOUNDATION STABILITY AND SOIL BEARING PRESSURES.
- THE MINIMUM REQUIRED COMPRESSIVE STRENGTH OF THE CONCRETE FC, SHALL BE 3000 PSI IN 28 DAYS, PER A CI 318.95
- TOP OF FOUNDATION SHALL BE LEVEL WITHIN (+)(-) 1/8" WITHIN ANY 30'-0" OF THE CIRCUMFERENCE AND WITHIN (+)(-) 1/4" IN THE TOTAL CIRCUMFERENCE MEASURED FROM THE AVERAGE ELEVATION.

14) MAWP & MAWV SUMMARY

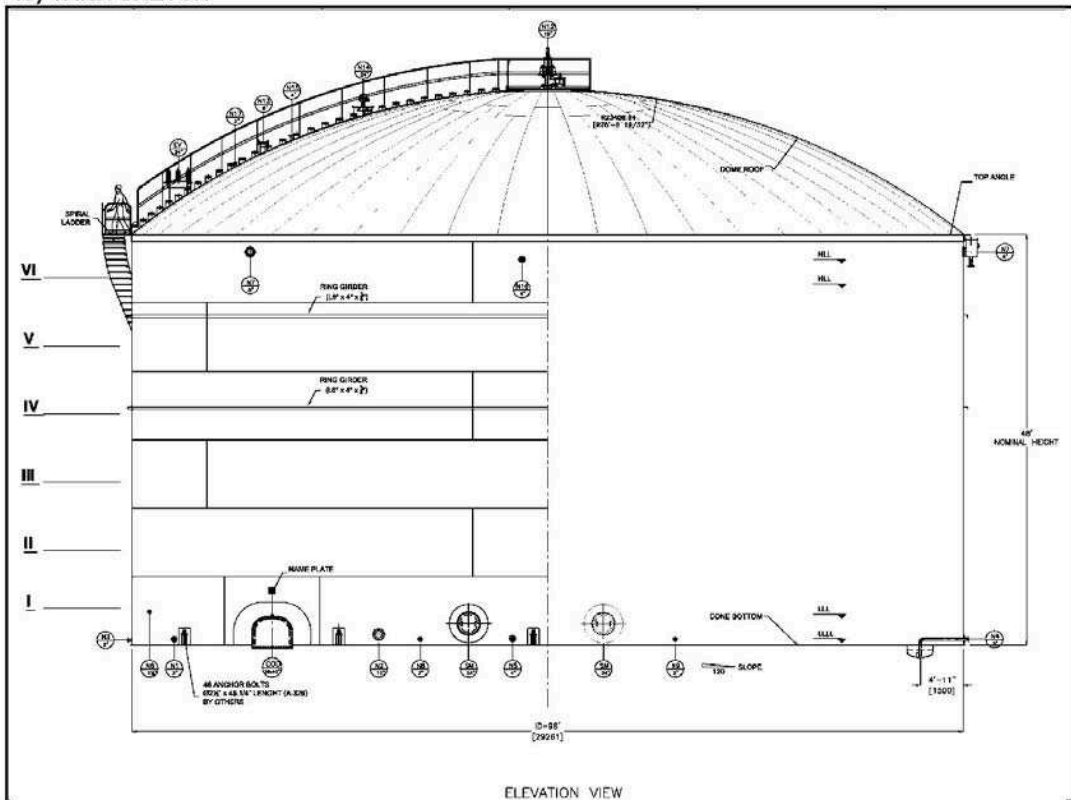
MAXIMUM CALCULATED INTERNAL PRESSURE

Per API-620	MAWP	PSI / IN. H2O	15.00	415.51
Max. Calculated Internal Pressure (due to Shell)	MAWP	PSI / IN. H2O	2.382	65.99
Max. Calculated Internal Pressure (due to Roof)	MAWP	PSI / IN. H2O	3.137	86.91
	TANK MAWP	PSI / IN. H2O	2.382	65.99

MAXIMUM CALCULATED EXTERNAL PRESSURE

Per API 620	MAWV	PSI / IN. H2O		
Max. Calculated External Pressure (due to Shell)	MAWV	PSI / IN. H2O	-0.108	-3.01
Max. Calculated External Pressure (due to Roof)	MAWV	PSI / IN. H2O	-0.308	-8.53
Max. Calculated External Pressure (due to Bottom Plate)	MAWV	PSI / IN. H2O	-0.142	-3.94
	TANK MAWV	PSI / IN. H2O	-0.108	-3.01

15) TANK SKETCH



ELEVATION VIEW

1) SUMMARY OF DESIGN DATA and REMARKS

Job	TESIS-2a		
Date of Calcs.	11/12/08		
Mfg. Or Insp. Date	18/03/96		
Designer	Miguel Cedeno		
Project	AMPLIACION REFINERIA ESMERALDAS		
Tag Number	Y-T8062		
Plant	REE		
Plant Location	ESMERALDAS		
Site	ECUADOR		
Design Basis	API-650 10th Edition Addendum 4, Dec. 2005	Per API-650 Appendix	(none)
Project TESIS-2a Remarks	El presente diseno tiene por objeto validar los resultados obtenidos con los datos de fabricacion del tanque existente (actualmente en funcionamiento).		

Nominal Tank Diameter	OD	ft / mm	205.7087	62,700.0
Shell Height	Ht	ft / mm	48.0000	14,630.4
Design Pressure at Top of Tank	P	IN.H2O / PSIG		
Operating Ratio (Operating/Design Pressure)			0.4000	
Design Vacuum at Top of Tank	PV	IN.H2O / PSIG		
Design Temperature of the Tank		oF / oC	176.0	80.0
Seismic Zone			4	
Occupancy Category			II. Hazardous Facilities	
Importance Factor	I		1.25	
Site Amplification Factor	S		1.2	
* Stiff or dense soil conditions with a depth exceeding 200 ft.				
Basic Wind Velocity	vs	mph / kmh	70.0	112.7
Contents of Tank			Crude Oil	
Specific Gravity of Contents	G		0.9810	(12.7oAPI)
Roof Type			Structurally Supported Conical Roof	
Frangible Roof (According API-650 3.10.2.6)			YES	
Bottom Type			Flat Bottom: Annular	

Shell Design Method			Variable-Point-Design Method (API-650 S
Shell Joint Type			Butt Welded
Max. Liquid Level	H	ft / mm	46.2598 14,100.0
Min. Liquid Level		ft / mm	
Is Hydro Test Required			YES
Shell Insulation Thickness		in / mm	
Shell Insulation Density		[lb/ft ³] / [kg/m ³]	8.00 128.2

Design Notes.-

- Note 1. Minimum Liquid Level of 0ft. is required for this model.
- Note 2. Per API-650 F.7.6 - Hydro test pressure = 1.25*P = 0Psig.
- Note 3. MAWP = 0.013 PSIG (0.362 IN. H2O) - MAWW = -0.036 PSIG (-1.01 IN. H2O)

2) SUMMARY OF RESULTS

Shell Material and Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4) Summary (Bottom is 1)

Course	Width (ft/mm)	Material	t actual (in/mm)	Corr. Allowance (in/mm)	Joint Efficiency	t required (in/mm)	t-Calc [API-650] (in/mm)
6	8.0000	2,438.4 A-283-C	0.3750 9.53	0.0625 1.59	1.00	0.3750 9.53	0.3007 7.64
5	8.0000	2,438.4 A-283-C	0.4375 11.11	0.0625 1.59	1.00	0.4337 11.02	0.4337 11.02
4	8.0000	2,438.4 A-573-70	0.4375 11.11	0.0625 1.59	1.00	0.4355 11.06	0.4355 11.06
3	8.0000	2,438.4 A-573-70	0.6250 15.88	0.0625 1.59	1.00	0.5796 14.72	0.5796 14.72
2	8.0000	2,438.4 A-573-70	0.7500 19.05	0.0625 1.59	1.00	0.7225 18.35	0.7225 18.35
1	8.0000	2,438.4 A-573-70	0.9375 23.81	0.0625 1.59	1.00	0.9095 23.10	0.9095 23.10
-		none					
-		none					

Structurally Supported Conical Roof

Roof Plate Material	A-283-C		Height of Roof	ft / mm	6.43 1,959.4
t.required	in / mm	0.1875 4.8	Joint Efficiency	LAP-WELDED	0.35
t.actual	in / mm	0.1875 4.8	Weight	lb/ / kgf	254,675 345,380
RAFTERS: 42 Rafters at Rad. 36.01ft.: W 8x15 / 84 Rafters at Rad. 68.86ft.: W 12x19 / 108 Rafters at Rad. 102.85ft.: W 12x22 / Rafters Weight=169159lbf					
GIRDERS: 6 Girders at Rad. 36.01ft.: W 24x76 / 12 Girders at Rad. 68.86ft.: W 24x76 / Girders Weight=48929lbf					
COLUMNS: 1 Column at Center: 12" SCH STD / 6 Columns at Rad. 36.01ft.: 12" SCH STD / 12 Columns at Rad. 68.86ft.: 12" SCH STD / Columns Weight=48023lbf					

7) FLAT BOTTOM: Flat Bottom: Annular

Bottom Plate / Annular Materials	A-283-C / A-283-C		tAnnRing = 0.3125in - AnnRing_Width = 24in
t.required	in / mm	0.25 6.4	Joint Efficiency LAP-WELDED 0.35
t.actual	in / mm	0.25 6.4	Weight of Bottom Plate lb/ / kgf 343,721 155,909

10) Anchorage Requirements

Actual # Anchor Bolts	Chair Style	- -
Nominal Bolt Diameter Req'd, Incl in / mm	Bolt Material	- -

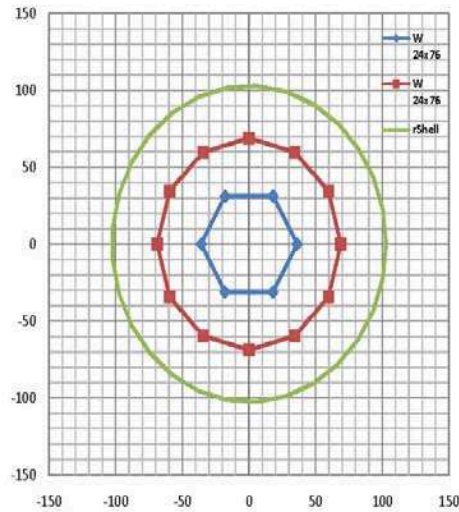
5) STIFFENING RINGS

Top Compression Ring	3*3*3/8	top angle (detail a)
Intermediate Wind Girder Type	-	none Qty (0)

3) ROOF DESIGN PER API-650: Structurally Supported Conical Roof

Roof Plate Material			A-283-C	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	20.000	1.406
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000	
Structural Material			A-36	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	23.200	1.631
Minimum Specified Yield Strength	Sy	[lb/in ²] / [kgf/m ²]	36.000	2.535E+07
Modulus of elasticity at the design temperature (per API-650 App. M.5.1)		[lb/in ²] / [kgf/m ²]	28.800.000	2.028E+10
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7.847.6
Roof Pitch (3/4" to 2)	pt	in/ft	0.75	
Roof Corrosion Allowance	CA	in / mm		
Live Load	Lr	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	25.0	122.0
Ground Snow Load	S	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]		
Added Dead Load	Added_Dead_Load	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]		
Roof Insulation Thickness	t_ins	in / mm		
Roof Insulation Density		[lb/ft ³] / [kgf/m ³]	8.00	128.21
Actual Roof Thickness	t_actual	in / mm	0.1875	4.76
Joint Efficiency	E	-	0.35	1.00
Number of Intermediate Girder Rings		-		2
NUMBER OF GIRDERS IN RING 1	NumGird1	-		6
NUMBER OF GIRDERS IN RING 2	NumGird2	-		12
RADIUS TO GIRDER RING 1 (CIRCUMSCRIBING)	rC1	ft / mm	36.01	10,975.0
RADIUS TO GIRDER RING 2 (CIRCUMSCRIBING)	rC2	ft / mm	68.86	20,990.0
RADIUS TO SHELL	rShell	ft / mm	102.85	31,350.0
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal1 >= N_min1	-		42
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal2 >= N_min2	-		84
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal3 >= N_min3	-		108
POLYGON ANGLE	01 = 360 / np1	deg / rad	60.00	1.05
GIRDER LENGHT (polygon 1 side lenght)	L_gird1 = 2 * rC1 SIN(01/2)	ft / mm	36.01	10,975.0
POLYGON ANGLE	02 = 360 / np2	deg / rad	30.00	0.52
GIRDER LENGHT (polygon 2 side lenght)	L_gird2 = 2 * rC2 SIN(02/2)	ft / mm	35.65	10,865.2
SLOPE OF THE BOTTOM	X/Y	-- / DEG.	120	0.48
SLOPE OF THE ROOF	X/Y	-- / DEG.	16	3.58

SKETCH



Height of Roof	hR=	in / mm	77.14	1,960.7
	R = OD/2	ft / mm	102.85	31,350.0
	Theta = ATAN(pt/12)	deg / rad	3.58	0.06
Vertical Projected Area of Roof	Ap_Vert=pt*OD^2/48	ft ² / m ²	661.2	61.5
Horizontal Projected Area of Roof (Per API-650 3.2.1.f)				
Moment Arm of UPLIFT wind force on roof	Xw=0.5*OD	ft / m	102.85	31.4
Projected Area of roof for wind moment	Ap=PI*R^2	ft ² / m ²	33,235.0	3,091.7
Dead Load	Dead_Load=Insulation+Plate_Weight+Added_Dead_Load	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	7.65	37.31
Design Snow Load	SL=0.84*S (per ASCE 7-05 Fig.7 and API-650 Sec.3.2.1.e)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]		
Roof Loads (per API-650 Appendix R)				
	Pe=PV^144	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]		
	e.1=DL+MAX(SL,Lr)+0.4*Pe	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	32.65	159.26
	e.2=DL+Pe+0.4*MAX(SL,Lr)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	17.65	86.09
Roof Design Load (per API-650 Appendix R)	T=MAX(e.1, e.2)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	32.65	159.26
Roof Design Load (per API-650 App. R)				
	P = T	PSI / [Kg/cm ²]	0.2267	0.0159
Maximum Rafter Spacing	l=(t-CA)*sqrt(2*Sd/P)	in / mm	78.75	2,001.7

Minimum Number of Rafters

For Outer Shell Ring (102.8544 ft)				
	$l \leq 6.28\text{ft}$		in / mm	75.40 / 1,916.4
	$N_{min} = 2 \cdot \pi \cdot R / l$	(must be a multiple of 12)	-	102.85
	Actual number of Rafters	$n_{final3} \geq N_{min3}$	-	108
Actual Rafter Spacing	l_{actual}		in / mm	71.81 / 1,825.1
Minimum roof thickness based on actual rafter spacing	$t_{Calc} = \sqrt{2 \cdot S \cdot p} + CA$		in / mm	0.1710 / 4.35
Maximum Roof Load based on actual rafter spacing	$R_{Load_Max} = 288 \cdot Sd / (l \cdot (t-CA))^2$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	39.27 / 191.58
	$Max_T1 = R_{load_Max}$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	39.27 / 191.58
Vacuum limited by actual rafter spacing	$P_{ext_1} = 2.5 \cdot ((Max_T1 - DL - Max(Snow_Load, Lr)) / 144)$		IN.H2O / PSIG	-3.19 / -0.1150
	$Pa_{rafter_3} = P_{ext_1}$		IN.H2O / PSIG	-3.19 / -0.1150

For Girder Ring Outer Radius of 68.8648 ft

For Girder Ring Outer Radius of 68.8648 ft				
Number of Girders	N		-	12
Rafter Spacing	$l \leq 5.5\text{ft}$		in / mm	66.00 / 1,677.5
	$N_{min} = (24 \cdot N \cdot R) \cdot \sin(360/2N)$	(must be a multiple of 12)	-	77.78
	Actual number of Rafters	$n_{final2} \geq N_{min2}$	-	84
Actual Rafter Spacing	l_{actual}		in / mm	61.81 / 1,571.1
Minimum roof thickness based on actual rafter spacing	$t_{Calc} = \sqrt{2 \cdot S \cdot p} + CA$		in / mm	0.1472 / 3.74
Maximum Roof Load based on actual rafter spacing	$R_{Load_Max} = 288 \cdot Sd / (l \cdot (t-CA))^2$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	53.00 / 258.53
	$Max_T1 = R_{load_Max}$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	53.00 / 258.53
Vacuum limited by actual rafter spacing	$P_{ext_1} = ((Max_T1 - DL - Max(Snow_Load, Lr)) / 144)$		IN.H2O / PSIG	-6.80 / -0.2455
	$Pa_{rafter_2} = P_{ext_1}$		IN.H2O / PSIG	-6.80 / -0.2455

For Girder Ring Outer Radius of 36.0072 ft

For Girder Ring Outer Radius of 36.0072 ft				
Number of Girders	N		-	6
Rafter Spacing	$l \leq 5.5\text{ft}$		in / mm	66.00 / 1,677.5
	$N_{min} = (24 \cdot N \cdot R) \cdot \sin(360/2N)$	(must be a multiple of 6)	-	39.28
	Actual number of Rafters	$n_{final1} \geq N_{min1}$	-	42
Actual Rafter Spacing	l_{actual}		in / mm	64.64 / 1,642.9
Minimum roof thickness based on actual rafter spacing	$t_{Calc} = \sqrt{2 \cdot S \cdot p} + CA$		in / mm	0.1539 / 3.91
Maximum Roof Load based on actual rafter spacing	$R_{Load_Max} = 288 \cdot Sd / (l \cdot (t-CA))^2$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	48.46 / 236.41
	$Max_T1 = R_{load_Max}$		$[lb/ft^2] / [kg/m^2]$	48.46 / 236.41
Vacuum limited by actual rafter spacing	$P_{ext_1} = ((Max_T1 - DL - Max(Snow_Load, Lr)) / 144)$		IN.H2O / PSIG	-5.93 / -0.2140
	$Pa_{rafter_1} = P_{ext_1}$		IN.H2O / PSIG	-5.93 / -0.2140
	$t_{required} = \max(t_{Calc}, 0.1875 + ca)$		in / mm	0.1875 / 4.77

RAFTER DESIGN

Span to Shell

Maximum Rafter Span	R.span		ft / m	36.3360 / 11.0825
Average Rafter Spacing on Inner Girders			ft / m	4.0064 / 1.2219
Average Rafter Spacing on Shell			ft / m	5.9838 / 1.8251
Average Plate Width	$Avg_Width = X2$		ft / m	4.9951 / 1.5235
	$w = P \cdot Avg_Width + Self_Weight$		$[lb/in] / [kg/m]$	15.42 / 275.26
	$l = R_{span}$		in / m	436.03 / 11.08
Maximum Bending Moment	$M_{max} = w \cdot l^2 / 8$		$[in-lbf] / [m-kgf]$	366.555 / 4,226
	$Z = M_{max} / Sd$		in^3 / cm^3	15.80 / 258.91
	Shape Section		-	W 12x22
	Z.actual		in^3 / cm^3	23.40 / 416.23
	$R2_{wgt} = W_{Rafter}$		$[lb/ft] / [kg/m]$	22.00 / 32.72
Max. stress allowed for each rafter in ring 3	$W_{Max} = Z \cdot Sd \cdot 8 / l^2$		$[lb/in] / [kg/m]$	24.80 / 442.51
Max. load allowed for each rafter in ring 3	$Max_P = (W_{Max} - W_{Rafter} / 12) / (Avg_Width \cdot 12)$		PSI / $[Kg/cm^2]$	0.38 / 0.03
	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$		PSF / $[Kg/cm^2]$	55.16 / 0.03
Vacuum limited by Rafter Type	$P_{ext_2} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot \max(Snow_Load, Lr)] / 144$		IN.H2O / PSIG	-7.22 / -0.2605
Limited by Rafter Type	$Pa2_{rafter_3} = P_{ext_2}$		IN.H2O / PSIG	-7.22 / -0.2605

Span to Girder Ring Outer Radius = 68.8648 ft

Span to Girder Ring Outer Radius = 68.8648 ft				
Maximum Rafter Span	R.span		ft / m	37.6817 / 11.4929
Average Rafter Spacing on Inner Girders			ft / m	2.6933 / 0.8215
Average Rafter Spacing on Shell			ft / m	5.1511 / 1.5711
Average Plate Width	$Avg_Width = X1$		ft / m	3.9222 / 1.1963
Rafter Load Inner	$w = P \cdot Avg_Width + Self_Weight$		$[lb/in] / [kg/m]$	12.25 / 218.70
	$l = R_{span}$		in / m	452.18 / 11.49
Maximum Bending Moment	$M_{max} = w \cdot l^2 / 8$		$[in-lbf] / [m-kgf]$	313.210 / 3,611
	$Z = M_{max} / Sd$		in^3 / cm^3	13.50 / 221.23
	Shape Section		-	W 12x19
	Z.actual		in^3 / cm^3	21.30 / 349.04
	$R1_{wgt} = W_{Rafter}$		$[lb/ft] / [kg/m]$	19.00 / 28.26
Max. stress allowed for each rafter in ring 2	$W_{Max} = Z \cdot Sd \cdot 8 / l^2$		$[lb/in] / [kg/m]$	19.33 / 345.05
Max. load allowed for each rafter in ring 2	$Max_P = (W_{Max} - W_{Rafter} / 12) / (Avg_Width \cdot 12)$		PSI / $[Kg/cm^2]$	0.38 / 0.03
	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$		PSF / $[Kg/cm^2]$	54.31 / 0.03
Vacuum limited by Rafter Type	$P_{ext_2} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot \max(Snow_Load, Lr)] / 144$		IN.H2O / PSIG	-7.05 / -0.2546
Limited by Rafter Type	$Pa2_{rafter_2} = P_{ext_2}$		IN.H2O / PSIG	-7.05 / -0.2546

Span to Girder Ring Outer Radius = 36.0072 ft

Span to Girder Ring Outer Radius = 36.0072 ft				
Maximum Rafter Span	R.span		ft / m	36.0072 / 10.9822
Average Rafter Spacing on Inner Girders			ft / m	5.3867 / 1.6429
Average Rafter Spacing on Shell			ft / m	2.6933 / 0.8215
Average Plate Width	Avg_Width		ft / m	2.6933 / 0.8215
	$w = P \cdot Avg_Width + Self_Weight$		$[lb/in] / [kg/m]$	8.58 / 153.08
	$l = R_{span}$		in / m	432.09 / 10.98
Maximum Bending Moment	$M_{max} = w \cdot l^2 / 8$		$[in-lbf] / [m-kgf]$	200,186 / 2,308
	$Z = M_{max} / Sd$		in^3 / cm^3	8.63 / 141.40
	Shape Section		-	W 8x15
	Z.actual		in^3 / cm^3	11.80 / 193.37
	W_{Rafter}		$[lb/ft] / [kg/m]$	15.00 / 22.31
Max. stress allowed for each rafter in ring 1	$W_{Max} = Z \cdot Sd \cdot 8 / l^2$		$[lb/in] / [kg/m]$	11.73 / 209.35
Max. load allowed for each rafter in ring 1	$Max_P = (W_{Max} - W_{Rafter} / 12) / (Avg_Width \cdot 12)$		PSI / $[Kg/cm^2]$	0.32 / 0.02
	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$		PSF / $[Kg/cm^2]$	46.70 / 0.02

Vacuum limited by Rafter Type	$P_{ext_2} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot max(Snow_Load, Lr)] / 144$	IN.H2O / PSIG	-5.59	-0.2017
Limited by Rafter Type	$Pa2_rafter_1 = P_{ext_2}$	IN.H2O / PSIG	-5.59	-0.2017

GIRDER DESIGN

At Girder Ring Outer Radius = 68.8648 ft

Load due to inner rafters and roof	$W_i = (RaftLoad_inner) (RaftSpan) (NumRaft_inner/NumGird)$	lbf / kgf	16,911.7	7,671.0
Load due to outer rafters and roof	$W_o = (RaftLoad_outer) (RaftSpan) (NumRaft_outer/NumGird)$	lbf / kgf	28,309.4	12,840.9
Total rafter and roof load per girder length	$W1 = (W_i + W_o) / L_gird$	[in-lbf] / [m-kgf]	105.71	1.22
Total load including weight of girder	$w = W1 + Self_Weight$	[in-lbf] / [m-kgf]	112.05	1.29
Maximum Bending Moment	$Mmax = w \cdot L^2 / 8$ $Z = Mmax / Sd$	[in-lbf] / [m-kgf] in ³ / cm ³	2,582,862 110.47	29,547 1,810.25
Shape Section				
Z.actual		in ³ / cm ³	170.00	2,004.12
W.Girder		[lbf/ft] / [kgf/m]	76.00	113.03
Max. stress allowed for each girder in ring 2	$W_Max = Z \cdot Sd \cdot 8M^2$	[lbf/in] / [kgf/mm]	178.52	3,185.87
let	$C1 = (RaftSpan) (NumRaft_inner / NumGird)$	in / mm	1,380.02	35,052.51
let	$C2 = (RaftSpan) (NumRaft_outer / NumGird)$	in / mm	1,835.43	46,620.03
Max. Load allowed for each girder in ring 2	$F_Max = W_Max + GirdLen$	lbf / kgf	73,654.3	33,409.0
Back calculate Max_P from F_Max, using: $F_Max = [Max_P \cdot (RafterSpacing_inner \cdot 12) + Rwtg_inner \cdot 12] \cdot C1 + [Max_P \cdot (RafterSpacing_outer \cdot 12) + Rwtg_outer \cdot 12] \cdot C2$				
Solve for Max_P:	$Max_P = [12 \cdot F_Max - R1 \cdot wgt \cdot C1 - R2 \cdot wgt \cdot C2] / [144 \cdot (X1 \cdot C1 + X2 \cdot C2)]$	PSI / [Kg/cm ²]	0.3892	0.0274
let	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$	PSF / [Kg/cm ²]	56.05	0.03
Vacuum limited by Girder Type	$P_{ext_4} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot max(Snow_Load, Lr)] / 144$	IN.H2O / PSIG	-7.39	-0.2667
Limited by Girder Type	$Pa_girder_2 = P_{ext_4}$	IN.H2O / PSIG	-7.39	-0.2667

At Girder Ring Outer Radius = 36.0072 ft

Load due to inner rafters and roof	$W_i = (RaftLoad_inner) (RaftSpan) (NumRaft_inner/NumGird)$	lbf / kgf	12,972.4	5,884.2
Load due to outer rafters and roof	$W_o = (RaftLoad_outer) (RaftSpan) (NumRaft_outer/NumGird)$	lbf / kgf	33,823.5	15,342.1
Total rafter and roof load per girder length	$W1 = (W_i + W_o) / L_gird$	[in-lbf] / [m-kgf]	108.30	1.25
Total load including weight of girder	$w = W1 + Self_Weight$	[in-lbf] / [m-kgf]	114.64	1.32
Maximum Bending Moment	$Mmax = w \cdot L^2 / 8$ $Z = Mmax / Sd$	[in-lbf] / [m-kgf] in ³ / cm ³	2,675,288 115.31	30,843 1,889.86
Shape Section				
Z.actual		in ³ / cm ³	170.00	2,004.12
W.Girder		[lbf/ft] / [kgf/m]	76.00	113.03
Max. stress allowed for each girder in ring 2	$W_Max = Z \cdot Sd \cdot 8M^2$	[lbf/in] / [kgf/mm]	174.96	3,122.46
let	$C1 = (RaftSpan) (NumRaft_inner / NumGird)$	in / mm	1,512.30	38,412.49
let	$C2 = (RaftSpan) (NumRaft_outer / NumGird)$	in / mm	2,760.04	70,105.02
Max. Load allowed for each girder in ring 2	$F_Max = W_Max + GirdLen$	lbf / kgf	72,863.1	33,050.2
Back calculate Max_P from F_Max, using: $F_Max = [Max_P \cdot (RafterSpacing_inner \cdot 12) + Rwtg_inner \cdot 12] \cdot C1 + [Max_P \cdot (RafterSpacing_outer \cdot 12) + Rwtg_outer \cdot 12] \cdot C2$				
Solve for Max_P:	$Max_P = [12 \cdot F_Max - R1 \cdot wgt \cdot C1 - R2 \cdot wgt \cdot C2] / [144 \cdot (X1 \cdot C1 + X2 \cdot C2)]$	PSI / [Kg/cm ²]	0.3725	0.0262
let	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$	PSF / [Kg/cm ²]	53.64	0.03
Vacuum limited by Girder Type	$P_{ext_4} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot max(Snow_Load, Lr)] / 144$	IN.H2O / PSIG	-6.92	-0.2500
Limited by Girder Type	$Pa_girder_1 = P_{ext_4}$	IN.H2O / PSIG	-6.92	-0.2500

COLUMN DESIGN

At Girder Ring Outer Radius = 68.8648 ft

Column Length	L	in / mm	601.49	15,277.9
L/r must be less than 180, then	$r_required = L / 180$	in / mm	3.34	84.9
Shape Section				
r.actual		in / mm	4.38	111.2
A		in ² / cm ²	14.58	94.06
W.Column		[lbf/ft] / [kgf/m]	49.56	73.71
Total roof load supported by each column	$P = w \cdot L \cdot gird2$	lbf / kgf	47,930.3	21,740.8
Per API-650 3.10.3.3	$R = L/r$ actual	-	137.4	<=200
Column Slenderness Ratio	$Cc = \sqrt{2 \cdot P \cdot A^2 \cdot E / Fy}$	-	125.7	-
Factor of Safety	$FS = 5/3 + 3 \cdot R / (8 \cdot Cc) - R^3 / (8 \cdot Cc^3)$	-	1.9133	-
Using AISC Specification Formulas Sec. E2, let K=1	$Fa = [(12 \cdot P \cdot A^2 \cdot E) / (23 \cdot R^2)] \cdot M$	PSI / [Kg/cm ²]	7,853.9	552.2
	<i>Fa is not modified, since Design Temp. <=200oF (API-650 M.3.5)</i>			
Actual induced stress for the column	$F = (P + Self_weight) / A$	PSI / [Kg/cm ²]	3,458.0	243.1
Max. stress allowed for each column in ring 3	W_Max	PSI / [Kg/cm ²]	0.5	0.0355
Max. Load allowed for each column in ring 3	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$	PSF / [Kg/cm ²]	72.7	0.04
Vacuum limited by Column Type	$P_{ext_3} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot max(Snow_Load, Lr)] / 144$	IN.H2O / PSIG	-10.59	-0.3824
Limited by Column Type	$Pa_column_3 = P_{ext_3}$	IN.H2O / PSIG	-10.59	-0.3824

At Girder Ring Outer Radius = 36.0072 ft

Column Length	L	in / mm	626.14	15,903.8
L/r must be less than 180, then	$r_required = L / 180$	in / mm	3.48	88.4
Shape Section				
r.actual		in / mm	4.38	111.2
A		in ² / cm ²	14.58	94.06
W.Column		[lbf/ft] / [kgf/m]	49.56	73.71
Total roof load supported by each column	$P = w \cdot L \cdot gird1$	lbf / kgf	49,532.4	22,467.5
Per API-650 3.10.3.3	$R = L/r$ actual	-	143.0	<=200
Column Slenderness Ratio	$Cc = \sqrt{2 \cdot P \cdot A^2 \cdot E / Fy}$	-	125.7	-
Factor of Safety	$FS = 5/3 + 3 \cdot R / (8 \cdot Cc) - R^3 / (8 \cdot Cc^3)$	-	1.9092	-
Using AISC Specification Formulas Sec. E2, let K=1	$Fa = [(12 \cdot P \cdot A^2 \cdot E) / (23 \cdot R^2)] \cdot M$	PSI / [Kg/cm ²]	7,247.8	509.6
	<i>Fa is not modified, since Design Temp. <=200oF (API-650 M.3.5)</i>			
Actual induced stress for the column	$F = (P + Self_weight) / A$	PSI / [Kg/cm ²]	3,574.9	251.3
Max. stress allowed for each column in ring 2	W_Max	PSI / [Kg/cm ²]	0.4	0.0315
Max. Load allowed for each column in ring 2	$Max_T1 = Max_P \cdot 144$	PSF / [Kg/cm ²]	64.5	0.03
Vacuum limited by Column Type	$P_{ext_3} = [Max_T1 - DL - 0.4 \cdot max(Snow_Load, Lr)] / 144$	IN.H2O / PSIG	-9.01	-0.3254
Limited by Column Type	$Pa_column_2 = P_{ext_3}$	IN.H2O / PSIG	-9.01	-0.3254

Center Column

Column Length	L	in / mm	653.14	16,589.8
L/r must be less than 180, then	$r_required = L / 180$	in / mm	3.63	92.2
Shape Section				
r.actual		in / mm	4.38	111.2

	A	in ² / cm ²	14.58	94.06
	W_Column	[lb/ft] / [kgf/m]	49.56	73.71
Total roof load supported by center column	$P = \{(\text{Rafter Length}) (\text{Rafter Load}) (\# \text{ of inner rafters})\} / 2$	lb / kgf	77,834.4	35,305.1
Per API-650 3.10.3.3	R=L/r actual	-	149.2	<=200
Column Slenderness Ratio	$Cc = \sqrt{(2 P)^2 E / Fy}$	-	125.7	
Factor of Safety	$FS = 5/3 + 3 R / (8 Cc) - R^3 / (8 Cc^3)$	-	1.9027	
Using AISC Specification Formulas Sec. E2, let K=1	$Fa = \{(12^2 P^2 E) / (23^2 R^2)\}^M$	PSI / [Kg/cm ²]	6,660.9	468.3
	Fa is not modified, since Design Temp. <=200oF (API-650 M.3.5)			
Actual induced stress for the column	$F = (P + \text{Self_weight}) / A$	PSI / [Kg/cm ²]	5,523.8	388.4
Max. stress allowed for each column in ring 3	W_Max	PSI / [Kg/cm ²]	0.3	0.0194
Max. Load allowed for each column in ring 3	Max_T1 = Max_P*144	PSF / [Kg/cm ²]	39.7	0.02
Vacuum limited by Column Type	$P_ext_3 = \{Max_T1 - DL - 0.4 \cdot \max(\text{Snow_Load}, Lr)\} / 144$	IN.H2O / PSIG	-4.24	-0.1530
Limited by Column Type	Pa_column_1 = P_ext_3	IN.H2O / PSIG	-4.24	-0.1530
ROOF WEIGHT				
Weight of the Roof Plates (New)	$Wr = (\text{Density}) (t.\text{actual}) (PI4) (OD-t.\text{actual})^2 / \cos(\text{Theta})$	lb / kgf	254.675	115.519
(Corroded)		lb / kgf	254.675	115.519
Weight of the Roof Plates Supported by Shell (New)	Wrc =	lb / kgf	77.181	35.009
(Corroded)		lb / kgf	77.181	35.009
Weight of Rafters (New)	$Wrf = nfinal3 \times R_span3 \times W_Rafter3 + nfinal2 \times R_span2 \times W_Rafte$	lb / kgf	169.159	76.729
Weight of Girders (New)	$Wg = NumGird2 \times L_gird2 \times W_Girder2 + NumGird1 \times L_gird1 \times W_$	lb / kgf	48.929	22.194
Weight of Columns (New)	$Wc = NumGird2 \times L2 \times W_Column2 + NumGird1 \times L1 \times W_Column1$	lb / kgf	48.023	21.783
Total Weight of Roof (New)	Wtr = Wr + Wrf + Wg + Wc	lb / kgf	520.786	236.225
(Corroded)		lb / kgf	520.786	236.225
Actual Participating Area of Roof-to-Shell Juncture				
Top shell course (per API-650 Fig. F-2)	$Wc = 0.6 \sqrt{Rc \times (t-CA)}$	in / mm	11.78	299.3
(per API-650 Fig. F-2)	$Wh = 0.3 \sqrt{R2 \times (t-CA)}$	in / mm	18.27	464.1
	Wh=12"	in / mm	12.00	304.8
Top Compression Ring		top angle (detail a) 3°3'3/8		
Cross-sectional Area of Top Compression Ring	Aa	in ² / cm ²	2.11	13.61
Roof Plate Weld Type		LAP-WELDED		
Compression Ring Detail		API-650 Fig. F-2, Detail d		
Length of Angle Leg Parallel to Shell	CRing_Redundant_Leng	in / mm	4.3000	0.3300
Using API-650 Fig. F-2, Detail d of Compression Ring Detail				
Non-contributing area of roof comp. ring.	Redund.Area=CRing_Redundant_Length*(L_top course)	in ² / cm ²	0.78	5.04
Contributing Area due to shell plates	Ashell=Wc*(t_shell-CA) (per API-620 Section 5.12.2, Footnot	in ² / cm ²	3.68	23.76
Contributing Area due to roof plates	Aroof=0 Since Roof is Lap Wel (per API-620 Section 5.12.2, Footnot	in ² / cm ²	0.00	0.00
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-650)	A=Aa+Aroof+Ashell-Redund.Area	in ² / cm ²	5.01	32.33
Uplift on Tank (per API-650 F.1.2)				
NOTE: This flat bottom tank is assumed supported by the bottom plate. If tank not supported by a flat bottom, then uplift calculations will be N.A., and for reference only. For flat bottom tank with structural roof, Net_Uplift=Uplift due to design pressure less Corroded weight of shell and corroded roof weight.				
	Net_Uplift=P*PI/4*D^2*144-Corr.shell/Corr.roof weight + Structural	lb / kgf	-926.792	-420.386
Uplift Case per API-650 1.1.1				
	P_uplift	lb / kgf		
	W_Roof_Structure	lb / kgf	266,111	120,706
	W_Roof (corroded)	lb / kgf	254,675	115,519
	W_Shell (corroded)	lb / kgf	672,117	304,867
Since P_Uplift<=W_Roof+W_Shell, Tank Roof does not need to meet App. F requirements.				
API-650 App. F				
Allowable compressive stress (used in F.4.1 and F.5.1)	Scs	PSI / [Kg/cm ²]	30,800	2,165
Min. participating area due to full Design Pressure (per API-650 F.5.1 and Fig. F-2)	P	IN.H2O / PSIG	0.87	0.0313
using API assumption internal P of 1/32 psi	$A_min_a = \{OD^2 (P-8t)\} / \{Scs \cdot \tan(\text{Theta})\}$	in ² / cm ²	-13.94	-89.96
	A_min_a=0 (since can't be negative)	in ² / cm ²		
Min. participating area due to Wind and Operating Ratio (per API-650 F.5.1 and Fig. F-2)	P	IN.H2O / PSIG	0.87	0.0313
using API assumption internal P of 1/32 psi	$A_min_b = \{OD^2 (0.4^*P - 8t - 2.88^*(V/120)^2)\} / \{Scs \cdot \tan(\text{Theta})\}$	in ² / cm ²	-46.90	-302.61
	A_min_b=0 (since can't be negative)	in ² / cm ²		
Max. Design Pressure, reversing A_min_a calculation,	$P_F51_a = A \cdot \{Scs \cdot \tan(\text{Theta})\} / OD^2 + 8^*t$	IN.H2O / PSIG	1.73	0.0624
Max. Design Pressure, reversing A_min_b calculation,	$P_F51_b = 2.5 \cdot \{A \cdot \{Scs \cdot \tan(\text{Theta})\} / OD^2 + 8^*t - 2.88^*(V/120)^2\}$	IN.H2O / PSIG	1.87	0.0675
Max. Design Pressure given Actual Part. Area (per F.5.1)	P_F51=min(P_F51_a, P_F51_b)	IN.H2O / PSIG	1.73	0.0624
Since Tank Roof is Frangible and net uplift exists, calculating failure pressure per F.6, which is based on calculated Max. Design Pressure of F.4.1				
Maximum Design Pressure (per F.4.1)	$P_F41 = Scs \cdot A \cdot \tan(\text{Theta}) / D^2 + 8t$	IN.H2O / PSIG	1.73	0.0624
Calculated Failure Pressure (per API-650 F.6.1, for Frangible Roof Tanks per 3.10.2.6)	P_F6=1.6*P_max_internal - 4.8th	IN.H2O / PSIG	1.86	0.0673
Failure Pressure for Anchor Design (per API-650 Table 3-21b)	Pf_anchor=1.5*(1.6*P_max_internal-4.8th)	IN.H2O / PSIG	2.80	0.1010
Max. Pressure allowed (per API-650 App. F.1.3 & F.7)	P_Std = 2.5 Psi	IN.H2O / PSIG	69.25	2.5000
	P_max_internal = min(P_F51, P_F41, P_Std)	IN.H2O / PSIG	1.73	0.0624
	P_max_external	IN.H2O / PSIG	-3.19	-0.1150
Structurally Supported Conical Roof SUMMARY				
t.required		in / mm	0.1875	4.76
t.actual		in / mm	0.1875	4.76
Min. participating area due to full Design Pressure (per API-650 F.5.1 and Fig. F-2)		in ² / cm ²		
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-650)		in ² / cm ²	5.01	127.28
P_max_internal		IN.H2O / PSIG	1.73	0.0624
P_max_external		IN.H2O / PSIG	-3.19	-0.1150

4) SHELL COURSE DESIGN (bottom course is #1)

Course # 1 of 6				A-573-70	
MATERIAL					
Width			ft / mm	8.00	2,438.4
Corrosion allowance	CA		in / mm	0.0625	1.59
Joint Efficiency	E		-	1.00	
API-650	Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)				
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm ²]		42,000	2,952.9
Yield Strength Reduction Factor	M			1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]		28,000	1,968.6
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm ²]		30,000	2,109.2
DESIGN CONDITION	Specific Gravity of Contents	G		0.9810	
	Max. Liquid Level	H	ft / mm	46.26	14,100.0
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G		ft / mm	46.26	14,100.0
Design shell thickness	tpd=2.6*OD*(H'-1)*G/(Sd*E)+CA		in / mm	0.9106	23.13
	X1=0.463 OD / H'		-	2.0589	
	X2=SQRT [H' G / (Sd*E)]		-	0.0403	
	X3=2.6 H' OD G / (Sd*E)		-	0.8668	
	t1d=[1.06-X1 X2] X3 + CA		in / mm	0.9095	23.10
	t_Calc_1=min(tpd, t1d)		in / mm	0.9095	23.10
t _{actual}	t ₁		in / mm	0.9375	23.81
Calculating hMax, given t ₁ =0.9375in	hMax		ft / mm	47.682	14,533.4
	t<=[1.06-(0.463 OD/hMax) sqrt[hMax Gx/(Sd*e)]] [2.6 hMax (in / mm	0.9365	23.79
	Pmax_1=(hMax_1-H)*0.433*G		PSI / [Kg/cm ²]	0.6040	0.04
HIDROSTATIC TEST CONDITION		G		1.0000	
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G	H	ft / mm	46.26	14,100.0
Hydrostatic test shell thickness	tp=2.6*OD*(H'-1)*G/(St*E)		in / mm	0.8069	20.50
	t1t=[1.06-(0.463 OD/hMax) sqrt[hMax Gx/(Sd*e)]] [2.6 hMax		in / mm	0.8074	20.51
	t _{test_1} =min(tp, t1t)		in / mm	0.8069	20.50
	t_Calc_650		in / mm	0.9095	23.10

Course # 2

Course # 2				A-573-70	
MATERIAL					
Width			ft / mm	8.00	2,438.4
Corrosion allowance	CA		in / mm	0.0625	1.59
Joint Efficiency	E		-	1.00	
API-650	Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)				
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm ²]		42,000	2,952.9
Yield Strength Reduction Factor	M			1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]		28,000	1,968.6
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm ²]		30,000	2,109.2
DESIGN CONDITION	Specific Gravity of Contents	G		0.9810	
	Liquid Level	H	ft / mm	38.26	11,661.6
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G		ft / mm	38.26	11,661.6
	T1		in / mm	0.9375	23.81
Tnal #1	Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(Sd*E)+CA		in / mm	0.7607	19.32
	K=T1/Tu		-	1.2324	
	C=sqrt(K)*(K-1)/[1+sqrt(K)^3]		-	0.1090	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'		-	34.6986	
	x2=12 C H'		-	50.0232	
	x3=1.22 sqrt(r TU)		-	37.3824	
	x=min(x1, x2, x3)		-	34.6986	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA		in / mm	0.7253	18.42
	delta=abs(tdx, Tu)		in / mm	0.0354	0.90
Tnal #2	Tu=tdx		in / mm	0.7253	18.42
	K=T1/Tu		-	1.2927	
	C=sqrt(K)*(K-1)/[1+sqrt(K)^3]		-	0.1347	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'		-	38.0444	
	x2=12 C H'		-	61.8558	
	x3=1.22 sqrt(r TU)		-	36.5011	
	x=min(x1, x2, x3)		-	36.5011	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA		in / mm	0.7224	18.35
	delta=abs(tdx, Tu)		in / mm	0.0028	0.07
Tnal #3	Tu=tdx		in / mm	0.7224	18.35
	K=T1/Tu		-	1.2977	
	C=sqrt(K)*(K-1)/[1+sqrt(K)^3]		-	0.1368	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'		-	38.3188	
	x2=12 C H'		-	62.8240	
	x3=1.22 sqrt(r TU)		-	36.4302	
	x=min(x1, x2, x3)		-	36.4302	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA		in / mm	0.7225	18.35
	delta=abs(tdx, Tu)		in / mm	0.0001	0.00
	t2a=tdx		in / mm	0.7225	18.35
	Ratio=h_1/sqrt[r*(t_1-CA)]		-	2.9212	
	t-Cal_2=t2a		in / mm	0.7225	18.35

t _{actual}	t ₂	in / mm	0.7500	19.05
Calculating h _{Max} , given t ₂ =0.75in	h _{Max}	ft / mm	39.730	12,109.6
	t<=[2.6*OD*(H'-min[0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H', 12 C H', 1.2	in / mm	0.7502	19.06
	Pmax ₂ =(h _{Max} -H')*0.433*G	PSI / [Kg/cm ²]	0.6244	0.04
HIDROSTATIC TEST CONDITION		G	-	1.0000
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G	ft / mm	38.26	11,661.6
		T1	in / mm	0.9375
Trial #1	Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(S1*E)	in / mm	0.6643	16.87
	K=T1/Tu	-	1.4113	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.1826	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	44.2877	
	x2=12 C H'	-	83.8164	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	34.9329	
	x=min(x1, x2, x3)	-	34.9329	
	tx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.6302	16.01
	delta=abs(tx, Tu)	in / mm	0.0341	0.87
Trial #2	Tu=tx	in / mm	0.6302	16.01
	K=T1/Tu	-	1.4876	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.2113	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	48.0592	
	x2=12 C H'	-	97.0207	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	34.0252	
	x=min(x1, x2, x3)	-	34.0252	
	tx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.6315	16.04
	delta=abs(tx, Tu)	in / mm	0.0013	0.03
Trial #3	Tu=tx	in / mm	0.6315	16.04
	K=T1/Tu	-	1.4844	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.2102	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	47.9060	
	x2=12 C H'	-	96.4849	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	34.0616	
	x=min(x1, x2, x3)	-	34.0616	
	tx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.6315	16.04
	delta=abs(tx, Tu)	in / mm	0.0001	0.00
	t2a=tx	in / mm	0.6315	16.04
	Ratio=h ₂ /sqrt(r*(t ₂))	-	2.8222	
	t-Cal ₂ =t2a	in / mm	0.6315	16.04
	t _{Calc} 650	in / mm	0.7225	18.35

Course # 3

MATERIAL			A-573-70	
Width		ft / mm	8.00	2,438.4
Corrosion allowance	CA	in / mm	0.0625	1.59
Joint Efficiency	E	-	1.00	
API-650	Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)			
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm ²]	42,000	2,952.9
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	28,000	1,968.6
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm ²]	30,000	2,109.2
DESIGN CONDITION		G	-	0.9810
	Specific Gravity of Contents	H	ft / mm	30.26
	Liquid Level	ft / mm	30.26	9,223.2
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G	ft / mm	30.26	9,223.2
		T1	in / mm	0.7500
Trial #1	Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.6108	15.51
	K=T1/Tu	-	1.2279	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.1070	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	29.1803	
	x2=12 C H'	-	38.8493	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	33.4971	
	x=min(x1, x2, x3)	-	29.1803	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.5840	14.83
	delta=abs(tdx, Tu)	in / mm	0.0268	0.68
Trial #2	Tu=tdx	in / mm	0.5840	14.83
	K=T1/Tu	-	1.2843	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.1312	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	31.6250	
	x2=12 C H'	-	47.6513	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	32.7532	
	x=min(x1, x2, x3)	-	31.6250	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.5801	14.74
	delta=abs(tdx, Tu)	in / mm	0.0038	0.10
Trial #3	Tu=tdx	in / mm	0.5801	14.74
	K=T1/Tu	-	1.2928	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.1348	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	31.9844	

	$x2=12 C H'$	-	48.9419	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	32.6459	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	31.9844	
	$tdx=2.6^{\circ}OD^*(H'-x/12)^*G/(Sd^*E)+CA$	in / mm	0.5796	14.72
	$\delta=\text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0006	0.01
	$t3a=tdx$	in / mm	0.5796	14.72
	$t\text{-Cal}_3=t3a$	in / mm	0.5796	14.72
t_{actual}	t_3	in / mm	0.6250	15.88
Calculating h_{Max} , given $t_3=0.625\text{in}$	h_{Max}	ft / mm	32.357	9,862.4
	$t \leq [2.6^{\circ}OD^*(H'-\min[0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H', 12 C H', 1.2$	in / mm	0.6240	15.85
	$P_{\text{max}} = (h_{\text{Max}} - H)^*0.433^{\circ}G$	PSI / [Kg/cm ²]	0.8908	0.06
HIDROSTATIC TEST CONDITION		G	-	1.0000
Effective liquid head at design pressure	$H'=H+2.31^{\circ}P(\text{psi})/G$	ft / mm	30.26	9,223.2
		T1	in / mm	0.7500
Trial #1	$Tu=2.6^{\circ}OD^*(H'-1)^*G/(S^*E)$	in / mm	0.5216	13.25
	$K=T1/Tu$	-	1.4378	
	$C=\sqrt{K}^*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.1927	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	37.8690	
	$x2=12 C H'$	-	69.9714	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	30.9564	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	30.9564	
	$tbx=2.6^{\circ}OD^*(H'-x/12)^*G/(S^*E)$	in / mm	0.4935	12.53
	$\delta=\text{abs}(tbx, Tu)$	in / mm	0.0282	0.72
Trial #2	$Tu=tbx$	in / mm	0.4935	12.53
	$K=T1/Tu$	-	1.5198	
	$C=\sqrt{K}^*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.2230	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	40.9668	
	$x2=12 C H'$	-	80.9756	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	30.1091	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	30.1091	
	$tbx=2.6^{\circ}OD^*(H'-x/12)^*G/(S^*E)$	in / mm	0.4947	12.57
	$\delta=\text{abs}(tbx, Tu)$	in / mm	0.0013	0.03
Trial #3	$Tu=tbx$	in / mm	0.4947	12.57
	$K=T1/Tu$	-	1.5159	
	$C=\sqrt{K}^*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.2216	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	40.8245	
	$x2=12 C H'$	-	80.4711	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	30.1475	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	30.1475	
	$tbx=2.6^{\circ}OD^*(H'-x/12)^*G/(S^*E)$	in / mm	0.4947	12.56
	$\delta=\text{abs}(tbx, Tu)$	in / mm	0.0001	0.00
	$t3a=tbx$	in / mm	0.4947	12.56
	$t\text{-Cal}_3=t3a$	in / mm	0.4947	12.56
	t_{Calc}_{650}	in / mm	0.5796	14.72
Course # 4				
MATERIAL			A-573-70	
Width		ft / mm	8.00	2,438.4
Corrosion allowance	CA	in / mm	0.0625	1.59
Joint Efficiency	E	-	1.00	
API-650	Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)			
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm ²]	42,000	2,952.9
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	28,000	1,968.6
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm ²]	30,000	2,109.2
DESIGN CONDITION				
	Specific Gravity of Contents	G	-	0.9810
	Liquid Level	H	ft / mm	22.26
Effective liquid head at design pressure	$H'=H+2.31^{\circ}P(\text{psi})/G$	ft / mm	22.26	6,784.8
		T1	in / mm	0.6250
Trial #1	$Tu=2.6^{\circ}OD^*(H'-1)^*G/(Sd^*E)+CA$	in / mm	0.4609	11.71
	$K=T1/Tu$	-	1.3561	
	$C=\sqrt{K}^*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.1608	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	28.2920	
	$x2=12 C H'$	-	42.9478	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	29.0975	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	28.2920	
	$tdx=2.6^{\circ}OD^*(H'-x/12)^*G/(Sd^*E)+CA$	in / mm	0.4354	11.06
	$\delta=\text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0254	0.65
Trial #2	$Tu=tdx$	in / mm	0.4354	11.06
	$K=T1/Tu$	-	1.4353	
	$C=\sqrt{K}^*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.1918	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	30.5341	
	$x2=12 C H'$	-	51.2268	

	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	28.2830	
	x=min(x1, x2, x3)	-	28.2830	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.4355	11.06
	delta=abs(tdx, Tu)	in / mm	0.0000	0.00
Tnal #3	Tu=tdx	in / mm	0.4355	11.06
	K=T1/Tu	-	1.4353	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.1918	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	30.5328	
	x2=12 C H'	-	51.2221	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	28.2834	
	x=min(x1, x2, x3)	-	28.2834	
	tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.4355	11.06
	delta=abs(tdx, Tu)	in / mm	0.0000	0.00
	t4a=tdx	in / mm	0.4355	11.06
	t-Cal_4=t4a	in / mm	0.4355	11.06
t _{actual}	t_4	in / mm	0.4375	11.11
Calculating h _{Max} , given t ₀ =0.4375in	hMax	ft / mm	22.348	6.811.8
	t<=[2.6*OD*(H'-min[0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H', 12 C H', 1.2	in / mm	0.4370	11.10
	Pmax ₀ =(hMax ₀ -H)*0.433*G	PSI / [Kg/cm^2]	0.0376	0.00
HIDROSTATIC TEST CONDITION				
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G	G	1.0000	
		ft / mm	22.26	6.784.8
		T1	0.6250	15.88
Tnal #1	Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(S1*E)	in / mm	0.3790	9.63
	K=T1/Tu	-	1.6490	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.2673	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	36.0436	
	x2=12 C H'	-	71.4063	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	26.3872	
	x=min(x1, x2, x3)	-	26.3872	
	tbx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.3576	9.08
	delta=abs(tbx, Tu)	in / mm	0.0214	0.54
Tnal #2	Tu=tbx	in / mm	0.3576	9.08
	K=T1/Tu	-	1.7475	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.2985	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	38.3344	
	x2=12 C H'	-	79.7443	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	25.6324	
	x=min(x1, x2, x3)	-	25.6324	
	tbx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.3588	9.11
	delta=abs(tbx, Tu)	in / mm	0.0011	0.03
Tnal #3	Tu=tbx	in / mm	0.3588	9.11
	K=T1/Tu	-	1.7421	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.2969	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	38.2113	
	x2=12 C H'	-	79.2971	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	25.6725	
	x=min(x1, x2, x3)	-	25.6725	
	tbx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)	in / mm	0.3587	9.11
	delta=abs(tbx, Tu)	in / mm	0.0001	0.00
	t4a=tbx	in / mm	0.3587	9.11
	t-Cal_4=t4a	in / mm	0.3587	9.11
	t_Calc_650	in / mm	0.4355	11.06
Course # 5				
MATERIAL				
Width			A-283-C	
Corrosion allowance		ft / mm	8.00	2,438.4
Joint Efficiency	CA	in / mm	0.0625	1.59
	E	-	1.00	
API-650	Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)			
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm^2]	30,000	2,109.2
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm^2]	20,000	1,406.1
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm^2]	22,500	1,581.9
DESIGN CONDITION				
	Specific Gravity of Contents	G	-	0.9810
	Liquid Level	H	ft / mm	14.26
Effective liquid head at design pressure	H'=H+2.31*P(psi)/G	ft / mm	14.26	4,346.4
		T1	in / mm	0.4375
Tnal #1	Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(Sd*E)+CA	in / mm	0.4104	10.42
	K=T1/Tu	-	1.0661	
	C=sqrt(K)*(K-1)[1+sqrt(K)^3]	-	0.0325	
	x1=0.61 sqrt(r TU) + 3.84 C H'	-	15.5083	
	x2=12 C H'	-	5.5627	
	x3=1.22 sqrt(r TU)	-	27.4564	

	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	5.5627	
	$tdx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (Sd \cdot E) + CA$	in / mm	0.4244	10.78
	$\Delta = \text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0141	0.36
Trial #2	$Tu = tdx$	in / mm	0.4244	10.78
	$K = T1 / Tu$	-	1.0308	
	$C = \sqrt{K} \cdot (K - 1) / [1 + \sqrt{K} \cdot K^3]$	-	0.0153	
	$x1 = 0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H'$	-	14.7981	
	$x2 = 12 \cdot C \cdot H'$	-	2.6139	
	$x3 = 1.22 \sqrt{r \cdot TU}$	-	27.9232	
	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	2.6139	
	$tdx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (Sd \cdot E) + CA$	in / mm	0.4309	10.94
	$\Delta = \text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0064	0.16
Trial #3	$Tu = tdx$	in / mm	0.4309	10.94
	$K = T1 / Tu$	-	1.0154	
	$C = \sqrt{K} \cdot (K - 1) / [1 + \sqrt{K} \cdot K^3]$	-	0.0077	
	$x1 = 0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H'$	-	14.4864	
	$x2 = 12 \cdot C \cdot H'$	-	1.3099	
	$x3 = 1.22 \sqrt{r \cdot TU}$	-	28.1345	
	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	1.3099	
	$tdx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (Sd \cdot E) + CA$	in / mm	0.4337	11.02
	$\Delta = \text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0029	0.07
	$t5a = tdx$	in / mm	0.4337	11.02
	$t - \text{Cal}_5 = t5a$	in / mm	0.4337	11.02
t_{actual}	t_5	in / mm	0.4375	11.11
Calculating h_{Max} , given $t_5 = 0.4375$ in	h_{Max}	ft / mm	14.291	4,355.8
	$t = [2.6 \cdot OD \cdot (H - \min[0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H', 12 \cdot C \cdot H', 1.2 \cdot \sqrt{r \cdot TU}]) \cdot G / (Sd \cdot E) + CA]$	in / mm	0.4374	11.11
	$P_{\text{max}} = (h_{\text{Max}} - H) \cdot 0.433 \cdot G$	PSI / [Kg/cm ²]	0.0131	0.00
HIDROSTATIC TEST CONDITION				
Effective liquid head at design pressure	$H' = H + 2.31 \cdot P(\text{psi}) / G$	G	1.0000	
		ft / mm	14.26	4,346.4
		T1	0.4375	11.11
Trial #1	$Tu = 2.6 \cdot OD \cdot (H - 1) \cdot G / (St \cdot E)$	in / mm	0.3152	8.01
	$K = T1 / Tu$	-	1.3880	
	$C = \sqrt{K} \cdot (K - 1) / [1 + \sqrt{K} \cdot K^3]$	-	0.1735	
	$x1 = 0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H'$	-	21.5305	
	$x2 = 12 \cdot C \cdot H'$	-	29.6842	
	$x3 = 1.22 \sqrt{r \cdot TU}$	-	24.0631	
	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	21.5305	
	$tx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (St \cdot E)$	in / mm	0.2963	7.53
	$\Delta = \text{abs}(tx, Tu)$	in / mm	0.0189	0.48
Trial #2	$Tu = tx$	in / mm	0.2963	7.53
	$K = T1 / Tu$	-	1.4765	
	$C = \sqrt{K} \cdot (K - 1) / [1 + \sqrt{K} \cdot K^3]$	-	0.2072	
	$x1 = 0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H'$	-	23.0118	
	$x2 = 12 \cdot C \cdot H'$	-	35.4568	
	$x3 = 1.22 \sqrt{r \cdot TU}$	-	23.3314	
	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	23.0118	
	$tx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (St \cdot E)$	in / mm	0.2934	7.45
	$\Delta = \text{abs}(tx, Tu)$	in / mm	0.0029	0.07
Trial #3	$Tu = tx$	in / mm	0.2934	7.45
	$K = T1 / Tu$	-	1.4912	
	$C = \sqrt{K} \cdot (K - 1) / [1 + \sqrt{K} \cdot K^3]$	-	0.2126	
	$x1 = 0.61 \sqrt{r \cdot TU} + 3.84 \cdot C \cdot H'$	-	23.2515	
	$x2 = 12 \cdot C \cdot H'$	-	36.3867	
	$x3 = 1.22 \sqrt{r \cdot TU}$	-	23.2155	
	$x = \min(x1, x2, x3)$	-	23.2155	
	$tx = 2.6 \cdot OD \cdot (H - x / 12) \cdot G / (St \cdot E)$	in / mm	0.2930	7.44
	$\Delta = \text{abs}(tx, Tu)$	in / mm	0.0004	0.01
	$t5a = tx$	in / mm	0.2930	7.44
	$t - \text{Cal}_5 = t5a$	in / mm	0.2930	7.44
	t_{Calc_650}	in / mm	0.4337	11.02
Course # 6				
MATERIAL			A-283-C	
Width		ft / mm	8.00	2,438.4
Corrosion allowance	CA	in / mm	0.0625	1.59
Joint Efficiency	E	-	1.00	
API-650 Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)				
Minimum Specified Yield Strength	Sy	PSI / [Kg/cm ²]	30,000	2,109.2
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	20,000	1,406.1
Allowable Test Stress	St	PSI / [Kg/cm ²]	22,500	1,581.9
DESIGN CONDITION				
Specific Gravity of Contents	G	-	0.9810	
Liquid Level	H	ft / mm	6.26	1,908.0

Effective liquid head at design pressure	$H'=H+2.31*P(\text{psi})/G$	ft / mm	6.26	1,908.0
	T1	in / mm	0.4375	11.11
Trial #1	$Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(Sd*E)+CA$	in / mm	0.2005	5.09
	$K=T1/Tu$	-	2.1822	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.4135	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	19.5347	
	$x2=12 C H'$	-	31.0597	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	19.1913	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	19.1913	
	$tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA$	in / mm	0.1848	4.69
	$\text{delta}=\text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0157	0.40
Trial #2	$Tu=tdx$	in / mm	0.1848	4.69
	$K=T1/Tu$	-	2.3679	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.4533	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	20.1075	
	$x2=12 C H'$	-	34.0493	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	18.4235	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	18.4235	
	$tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA$	in / mm	0.1864	4.74
	$\text{delta}=\text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0017	0.04
Trial #3	$Tu=tdx$	in / mm	0.1864	4.74
	$K=T1/Tu$	-	2.3466	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.4489	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	20.0451	
	$x2=12 C H'$	-	33.7239	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	18.5069	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	18.5069	
	$tdx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(Sd*E)+CA$	in / mm	0.1863	4.73
	$\text{delta}=\text{abs}(tdx, Tu)$	in / mm	0.0002	0.00
	$t6a=tdx$	in / mm	0.1863	4.73
	$t\text{-Cal}_6=t6a$	in / mm	0.1863	4.73
t actual	t 6	in / mm	0.3750	9.53
Calculating hMax, given t_ =0.375in	hMax	ft / mm	12.939	3,943.7
	$t \leq [2.6*OD*(H'-\min[0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H', 12 C H', 1.2$	in / mm	0.3749	9.52
	$Pmax = (hMax - H) * 0.433 * G$	PSI / [Kg/cm ²]	2.8371	0.20
HIDROSTATIC TEST CONDITION	G		1.0000	
Effective liquid head at design pressure	$H'=H+2.31*P(\text{psi})/G$	ft / mm	6.26	1,908.0
	T1	in / mm	0.4375	11.11
Trial #1	$Tu=2.6*OD*(H'-1)*G/(S1*E)$	in / mm	0.1250	3.18
	$K=T1/Tu$	-	3.4992	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.6196	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	22.4706	
	$x2=12 C H'$	-	46.5402	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	15.1554	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	15.1554	
	$ftx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)$	in / mm	0.1188	3.02
	$\text{delta}=\text{abs}(ftx, Tu)$	in / mm	0.0063	0.16
Trial #2	$Tu=ftx$	in / mm	0.1188	3.02
	$K=T1/Tu$	-	3.6833	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.6382	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	22.7272	
	$x2=12 C H'$	-	47.9416	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	14.7717	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	14.7717	
	$ftx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)$	in / mm	0.1195	3.04
	$\text{delta}=\text{abs}(ftx, Tu)$	in / mm	0.0008	0.02
Trial #3	$Tu=ftx$	in / mm	0.1195	3.04
	$K=T1/Tu$	-	3.6599	
	$C=\sqrt{K}*(K-1)[1+\sqrt{K}^3]$	-	0.6359	
	$x1=0.61 \sqrt{r TU} + 3.84 C H'$	-	22.6960	
	$x2=12 C H'$	-	47.7704	
	$x3=1.22 \sqrt{r TU}$	-	14.8189	
	$x=\min(x1, x2, x3)$	-	14.8189	
	$ftx=2.6*OD*(H'-x/12)*G/(S1*E)$	in / mm	0.1194	3.03
	$\text{delta}=\text{abs}(ftx, Tu)$	in / mm	0.0001	0.00
	$t6a=ftx$	in / mm	0.1194	3.03
	$t\text{-Cal}_6=t6a$	in / mm	0.1194	3.03
	t_Calc_650	in / mm	0.1863	4.73

5) STIFFENING RINGS

5

Roof Compression Ring / Top Wind Girder Type		top angle (detail a)	
Angle Type, Z range (in ³ / cm ³)	3" x 3/8	0.91	14.91
Number of Intermediate Wind Girders	N		
Intermediate Wind Girder Type		none	
Angle Type, Z range (in ³ / cm ³)	3" x 3/8	0.89-0.91	
Basic wind relationship		120	
Velocity Factor	$v_f=(v_s/120)^2$	-	0.34

REF: Structural Analysis and Design of Process Equipment, 2nd Edition, Jawad
(Combining effects of internal vacuum with v_f)

Safety Factor	SF	-	2
Effective Velocity Factor	$V_e=(25.6 \cdot v_f + 144 \cdot SF \cdot PV)/25.6$	-	0.34

Top Compression Ring Calculations

Required Top Comp. Ring Section Modulus (per API-650 Section 3.1.5.9.e)	Z	in ³ / cm ³	0.91	14.91
Top Comp. Ring is not required for Self-Supported Roofs if the requirements of either Sections 3.10.5 or 3.10.6 are met.				

Intermediate Wind Girder Calculations (per API-650 Section 3.9.7)

Modulus of elasticity at the design temperature		[lb/in ²] / [kgf/m ²]	28,800,000	2.028E+10
	ME	-	1.000	
Using the thinnest shell course, instead of top shell course:	t = thinnest	in / mm	0.3750	9.53
Maximum Height of Unstiffened Shell	$H_u=(ME \cdot 600,000 \cdot t \cdot \text{SQRT}((t/OD)^3)/V_e)$	ft / mm	51.47	15,686.71

Transposed Width of each Shell Course $W_{tr}=\text{Width} \cdot [t_{top_course} / t_{course}]^2 \cdot 5$
Transforming Courses (1) to (6)

	Width (ft / mm)	t _{top_course} (in / mm)	t _{course} (in / mm)	(ft)	(mm)
Wtr(-) =					
Wtr(1) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.9375
Wtr(2) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.7500
Wtr(3) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.6250
Wtr(4) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.4375
Wtr(5) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.4375
Wtr(6) =	8.00	2438.40	0.3750	9.53	0.3750

Height of the Transformed Shell $H_{tr}=\text{SUM}(W_{tr})$ ft / mm 23.34 7,113.3
Unstiffened Shell Length $L_0=H_{tr}/(N+1)$ ft / mm 23.34 7,113.3

No Intermediate Wind Girders Needed Since $H_u \geq L_0$ Locations 0/0/0/0/0/0/0/0/0/0 ft. from Top Angle

Required minimum section modulus	$Z_i=0.0001 \cdot V_e \cdot L_0 \cdot OD^2$	in ³ / cm ³	
Actual	Zi	in ³ / cm ³	using QTY
		-	none
Max. Effective Velocity Factor	$V_{e_Max}=(ME \cdot 600,000 \cdot t \cdot \text{SQRT}((t/OD)^3)/L_0)$	-	0.75
External Pressure Check per Jawad, based on V_{e_Max} , L_0 , and t_{top_course}	$P_{ext_shell_1}=25.6 \cdot (v_f \cdot V_{e_Max}) / (144 \cdot SF)$	IN.H2O / PSI	-1.01 -0.0365
Shell Minimum t per Jawad, based on L_0 , and V_e (CA incl. Later)	$t_{shell_1}=[(L_0 \cdot V_e \cdot \text{SQRT}(OD)^3) / (ME \cdot 600,000)]^{0.4}$	in / mm	0.2733 6.94

Check for External Pressure (per Jawad based on Stiffener Section Modulus)

Design Length	L_0	ft / in	23.34	280.05
Design Diameter	D_0	ft / in	205.71	2,468.50
	$M=\text{max}(M_{seismic}, M_{wind})$	[ft-lb] / [m-kgf]	166,298,897	23,006,705
	S	PSI / [Kg/cm ²]	23,200	1,631.1
	E	-	1.00	
Thickness required for M	$t_q=M / (R^2 \cdot \text{PI} \cdot S \cdot E)$	in / mm	0.0180	0.46
Top Course thickness available to resist external pressure	$t_{np}=t_{top_course} - t_q$	in / mm	0.3570	9.07
	D_0/t	-	78992 > 1000	
	Since $D_0/t > 1000$, Will not Perform ASME Vacuum Calculator	PV	IN.H2O / PSI	1.00 0.0360
Per Jawad, based on D_0/t	E	PSI / [Kg/cm ²]	28,800,000	2,024,840
	$P_{ext_shell_3}=-0.866 \cdot E / [(L_0/D_0) \cdot (D_0/t_{top_shell_course})^2 \cdot 5]$	IN.H2O / PSI	-1.73	-0.0625
Back Calculate Using Course Actual values	$t_{shell_min_2}=D_0 / [(0.866 \cdot E) / (PV \cdot (L_0/D_0))^{2/5} + ca_{top_course}]$	in / mm	0.3007	7.64
	$P_{ext_shell}=\text{MAX}(P_{ext_shell_2}, P_{ext_shell_3})$	IN.H2O / PSI	-1.73	-0.0625
	Since $PV \geq P_{ext_shell}$, No Stiffeners Required			

Intermediate Girder Calculations Shell Thickness Summary

NOTE: Course t external values below exclude Corrosion Allowance				
--				
1 t.external.1=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64
2 t.external.2=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64
3 t.external.3=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64
4 t.external.4=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64
5 t.external.5=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64
6 t.external.6=MAX(t _{shell_min_1} , t _{shell_min_2})		in / mm	0.3007	7.64

Bottom Compression Ring Calculation (For Conical or Dished Bottoms)

Bottom Compression Ring			NA
-------------------------	--	--	----

6) SHELL SUMMARY Variable-Point-Design Method (API-650 Sec.3.6.4)

6

Course # 1 Summary -

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.9095	23.10
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.9095	23.10
t.actual		in / mm	0.9375	23.81
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	197,655	89,655
	(Corroded)	lbf / kgf	184,483	83,680

Course # 2 Summary -

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.7225	18.35
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.7225	18.35
t.actual		in / mm	0.7500	19.05
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	158,136	71,729
	(Corroded)	lbf / kgf	144,962	65,754

Course # 3 Summary -

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.5796	14.72
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.5796	14.72
t.actual		in / mm	0.6250	15.88
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	131,787	59,777
	(Corroded)	lbf / kgf	118,611	53,801

Course # 4 Summary -

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.4355	11.06
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.4355	11.06
t.actual		in / mm	0.4375	11.11
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	92,258	41,847
	(Corroded)	lbf / kgf	79,080	35,870

Course # 5 Summary -

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.4337	11.02
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.4337	11.02
t.actual		in / mm	0.4375	11.11
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	92,258	41,847
	(Corroded)	lbf / kgf	79,080	35,870

Course # 6 Summary T_shell_min governs. See the Stiffening Rings Calculations

t-Calc=MAX(t-Calc_VP, t_shell_min)		in / mm	0.3007	7.64
t-650min (per API-650 Section 3.6.1.1)		in / mm	0.3750	9.53
t.required=MAX(t.design, t.test, t.min650)		in / mm	0.3750	9.53
t.actual		in / mm	0.3750	9.53
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.65
Weight=Density*PI*((12*OD)-t)*12*Width*t	(New)	lbf / kgf	79,080	35,870
	(Corroded)	lbf / kgf	65,902	29,893

7) FLAT BOTTOM: Flat Bottom: Annular

Bottom Plate Material	A-283-C	▼
Annular Bottom Plate Material	A-283-C	▼

Weight of Bottom Plate

Flat Bottom Plate OD	Bottom_OD	ft / mm	206.0420	62,801.6
Bottom Plate Corrosion Allowance	CA	in / mm		
Actual Bottom Plate Thickness	t.actual	in / mm	0.2500	6.35
Joint Efficiency		-	0.35	
Actual Annular Bottom Plate Thickness	t.AnnRing	in / mm	0.3125	7.94
Actual Annular Ring Width inside Shell ID	AnnRing_Width	in / mm	24.00	609.60
Bottom_Area=PI/4*(OD-2*t_course_1-2*AnnRing_Width)^2		in^2 / m^2	4,594,397	2,964.1
Annular_Area=PI/4*(Bottom_OD)^2-Bottom_Area		in^2 / m^2	206,960	133.5
Btm_Density		[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65
Ann_Density		[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65
Weight = Btm_Density*t.actual*Bottom_Area+Ann_Density*t_AnnRing*Annular_Area	(New)	lbf / kgf	343,721	155,909
	(Corroded)	lbf / kgf	343,721	155,909

API-650 Calculation of Hydrostatic Test Stress & Product Design Stress (per API-650 Section 3.5.1)

t_1	Bottom (1st) Shell Course thickness	in / mm	0.9375	23.81
	H'=Max. Liq. Level + P(psi)/(0.4332)	ft / mm	46.2598	14,099.99
	Hydrostatic Test Stress in Bottom (1st) Shell Course			
	St=2.6*OD*(H'-1)/t_1	PSI / [Kg/cm^2]	25,821	1,815
				--
	Product Design Stress in Bottom (1st) Shell Course			
	Sd=2.6*OD*(H'-1)*G/(t_1-ca_1)	PSI / [Kg/cm^2]	27,139	1,908
	Limit for Non-Annular Bottom	PSI / [Kg/cm^2]	22,667	1,593.62
				--

API-650

For Non-Annular Bottom Plates (per Section 3.4.1)	t_min=0.25+CA	in / mm	0.2500	6.35
	t-Calc=t_min	in / mm	0.2500	6.35
	t_Annular_Ring=t.AnnRing	in / mm	0.3125	7.94
For Annular Bottom Plates (per API-650 3.5.3)	t_Min_Annular_Ring=0.28125+CA	in / mm	0.2813	7.14
	W_Annular_Ring=AnnRing_Width	in / mm	24.00	609.60
Min. Annular Ring Width (per API-650 Sec.3.5.2)	W_int=390*t_b/SQRT(H*G)	in / mm	14.47	367.62
	W_int	in / mm	24.00	609.60

Vacuum Calculations (per ASME Section VIII Div. 1)

Weight Resisting External Vacuum (Corr. Btm. Plate + Min. Liq. Level)				
P_btm=Density*(t.actual-CA)		IN.H2O / PSI	1.96	0.0708
P_ext=PV+P_btm		IN.H2O / PSI	1.96	0.0708
Since P_ext>0, P_ext=0		IN.H2O / PSI	0.00	0.0000
td_ext=t-Calc - CA	(1st course)	in / mm	0.8470	21.51
ts=t.actual - CA	(1st course)	in / mm	0.8750	22.23
C=0.33*td_ext/ts		-	0.3194	-
C		-	0.3194	-
t-Vac=OD*SQRT(C*P_ext/SE)+CA		in / mm	0.0000	0.00
t-Calc=MAX(t-Calc, t-Vac)		in / mm	0.2500	6.35
Vacuum limited by bottom plate thickness				
P_max_external=-(((t-CA)/OD)^2*(S*E/C)+P_btm		IN.H2O / PSI	-1.97	-0.0711

Flat Bottom: Annular SUMMARY

Bottom Plate Material	A-283-C	
t.required	in / mm	0.2500 6.35
t.actual	in / mm	0.2500 6.35
Annular Bottom Plate Material	A-283-C	
Minimum Annular Ring Thickness	in / mm	0.2813 7.14
t.AnnRing	in / mm	0.3125 7.94
Min. Annular Ring Width (per API-650 Sec.3.5.2)	in / mm	14.47 367.62
Actual Annular Ring Width inside Shell ID	in / mm	24.00 609.60

8) WIND MOMENT -

Wind Velocity	vs	mph / kmh	70.00	112.72
Velocity Factor	$vf=(vs/120)^2$	-	0.34	
Height of Roof	$hR=$	ft / mm	6.43	1,959.38
Thickness of Roof Insulation	t_{ins}	ft / mm		
	Alpha	deg / rad	3.58	0.06
Vertical Projected Area of Roof	$Ap_{vert}=pt*OD^2/48$	ft ² / m ²	661.2	7,117.2
Horizontal Projected Area of Roof (per API-650 3.2.1.f)				
Moment Arm of UPLIFT wind	$fcXw=OD/2$	ft / mm	102.9	31,350.0
Projected Area of roof for wind	$Ap=PI*R^2$	ft ² / m ²	33,235.0	3,091.7
Moment Due to Wind Force on Roof	$M_{roof}=(vf)(30)(Ap)(Xw)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	34,895,764	4,827,678
Moment Arm of Wind Force on Shell	$Xs=H/2$	ft / mm	24.0	7,315.2
Projected Area of Shell	$As=H*(OD+t_{ins}/6)$	ft ² / m ²	9,874.0	918.5
Moment Due to Wind Force on Shell	$M_{shell}=(vf)(18)(As)(Xs)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	1,451,481	200,806
Wind Moment	$Mw=M_{roof}+M_{shell}$	[ft-lbf] / [m-kgf]	36,347,244	5,028,484
Net weight (Per API-650 3.11.3)(Force due to corroded weight of shell and shell-supported roof plates less 40% of F.1.2 Uplift force.)				
	$W=W_{shell}+W_{roof}-0.4*P*(PI/4)(144)(OD^2)$	lbf / kgf	749,298	339,876

Resistance to Overturning (per API-650 3.11.2)

An unanchored Tank must be meet these two criteria:				
1) $0.6Mw+MPI < MDL/1.5$				
2) $Mw+0.4MPI < (MDL+MF)/2$				
Desestabilizing Wind Moment	Mw	[ft-lbf] / [m-kgf]	36,347,244	5,028,484
Destabilizing Moment about the Shell-to-Bottom Joint from Design Pressure	$MPI=P*(PI*OD^2/4)*(144)*(OD/2)$	[ft-lbf] / [m-kgf]		
Stabilizing Moment about the Shell-to-Bottom Joint from the Shell and Roof weight supported by the shell	$MDL=(W_{shell}+W_{roof})*OD/2$	[ft-lbf] / [m-kgf]	77,068,584	10,662,105
Circumferencial loading of contents along Shell-to-Bottom Joint	Annular Bottom Ring thickness	ta	in / mm	0.3125 7.94
	$Wa=4.67*ta*SQRT(Sy_{btm}*H_{Liq})$	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,751.3	2,604.4
Stabilizing Moment due to Bottom Plate and Liquid Weight	$MF=(OD/2)*wa*PI*OD$	[lbf/ft] / [kgf/m]	116,405,458	173,116,814
Criteria 1		ft/lbf	21,808,347	< 51,379,056
				Tank is stable
Criteria 2			36,347,244	< 96,737,021
				Tank is stable

Resistance to Sliding (per API-650 3.11.4)

	$F_{wind}=vF*(15*Ap_{vert}+18*As)$	lbf / kgf	63,853	28,963
	W_{min_Liquid}	lbf / kgf		
Maximum of 40% of Weight of Tank	$F_{friction}=0.4*(W_{Roof_Corroded}+W_{Shell_Corroded}+W_{min_Liquid})$	lbf / kgf	543,652	246,596
	No anchorage needed to resist sliding since $F_{friction} > F_{wind}$ (due to Wind and Uplift)			

Anchored Tanks (per API-650 3.11.3)

Anchor Tension Required to Resist Wind Moment				
	Number of Anchor Bolts or Legs	N	-	
	Diameter of Anchor Circle	D	ft / m	
	$bt_{wind}=4*Mw/(D*N)-W/N$		lbf / kgf	

9) SEISMIC MOMENT		(API-650 APPENDIX E & API-620 APPENDIX L)	
Zone coefficient for zone 4 (from Table E-2)	Z	-	0.400
Importance Factor	I	-	1.25
Site amplification factor (from Table E-3)	S	-	1.20
Lateral earthquake force coefficient	C1	-	0.60
Factor for D/H from figure E-4	$k=0.578/\sqrt{\tanh(3.67/(D/H))}$	-	4.447 > 3/4
Natural Period of First Sloshing Mode	$T=k*\sqrt{OD}$	sec.	10.064 >= 4.5
Lateral earthquake force coefficient	$C2=3.375*S/T^2$	-	0.040
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	Wt	lbf / kgf	94,012,824 42,643,500
From Figures E-2 & E-3			
chart factor	$X1_H=X1/H=0.375$	-	0.375
chart factor	$X2_H=X2/H=1-[\cosh(3.67/(D/H))-1]/[(3.67/(D/H))*\sinh(3.67/(D/H))]$	-	0.527 0.540
chart factor	$W1_Wt=W1/Wt=[\tanh(0.866 D/H)]/[0.866 D/H]$	-	0.259 0.253
chart factor	$W2_Wt=W2/Wt=0.23*(D/H)*\tanh(3.67/(D/H))$	-	0.693 0.680
Height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W1	$X1=(X1_H)*H$	ft / mm	17.35 5,287
Height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W2	$X2=(X2_H)*H$	ft / mm	24.67 7,519
Weight of the effective mass of the tank contents that move in unison with the tank shell	$W1=(W1_Wt)*Wt$	lbf / kgf	24,091,535 10,927,736
Weight of the effective mass of the tank contents that move in the first sloshing mode	$W2=(W2_Wt)*Wt$	lbf / kgf	64,576,565 29,291,438
Total weight of the tank shell	$W_{Insulation}$	lbf / kgf	
	$W_s=W_{shell} + W_{insulation}$ (New Condition)	lbf / kgf	751,173 340,726
Total weight of the tank roof (fixed or floating) plus a portion of the snow load	$Snow\ Load=S*Roof_Area$	lbf / kgf	
	$W_{Insulation}$	lbf / kgf	
	$W_r=W_{roof}+Snow\ Load+W_{Insulation}$ (New Condition)	lbf / kgf	254,675 115,519
Height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity	Xs	ft / mm	24.00 7,315.2
Overturning moment applied to the bottom of the tank shell			
	$C1*W_s*X_s$	[ft-lbf] / [m-kgf]	10,816,895 1,496,471
	$C1*W_r*H_t$	[ft-lbf] / [m-kgf]	7,334,637 1,014,715
	$C1*W1*X1$	[ft-lbf] / [m-kgf]	250,755,654 34,690,960
	$C2*W2*X2$	[ft-lbf] / [m-kgf]	63,690,208 8,811,265
	$M_s = Z^1*(C1*W_s*X_s + C1*W_r*H_t + C1*W1*X1 + C2*W2*X2)$	[ft-lbf] / [m-kgf]	166,298,697 23,006,705
Weight of the tank shell and the portion of the fixed roof supported by the shell, of shell circumference			
Weight of Shell	$W_s=W_{shell} + W_{insulation}$ (New Condition)	lbf / kgf	751,173 340,726
Weight of Roof Plates Supported by Shell	W_{roof2} (New)	lbf / kgf	77,181 35,009
	$w_r=(W_{shell}+W_{roof2})/(PI*OD)$ (New Condition)	[lbf/ft] / [kgf/m]	1.282 1,906
Resistance to Overturning (per Section E.4.1, E.4.2, assuming no anchors)			
Thickness of the bottom plate under the shell	$t_b=1-CA$ (for Bottom Plate)	in / mm	0.25 6.35
Minimum specified yield strength of the bottom plate under the shell	Sy	PSI / [Kg/cm^2]	30,000 2,109
Maximum weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, of shell circumference	$w_l=7.9*(t_b)^1*\sqrt{S_y*G*H}$	[lbf/ft] / [kgf/m]	2,304 3,427
	$1.25*G*H*OD$	[lbf/ft] / [kgf/m]	11,669 17,354
Unanchored tanks (section E.5.1)	$M_s/(OD^2*(w_t+w_l))$		1.10 <= 1.5
$M_s/(OD^2*(w_t+w_l)) \leq 1.5$			
Maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell, of shell circumference	$(b+w_l)/(w_t+w_l)$ (From Fig. E-5)	-	2.63 2.59
	$b=[(b+w_l)/(w_t+w_l)]*(w_t+w_l)-w_l$	[lbf/ft] / [kgf/m]	7,059 10,497
Anchored Tanks (Section E.5.2)			
Maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell, of shell circumference	$b=w_t+1.273*(M_s/OD^2)$	[lbf/ft] / [kgf/m]	6,285 9,346
Maximum allowable shell compression (Section E.5.3)			
Thickness of the bottom shell course, excluding any corrosion allowance	t	in / mm	0.88 22.23
	$b/(12t)$	PSI / [Kg/cm^2]	672 47
	$G*H*OD^2/t^2$	-	2,508,199
Max. Allowable longitudinal compressive stress in the shell	$F_a=10^6*t/OD$	PSI / [Kg/cm^2]	4,254 299
	Fa limit = $0.5*F_{ty}$	PSI / [Kg/cm^2]	18,000 1,266
	$F_a=10^6*t/OD$	PSI / [Kg/cm^2]	4,254 299
$t=0.875^* \text{ is OK since } (b/12t) \leq F_a$			
Anchorage of Tanks (Section E.6.1)			
Number of Anchor Bolts or Legs	N	-	
Diameter of Anchor Circle	D	ft / m	
Net uplift due to internal pressure	Net_Uplift	lbf / kgf	
Minimum anchorage resistance due to seismic moment	$MAR=1.273*(M_s/OD^2+Net_Uplift/Circumference)$	[lbf/ft] / [kgf/m]	
Anchor tension req'd to resist seismic moment	$bt_{seis}=MAR*D*PI/(N)$	lbf / kgf	

12) CAPACITIES and WEIGHTS

Shell capacity to upper TL	gal / bbl / m3	11,928,613	284,014.6	45,104.7
Shell capacity to max. LL	gal / bbl / m3	11,496,151	273,717.9	43,469.4

	New Condition		Corroded	
	lbf	kgf	lbf	kgf
Shell	751,173	340,726	672,117	304,867
Roof Plates	254,675	115,519	254,675	115,519
Roof Structure	266,111	120,706	266,111	120,706
Bottom	343,721	155,909	343,721	155,909
TOTAL	1,615,680	732,860	1,536,624	697,001

Weight of Tank, Empty	lbf / kgf	1,615,680	732,860
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	lbf / kgf	94,012,824	42,643,500
Weight of Tank, Full	lbf / kgf	99,165,076	44,980,522
Weight of Tank, Full of Water	lbf / kgf	101,054,412	45,837,511
Foundation Area Req'd	ft^2 / m^2	33,235.0	3,091.7
Foundation Loading, Empty	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	48.6	237.1
Foundation Loading, Full	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	2,983.8	14,554.9
Foundation Loading, Full of Water	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	3,040.6	14,832.2

13) FOUNDATION LOADS

OVERTURNING MOMENTS

Wind Ringwall Foundation Moment	[ft-lbf] / [m-kgf]	36,347,244	5,028,484
Seismic Ringwall Foundation Moment	[ft-lbf] / [m-kgf]	186,298,897	23,006,705

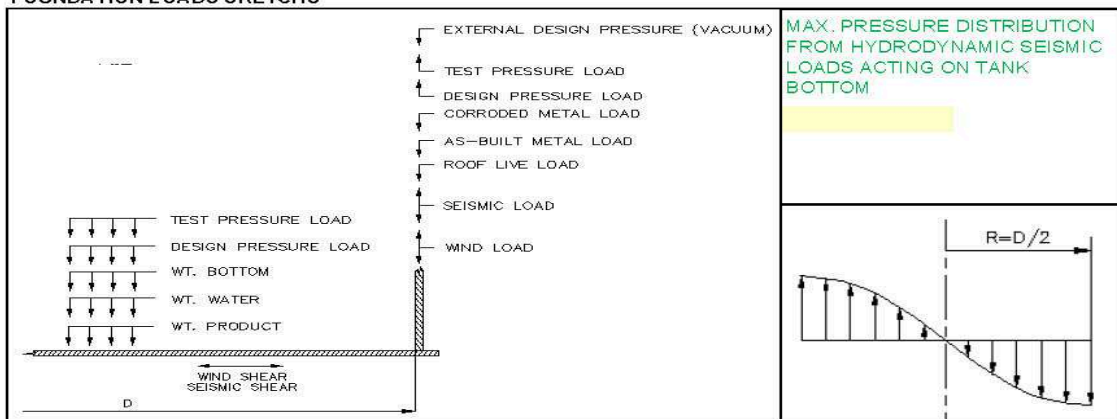
RINGWALL LOADS

Test Pressure Load	[lbf/ft] / [kgf/m]		
Design Pressure Load	[lbf/ft] / [kgf/m]		
External Design Pressure (Vaccum)	[lbf/ft] / [kgf/m]		
Corroded Metal Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,434.1	2,132.8
As-Built Metal Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,556.4	2,314.7
Roof Live Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,028.5	1,529.6
Seismic Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	4,728.1	7,031.6
Wind Load	[lbf/ft] / [kgf/m]	1,093.6	1,626.5

BOTTOM LOADS

Test Pressure Load	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]		
Design Pressure Load	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]		
As-Built Metal Load	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	10.3	50.4
Weight of tank contents @ Max. Liquid Level	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	2,828.7	13,798.7
Weight of water @ Top Angle	[lbf/ft^2] / [kgf/m^2]	2,992.0	14,595.1
Wind Shear	lbf / kgf	399,751.9	181,324.4
Seismic Shear	lbf / kgf	8,820,212.0	4,000,780.9

FOUNDATION LOADS SKETCHES



NOTES

- THE MAXIMUM COMBINATION OF FOUNDATION LOADS SHOULD BE USED FOR DESIGN OF FOUNDATION, CHECKING BEARING STRESSES ON THE FOUNDATION AND FOR DESIGN OF PIPE VAULTS, IF ANY, BENEATH TANK SHELL.
- FOUNDATION LOADS DO NOT INCLUDE WEIGHT OF LINING OR CUSTOMER EQUIP.
- THE OVERTURNING MOMENTS SHOULD BE USED FOR CHECKING OVERALL FOUNDATION STABILITY AND SOIL BEARING PRESSURES.
- THE MINIMUM REQUIRED COMPRESSIVE STRENGTH OF THE CONCRETE FC, SHALL BE 3000 PSI IN 28 DAYS, PER ACI 318.95
- TOP OF FOUNDATION SHALL BE LEVEL WITHIN (+)(-) 1/8" WITHIN ANY 30'-0" OF THE CIRCUMFERENCE AND WITHIN (+)(-) 1/4" IN THE TOTAL CIRCUMFERENCE MEASURED FROM THE AVERAGE ELEVATION.

14) MAWP & MAWW SUMMARY

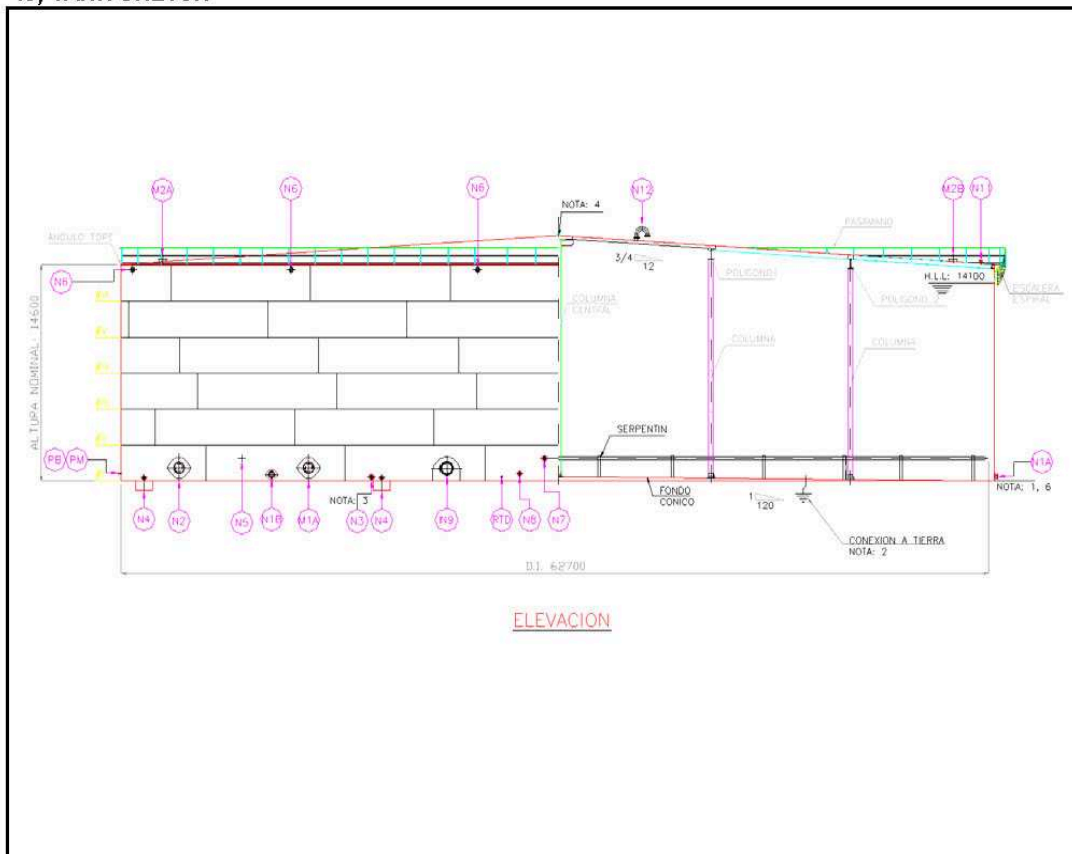
MAXIMUM CALCULATED INTERNAL PRESSURE

Per API 650 App. F.1.3 & F.7	MAWP	PSI / IN. H2O	2.50	69.25
Max. Calculated Internal Pressure (due to Shell)	MAWP	PSI / IN. H2O	0.013	0.36
Max. Calculated Internal Pressure (due to Roof)	MAWP	PSI / IN. H2O	0.062	1.73
	TANK MAWP	PSI / IN. H2O	0.013	0.36

MAXIMUM CALCULATED EXTERNAL PRESSURE

Per API 650 App. V.1	MAWW	PSI / IN. H2O	-1.00	-27.70
Max. Calculated External Pressure (due to Shell)	MAWW	PSI / IN. H2O	-0.036	-1.01
Max. Calculated External Pressure (due to Roof)	MAWW	PSI / IN. H2O	-0.115	-3.19
Max. Calculated External Pressure (due to Bottom Plate)	MAWW	PSI / IN. H2O	-0.071	-1.97
	TANK MAWW	PSI / IN. H2O	-0.036	-1.01

15) TANK SKETCH



4.4 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ACTUANTES

Debido a las operaciones de llenado y vaciado de líquidos inflamables en los tanques de almacenamiento, el vapor sobre la superficie del producto dentro del

tanque puede alcanzar su límite de flamabilidad. La ignición del vapor puede causar una sobre presurización súbita que afectaría la integridad estructural del tanque. Para prevenir la falla del cuerpo o del fondo, las reglas del API intentan asegurar que la unión techo-cuerpo falle antes que ocurra la falla del cuerpo o su unión con el fondo, así la falla de la junta frágil techo-cuerpo proveería una grande área de ventilación y reduciría la presión en el tanque (Fig. 4.3).

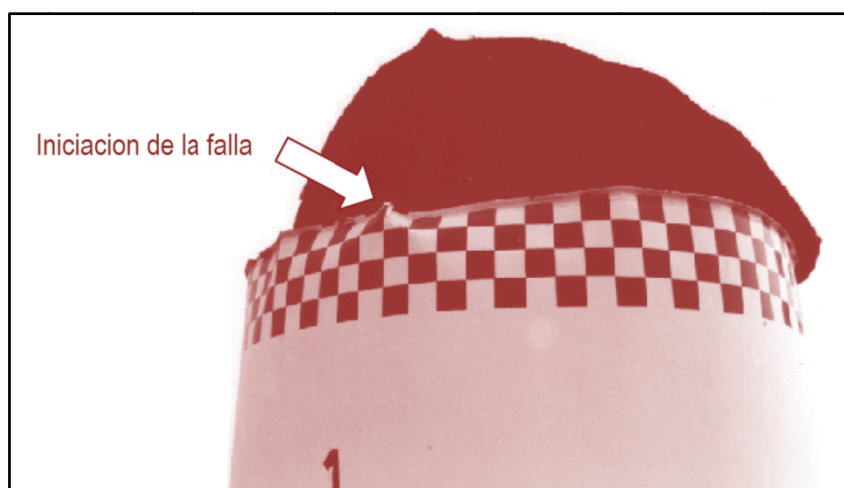


Figura 4.3 Iniciación de falla de un tanque debido al pandeo local

Aunque el criterio del API funciona adecuadamente en tanques grandes, los tanques pequeños no siempre logran este objetivo. El API no controla directamente el diseño de la unión techo-cuerpo, y en su lugar intenta asegurar la falla de la junta superior a menor presión que la requerida para levantar el peso del tanque. Se asume que sin levantamiento, la junta cuerpo-fondo no tendrá cargas adicionales significativas y se evitaría así su falla por fluencia.

El presente trabajo investigativo evidencia que para grandes tanques, la junta techo-cuerpo falla antes del levantamiento del tanque, pero en tanques pequeños el levantamiento ocurre antes que la junta techo-cuerpo falle. Debido al levantamiento del tanque, se incrementa la posibilidad de falla de la junta cuerpo-fondo, por esta razón es necesario investigar los esfuerzos relativos de las juntas techo-cuerpo y cuerpo-fondo, con el fin de proveer sugerencias o criterios para el diseño de la junta frágil de techo aplicable a tanques pequeños.

Los resultados de los siguientes análisis, fueron realizados usando programas de elementos finitos, para obtener esfuerzos y desplazamientos en el tanque a las presiones correspondientes que causan los modos de falla. Las presiones a cada modo de falla pueden utilizarse como guía para evaluar la seguridad del tanque frente a sobre-presiones, requiriéndose de la evaluación elásto - plástica de las respuestas del tanque, así como también del análisis de pandeo.

4.4.1 RESPUESTA DEL TANQUE A LA SOBRE-PRESURIZACIÓN

Examinando las respuestas a la sobre-presurización del segundo tanque diseñado en el presente capítulo, se observa en los diagramas del apéndice J que las juntas techo-cuerpo y cuerpo-fondo actúan en compresión circunferencial a sus respectivas presiones de falla. Esto genera un pandeo circunferencial del techo ó fondo cerca de su unión, aunque el segundo caso es menos frecuente. Si el pandeo ocurre, se reduce la participación del techo en soportar la carga compresiva en la unión, por tanto existirá una menor presión de falla que si el pandeo no ocurre, como es el caso de un tanque vacío.

De las respuestas para los siguientes cuatro casos: - cero presión manométrica interna, - presión requerida para levantar el tanque, - presión requerida para alcanzar la falla de la unión techo-cuerpo, - presión requerida para alcanzar la falla cuerpo-fondo; se obtienen los siguientes resultados basados en análisis elásticos e inelásticos (ver Tabla 4.4):

Tabla 4.4 Respuestas principales del tanque #2 sometido a presión interna

ANÁLISIS Y CONDICIÓN DE CARGA	Cero presión manométrica interna	Presión requerida para levantar el tanque	Presión requerida para alcanzar la falla de la unión techo-cuerpo	Presión requerida para alcanzar la falla de la unión cuerpo-fondo
Elástico – Tq. Vacío (Ver App J, Figs. J1 ~ J8)	P=0 psig Despl.Fondo=-0.019" Esfuerzo_F=201 psi	P=0.214 psig Despl.Fondo=-0.0" Esf_T=63500 psi	P=0.115 psig Despl.Fondo=-0.012" Esf_T=30000 psi	P=0.403 psi Despl.Fondo=27.88" Esf_F=42000 psi
Elástico – Tq. Lleno (Ver App J, Figs. J9 ~ J16)	P=0 psig Despl.Fondo=-0.079" Esfuerzo_F=25180psi	P=0.536 psig Despl.Fondo=-0.0" Esf_T=142900 psi	P=0.115 psig Despl.Fondo=-0.072" Esf_T=30000 psi	P=1.612 psi Despl.Fondo=11.691" Esf_F=42000 psi
Plástico – Tq. Vacío	P=0 psig Despl.Fondo=-0.019" Esfuerzo_F=201 psi	P=0.214 psig Despl.Fondo=-0.0" Esf_T=123000 psi	P=0.079 psig Despl.Fondo=-0.016" Esf_T=30000 psi	P=0.349 psi Despl.Fondo=25.173" Esf_F=42000 psi
Plástico – Tq. Lleno	P=0 psig Despl.Fondo=-0.079" Esfuerzo_F=25180psi	P=0.536 psig Despl.Fondo=-0.0" Esf_T=262200 psi	P=0.079 psig Despl.Fondo=-0.076" Esf_T=30000 psi	P=1.598 psi Despl.Fondo=11.661" Esf_F=42000 psi

Puede observarse de los resultados lo siguiente:

- La presión requerida para levantar el tanque es una función del nivel del líquido almacenado.
- El efecto del pandeo en el techo (y el fondo) puede ser significativo. Sin pandeo la presión de falla es mayor que cuando existe pandeo, por consiguiente la presión real de falla variará entre estos dos límites.
- Puede ocurrir un levantamiento significativo del fondo a la presión de falla de la junta techo-cuerpo en tanques pequeños, causando la falla de las tuberías y otros elementos unidos al tanque.
- La diferencia entre la presión que causa la falla de la junta techo-cuerpo y la junta cuerpo-fondo es relativamente pequeña para tanques vacíos.

Este comportamiento puede usarse como un nuevo criterio de diseño de tanques con junta frágil. Debido a que el levantamiento no siempre puede prevenirse, el nuevo criterio deberá acomodarse al fenómeno de levantamiento, introduciéndose varios nuevos modos de falla: fluencia del cuerpo en la junta cuerpo-fondo, falla de la soldadura cuerpo-fondo, y falla de las juntas traslapadas del fondo. Debido a lo impráctico de probar todos los diseños del tanque, y a que su comportamiento es suficientemente complejo como para resolverlo mediante análisis simplificados, se utilizan análisis con elementos finitos para establecer las respuestas de un rango de tanques a la sobre-presurización. Los resultados son usados referencialmente para aproximar los cálculos en el proceso de diseño de tanques dentro del rango.

4.4.2 CRITERIOS DE DISEÑO ADICIONALES PARA TANQUES CON JUNTA FRÁGIL

Los análisis anteriores conducen al establecimiento de puntos significativos aplicables a tanques que intentan tener junta frágil de techo, convirtiéndose en criterios para la nueva propuesta de diseño:

- Para tanques pequeños, se espera un levantamiento significativo a la presión de falla de la junta de techo. Esto significa que el simple criterio del no levantamiento del API 650, no puede ser usado en todos los casos.
- Para todos los tanques, la presión de falla de la junta del fondo se incrementa cuando el tanque está lleno. Esto significa que la junta del fondo es más resistente con el tanque lleno.
- Algunos tanques grandes no se levantan y no requieren evaluaciones adicionales. Además, si el tanque está anclado, el levantamiento es restringido y la junta del fondo está protegida.
- Para tanques en los que se espera el levantamiento, el criterio de diseño debe basarse en la resistencia relativa de las juntas de techo y fondo. Para tanques vacíos sugiero una relación de falla entre juntas de 1.5 y para tanques llenos de 2.5.
- Para tanques que experimentan levantamiento, es necesario asegurar una adecuada resistencia del fondo de los tanques, que puede cumplirse al demostrar que los esfuerzos del fondo son inferiores al admisible ó aplicando soldadura de penetración completa a tope de las placas de fondo en un ancho radial desde el cuerpo de $(R-R_{up})+24"$, donde R =radio del tanque, y R_{up} =radio de levantamiento.

Si estos criterios fueran adoptados por el API 650, sería posible diseñar tanques pequeños que cumplan el concepto de junta frágil. La mayoría de tanques grandes cumplen el requerimiento de junta frágil, aunque puede ser necesario asegurarse que sus conexiones se adapten al levantamiento para algunos tanques de tamaño intermedio.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES GENERALES

- El presente trabajo investigativo alcanzó el objetivo inicialmente planteado, en lo referente a la consolidación de prácticas industriales y recomendaciones de fabricantes junto a las consideraciones particulares de diseño de los códigos y estándares aplicables.
- Con base en el estudio e investigación suficiente del comportamiento estructural de este tipo de estructuras, sus aplicaciones y limitaciones, fue posible establecer una metodología adecuada para el proceso de cálculo de cada uno de los componentes principales, e incluirla en un programa informático que agilite el proceso de diseño. El programa tiene una arquitectura totalmente abierta, puede ser modificado y personalizado fácilmente; esto facilitará su actualización según vengan nuevas revisiones de los principales códigos de diseño.
- Con el fin de obtener resultados confiables se sometió el programa desarrollado a un proceso de depuración, mediante la aplicación de una serie de revisiones, verificaciones y validaciones de las rutinas internas de cálculo; ya sea por comparación de resultados con cálculos manuales y con modelaciones de tanques en programas estructurales que utilizan técnicas de elementos finitos, ó por comparación con planos y memorias de tanques anteriormente construidos en el país y de fuentes bibliográficas confiables. Este proceso de revisión tardó 10 meses aproximadamente, tiempo en el cual el programa también fue utilizado para desarrollar un proyecto de ingeniería y construcción de 18 tanques de almacenamiento de petróleo para Oxyandina - Colombia.

- Actualmente el programa es usado para el diseño y presentación de ofertas de tanques de gran volumen de almacenamiento requeridos por Petroindustrial, Petrocomercial y Andes Petroleum, lográndose alta competitividad y reducción considerable de tiempos invertidos en la etapa de diseño.
- Fue necesaria la inversión de tiempo adicional, no considerado en el plan inicial de tesis, debido a la dificultad en conseguir bibliografía especializada que sustente el desarrollo de esta investigación y en la validación de resultados con tanques construidos en las principales refinerías y campos de extracción de petróleo del país.
- En lo referente a la obtención de índices de fabricación útiles para la estimación de cantidades requeridas de recursos, tiempos y costos, en el Apéndice K se resumen los resultados de un análisis exhaustivo realizado para la obtención de pesos de materia prima requerida para la manufactura de tanques en función de su volumen nominal (para techos fijos y flotantes), así como también su índice de costos actualizado. El procedimiento utilizado para la obtención de datos consistió en la búsqueda histórica de información en las principales fábricas dedicadas a su fabricación y comercialización, así como también en bibliotecas técnicas de las refinerías y complejos petroquímicos nacionales e internacionales.
- La terminología, sistemas de unidades y el idioma que es normalmente usado para el diseño de este tipo de aplicaciones estructurales, difiere diametralmente con nuestra cultura e idiosincrasia latinas, donde se pudo constatar la inexistencia bibliográfica en idioma español, así como el uso de unidades preferentemente en sistema inglés. Por esta razón fue necesario desarrollar el programa en dos sistemas de unidades (ingles e internacional), pero manteniendo el idioma, los términos y la nomenclatura usados por los códigos internacionales (API, ASME, UBC, ASCE, etc.). Esto dificultó e incrementó el tiempo para el desarrollo del programa, pero con seguridad facilitará y será de aceptación internacional el resultado del diseño, particularmente porque los auditores y fiscalizadores dedicados a la

aprobación del proceso de diseño son todos extranjeros y de lengua inglesa (como son los inspectores API).

5.2 CONCLUSIONES PARTICULARES

- Tanques de almacenamiento con juntas frágiles son considerados en el API 650 bajo las siguientes premisas:
 - Las ecuaciones de diseño para la junta frágil de techo fueron derivadas basadas en la fluencia a compresión de la junta techo-cuerpo, y en simples ecuaciones de equilibrio estático,
 - Las áreas participantes a compresión fueron derivadas usando análisis lineal de cuerpos cilíndricos y cónicos, donde W_c corresponde a la longitud en la cual el esfuerzo a compresión se reduce a la tercera parte del máximo valor en el cuerpo, mientras que W_h corresponde a la mitad de la longitud donde el esfuerzo a compresión se reduce a la tercera parte del máximo valor de un cuerpo cónico,
 - La presión de falla calculada usando reglas del API 650 es significativamente menor que la predicha usando análisis de elementos finitos y observados en la realidad,
 - La presión de levantamiento calculada usando reglas del API 650 es muy cercana a la calculada usando análisis de elementos finitos.

- Para tanques con techos cónicos, se concluye lo siguiente:
 - En tanques con techo cónico, el pandeo elástico para el techo y su junta depende estrictamente de la inclinación del techo. Al incrementar la inclinación se incrementa la presión crítica de pandeo. Como resultado, techos poco inclinados iniciaran su pandeo elásticamente, mientras que techos muy inclinados no.
 - El pandeo elástico no causa la falla, pero conduce a una nueva configuración estable. Como consecuencia de este pandeo, los esfuerzos compresivos circunferenciales en la región pandeada son reducidos y una carga adicional es ubicada sobre el anillo o región a compresión. Sin

- embargo, esta carga adicional puede incrementarse hasta que ocurre la fluencia del anillo o región.
- La falla de un tanque soldado ocurre según lo previsto, iniciándose por un pandeo inelástico localizado, seguida por la falla general de la soldadura. Normalmente el primer pandeo ocurre a las 5 psi y la presión máxima estará entre 8 y 10 psi.
 - Las correas no tienen efecto aparente en la presión de falla o su localización en el tanque.
- Respecto al análisis general de un rango de tamaños de tanques se concluye:
 - Tanques vacíos con diámetros menores a 100 pies pueden levantarse antes de alcanzar la fluencia de la junta superior; sin embargo el levantamiento del fondo no necesariamente constituye la falla de la junta de fondo.
 - La resistencia relativa de las juntas de techo y fondo depende del nivel del líquido cuando ocurre una sobre-presurización. El peso del líquido previene el levantamiento inicial del fondo y reduce el esfuerzo en su unión con el cuerpo.
 - La presión calculada de falla de la junta frágil es menor que la presión para la fluencia de la junta de fondo, pero el margen de diseño (relación entre la presión de fluencia del fondo a la presión de falla de la junta superior) es mayor para tanques vacíos de gran diámetro.
 - Los parámetros considerados por los códigos y estándares para el diseño de este tipo de tanques son mínimos, y normalmente los fabricantes utilizan reglas de diseño más exigentes por requerimiento por los dueños y por seguridad o garantía.

5.3 RECOMENDACIONES

- Es necesario realizar actualizaciones periódicas del programa informático desarrollado como parte del alcance del presente trabajo investigativo, en base

a las nuevas ediciones de los códigos y nuevos requerimientos de los clientes, aunque los métodos de análisis vigentes no han experimentado modificaciones desde hace una década.

- Recomiendo el uso de métodos alternativos de diseño para tanques atmosféricos de 300,000 barriles ó más, así como también para tanques que trabajen a alta presión (entre 2.5 psig y 15 psig), para validación de resultados. Esto principalmente debido a la alta inversión económica en su fabricación y a la necesidad de conocer en detalle parámetros no considerados explícitamente en los códigos de diseño (deformación de las paredes y fondo, variabilidad de cargas en las fundaciones, interacción con tubería unida al tanque, esfuerzos localizados en regiones de soporte de cargas externas, etc.).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, **ASCE / SEI 7-05**. NY, USA. 2005.
2. UNIFORM BUILDING CODE. Structural Engineering Design Provisions, Volume II. California, USA. 1997.
3. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th Ed. Chicago – Illinois, USA. 1994.
4. AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. ASME Boiler & Pressure Vessel Code. Section IX - Welding and Brazing Qualifications. 2007 Ed. Add. 2008. NY, USA. 2008.
5. AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATIONS. Welded Steel Tanks for Water Storage, **D100-96**. Denver – Colorado, USA. 1997.
6. AMERICAN WELDING SOCIETY. Structural Welding Code – Steel. 2006 Ed., Miami – Florida, USA. 2006.
7. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Steel Plate Engineering Data, Volume 1 – Steel Tanks for Liquid Storage. 1992 Ed. Washington D.C., USA. 1992.
8. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Steel Plate Engineering Data, Volume 2 – Useful Information on the Design of Plate Structures. 1992 Ed. Washington D.C., USA. 1992.
9. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Evaporation loss from low-pressure tanks, **API Bulletin 2516**. Reaffirmed 2000. Washington D.C., USA. 2000.
10. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Bulletin on stability design of cylindrical shells, **API Bulletin 2U**, 3rd ed. Washington D.C., USA. June 2004.

11. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Design of flat plate structures, **API Bulletin 2V**, 3rd ed. Washington D.C., USA. June 2004.
12. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Interim Study – Prevention Suppression of Fires in Large Aboveground Atmospheric Storage Tanks, **API Publication 2021A**, 1st ed. Washington D.C., USA. July 1998.
13. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Preparing Tank Bottoms for Hot Work, **API Publication 2207**. 5th ed. Washington D.C., USA. September 1998.
14. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Wind Tunnel Testing of External Floating Roof Storage Tanks, **API Publication 2558**. 1st ed. Washington D.C., USA. Reaffirmed 2001.
15. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Aboveground Storage Tank Survey, **API Publication 301**. Washington D.C., USA. April 1989.
16. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Aboveground Storage Tank Standards: A tutorial, **API Publication 327**. Washington D.C., USA. September 1994.
17. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. API Standards 620, 650 and 653 Interpretations – Tank Construction and In-Service Inspection, **API Publication 850**, 1st ed. Washington D.C., USA. November 1997.
18. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Evaluation of Design Criteria for Storage Tanks with Frangible Roof Joints, **API Publication 937**. Washington D.C., USA. April 1996.
19. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Study to Establish Relations for Relative Strength of API 650 Cone Roof Roof-to-Shell and Shell-to-Bottom Joints, **API Publication 937-A**. Washington D.C., USA. August 2005.
20. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Management of Atmospheric Storage Tank Fires, **API RP 2021**. 4th ed. Washington D.C., USA. May 2001.

21. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Overfill Protection for Storage Tanks in Petroleum Facilities, **API RP 2350**. 3rd ed. Washington D.C., USA. January 2005.
22. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Recommended Practice for Classification of Location for Electrical Installation at Petroleum Facilities Classified as Class I, Division 1 and Division 2, **API RP 500**. 2nd ed. Washington D.C., USA. November 2002.
23. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Guide for Pressure-Relieving and Depressuring Systems, **API RP 521**. 4th ed. Washington D.C., USA. March 1997.
24. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Guidelines and Methods for Inspection of Existing Atmospheric and Low-pressure Storage Tanks, **API RP 575**. 2nd ed. Washington D.C., USA. May 2005.
25. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Cathodic Protection of Aboveground Petroleum Storage Tank, **API RP 651**. 3rd ed. Washington D.C., USA. November 2007.
26. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Lining of Aboveground Petroleum Storage Tank Bottoms, **API RP 652**. 3rd ed. Washington D.C., USA. 2005.
27. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Specification for Bolted Tanks for Storage of Production Liquids, **API Specification 12B**. 14th ed. Washington D.C., USA. February 1995.
28. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Specification for Field Welded Tanks for Storage of Production Liquids, **API Specification 12D**. 10th ed. Washington D.C., USA. November 1994.
29. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Specification for Shop Welded Tanks for Storage of Production Liquids, **API Specification 12F**. 11th ed. Washington D.C., USA. November 1994.

30. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Welding of Pipelines and Related Facilities, **API Standard 1104**. 20th ed. Washington D.C., USA. 2007.
31. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Venting Atmospheric and Low-Pressure Storage Tanks, **API Standard 2000**. 15th ed. Washington D.C., USA. April 1998.
32. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Requirements for Safe Entry and Cleaning of Petroleum Storage Tanks, **API Standard 2015**. 6th ed. Washington D.C., USA. August 2001.
33. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks, **API Standard 620**. 11th ed. Washington D.C., USA. 2008.
34. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Welded Steel Tanks for Oil Storage, **API Standard 650**. 11th ed. Washington D.C., USA. 2008.
35. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction, **API Standard 653**. 3rd ed. Washington D.C., USA. 2008.
36. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Comprehensive Report of API Crude Oil Characterization Measurements, **API Technical Report 997**. 1st ed. Washington D.C., USA. August 2000.
37. PETROECUADOR. Pinturas – Especificaciones para su aplicación. Norma Petroecuador 02. Quito, Ecuador. Enero 1992.
38. DIGRADO, B. THORP. G. The Aboveground Steel Storage Tank Handbook. John Wiley & Sons, Inc. NJ, USA. 2004.
39. AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. Floating Roofs, Their Design and Application. No. 73-PET-44. NY, USA. 1973.

40. GAS PROCESSORS SUPPLIERS ASSOCIATION. Engineering Data Book. 12ed. Tulsa, USA. 2004.
41. BEDNAR. H. Pressure Vessel Design Handbook. 2nd ed. Van Nostrand Reinhold Co. Florida, USA. 1986.
42. AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. ASME Boiler & Pressure Vessel Code. Section II – Part D – Properties Materials. 2007 Ed. Add. 2008. NY, USA. 2008.
43. BROWNELL LL. & YOUNG E. Process Equipment Design. Ed. John Wiley and Sons. NY, USA. 1968.
44. INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN. Código Ecuatoriano de la Construcción, CPE – INEN Parte 1. Quito, Ecuador. 2001.
45. MANOS, G.W. Earthquake Tank-Wall Stability of Unbraced Tanks. American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 8, including Erratum in Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No.3, NY, USA. March 1987.

APÉNDICES

APÉNDICE A. Propiedades físicas de líquidos

Tabla A.1.- Propiedades misceláneas de varios líquidos

Líquido	A Temp, de °F	Gravedad específica	Peso en Lbs. por Ft. ³	Punto de chispa °F
Acetaldehyde	64	0.783	49	-36
Acetic Acid	68	1.049	65	104
AceticAnhydride	68	1.083	68	121
Acetone	68	0.792	49	0
Aniline	68	1.022	64	158
Asphalts	60	1.03-1.5	64-94	450
Benzene	60	0.88	53	12
Bromine	68	3.119	195	—
Carbon Disulfide	68	1.263	79	-22
Carbon Tetrachloride	68	1.595	100	None
Caustic Soda, 66% Solution	68	1.7	106	—
Chloroform	68	1.489	93	None
Citric Acid	68	1.542	96	—
Corn Oil	59	0.921-0.928	57-58	490
Cottonseed Oil	68	0.926	58	486
Creosote	59	1.040-1.100	65-69	165
Dimethyl Aniline	68	0.956	60	145
Ether	77	0.708	44	—
Ethyl Acetate	68	0.901	56	24
Ethyl Alcohol (Ethanol)	68	0.789	49	55
Ethyl Chloride	43	0.917	57	-58
Ethyl Ether	68	0.714	45	-49
Formaldehyde, 37% in Water	68	1.139	71	130
#1 Fuel Oil	60	0.80-0.85	50-53	114-185
#2 Fuel Oil	60	0.81-0.91	51-57	126-230
#4 Fuel Oil	60	0.84-1.00	52-62	154-240
#5 Fuel Oil	60	0.91-1.06	57-66	130-310
#6 Fuel Oil	60	0.92-1.08	57-67	150-430
Gasoline (Motor Fuel)	60	0.70-0.76	44-47	-50
Glucose	-77	1.544	96	—
Glycerin	32	1.26	79	320
Hydrochloric Acid, 43.4% Sol.	60	1.213	76	None
JetFuelJP-1	59	0.8	50	100
Jet Fuel Jp-4	59	0.81	51	-10 +30
Kerosene	59	0.8	50	100
Lactic Acid	59	1.249	78	—
Linseed Oil-Raw and Boiled	68	0.93	58	403
Mercury	68	13.55	846	—
Methyl Alcohol (Methanoi)	68	0.792	49	54
Methyl Ethyl Ketone	68	0.806	50	20
Molasses	68	1.47	92	—
MTBE	68	0.74	46	14
Naphtha (Heavy)	—	0.885-0.970	55-61	174
Naphthalene	68	1.145	71	174
Nitric Acid, 91 % solution	68	1.49	93	—
Olive Oil	68	0.915	57	437
Peanut Oil	68	0.919	57	540
Petroleum Crude	59	0.78-0.97	49-61	20-90
Phenol	80	1.071	73	175
Soybean Oil	68	0.922	58	540
Sulfur	250	1.8	112	405
Sulfur Dioxide	14	1.45	91	—
Sulfuric Acid, 87% Solution	68	1.834	114	—
Tar	68	1.2	75	—
Tetrachloroethane	68	1.596	100	None
Toluene	68	0.867	54	40
Trichloroethylene	68	1.464	91	Poco Flamable
Turpentine	68	0.87	54	95
Water (Sea)	59	1.025	64	None
Water	39	1	62.4	None
p-Xylene	68	0.861	54	81

Tabla A.2. Constantes físicas de varios compuestos

No.	Compound	Formula	Physical Constants of Various Compounds						Liquid Specific Gravity 60°F/60°F	Ideal Gas SCF Gas/Gal. Liquid	Heating value, 60°F BTU/SCF		Specific Heat 60°F 14.696 psia Btu/lbm.F		Heat of Vaporization 14.696 psia at boiling point. Btu/lbm	Flammability limits. vol % in air mixture		No.
			Molar mass (molecularweight)	Boiling point, °F 14.696 psia	Vapor pressure. psia/100°F	Freezing point. °F 14.696 psia	Critical Pressure, psia	Critical Temperature, °F			Net	Gross	Cp, Liquid	Cp, Ideal Gas		Lower	Higher	
1	Methane	CH ₄	-16.043	-258.73	-(5000)	-298.44	666.4	-116.67	0.3	(59.135)	909.4	1010	—	0.52669	219.45	5	15	1
2	Ethane	C ₂ H ₆	30.07	-127.49	(800)	-297.04	706.5	89.92	0.35619	37.476	1618.7	1769.6	0.97225	0.40782	211.14	2.9	13	2
3	Propane	C ₃ H ₈	44.097	-43.75	188.64	-305.73	616	206.06	0.50699	36.375	2314.9	2516.1	0.61996	0.38852	183.01	2	9.5	3
4	Isobutane	C ₄ H ₁₀	58.123	10.78	72.581	-255.28	527.9	274.46	0.56287	30.639	3000.4	3251.9	0.57066	0.38669	157.23	1.8	8.5	4
5	n-Butane	C ₄ H ₁₀	58.123	31.08	51.706	-217.05	550.6	305.62	0.58401	31.79	3010.8	3262.3	0.57272	0.39499	165.93	1.5	9	5
6	Isopentane	C ₅ H ₁₂	72.15	82.12	20.445	-255.82	490.4	369.1	0.6247	27.393	3699	4000.9	0.53331	0.3844	147.12	1.3	8	6
7	n-Pentane	C ₅ H ₁₂	72.15	96.92	15.574	-201.51	488.6	385.8	0.63112	27.674	3706.9	4008.9	0.54363	0.38825	153.57	1.4	8.3	7
8	Neopentane	C ₅ H ₁₂	72.15	49.1	36.69	2.17	464	321.13	0.59666	26.163	3682.9	3984.7	0.55021	0.39038	135.58	1.3	7.5	8
9	n-Hexane	C ₆ H ₁₄	86.177	155.72	4.9597	-139.58	436.9	453.6	0.66383	24.371	4403.8	4755.9	0.53327	0.38628	143.94	1.1	7.7	9
10	2-Methylpentane	C ₆ H ₁₄	86.177	140.47	6.769	-244.62	436.6	435.83	0.65785	24.152	4395.2	4747.3	0.52732	0.38526	138.45	1.18	7	10
11	3-Methylpentane	C ₆ H ₁₄	86.177	145.89	6.103	—	453.1	448.4	0.66901	24.561	4398.2	4750.3	0.51876	0.37902	140.05	1.2	7.7	11
12	Neohexane	C ₆ H ₁₄	86.177	121.52	9.859	-147.72	446.8	420.13	0.65385	24.005	4384	4736.2	0.51367	0.38231	131.23	1.2	7	12
13	2,3-Dimethylbutane	C ₆ H ₁₄	86.177	136.36	7.406	-199.38	453.5	440.29	0.66631	24.462	4392.9	4745	0.51308	0.37762	136.07	1.2	7	13
14	n-Heptane	C ₇ H ₁₆	100.204	209.16	1.62	-131.05	396.8	512.7	0.6882	21.729	5100	5502.5	0.52802	0.38447	136	1	7	14
15	2-Methylhexane	C ₇ H ₁₆	100.204	194.09	2.272	-180.89	396.5	495	0.6831	21.568	5092.2	5494.6	0.52199	0.38041	131.58	1	7	15
16	3-Methylhexane	C ₇ H ₁₆	100.204	197.33	2.131	—	408.1	503.8	0.69165	21.838	5096	5498.6	0.51019	0.37882	132.1	(1.01)	(6.6)	16
17	3-Ethylpentane	C ₇ H ₁₆	100.204	200.25	2.013	-181.48	419.3	513.39	0.70276	22.189	5098.3	5500.7	0.5141	0.38646	132.82	(1.00)	(6.5)	17
18	2,2-Dimethylpentane	C ₇ H ₁₆	100.204	174.54	3.494	-190.86	402.2	477.23	0.67829	21.416	5079.6	5481.9	0.51678	0.38594	125.12	(1.09)	(6.8)	18
19	2,4-Dimethylpentane	C ₇ H ₁₆	100.204	176.89	3.293	-182.63	396.9	475.95	0.67733	21.386	5084.2	5486.7	0.5244	0.39414	126.57	(1.08)	(6.8)	19
20	3,3-Dimethylpentane	C ₇ H ₁₆	100.204	186.91	2.774	-210.01	427.2	505.87	0.69772	22.03	5086.4	5488.8	0.50138	0.38306	127.2	(1.04)	(7.0)	20
21	Triptane	C ₇ H ₁₆	100.204	177.58	3.375	-1281	428.4	496.44	0.69457	21.93	5081.2	5483.5	0.4992	0.37724	124.21	(1.08)	(6.8)	21
22	n-Octane	C ₈ H ₁₈	114.231	258.21	0.53694	-70.18	360.7	564.22	0.70696	19.58	5796.1	6248.9	0.52406	0.38331	129.52	0.8	6.5	22
23	Diisobutyl	C ₈ H ₁₈	114.231	228.39	1.102	-132.11	360.6	530.44	0.69793	19.33	5780.5	6233.5	0.5113	0.37571	122.83	(0.92)	(6.3)	23
24	Isooctane	C ₈ H ₁₈	114.231	210.63	1.709	-161.27	372.4	519.46	0.69624	19.283	5778.8	6231.7	0.48951	0.38222	112.94	0.95	6	24
25	n-Nonane	C ₉ H ₂₀	128.258	303.47	0.17953	-64.28	331.8	610.68	0.72187	17.807	6493.2	6996.5	0.52244	0.38246	124.36	0.7	5.6	25
26	n-Decane	C ₁₀ H ₂₂	142.285	345.48	0.06088	-21.36	305.2	652	0.73421	16.326	7189.6	7742.9	0.52103	0.38179	119.65	0.7	5.4	26
27	Cyclopentane	C ₅ H ₁₀	70.134	120.65	9.915	-136.91	653.8	461.2	0.7505	33.856	3512.1	3763.7	0.42182	0.27199	167.33	(1.48)	(8.3)	27
28	Methylcyclopentane	C ₆ H ₁₂	84.161	161.25	4.503	-224.4	548.9	499.35	0.75349	28.325	4199.4	4501.2	0.44126	0.301	148.54	1	8.35	28
29	Cyclohexane	C ₆ H ₁₂	84.161	177.29	3.266	43.77	590.8	536.6	0.78347	29.452	4179.7	4481.7	0.43584	0.28817	153.03	1.2	8.35	29
30	Methylcyclohexane	C ₇ H ₁₄	98.188	213.68	1.609	-195.87	503.5	570.27	0.774	24.94	4863.6	5215.9	0.44012	0.317	136.3	1.1	6.7	30
31	Ethene(Ethylene)	C ₂ H ₄	28.054	-154.73	(1400)	-272.47	731	48.54	—	—	1499.1	1599.8	—	0.35697	207.41	2.7	36	31
32	Propene(Propylene)	C ₃ H ₆	42.081	-53.84	227.7	-301.45	668.6	197.17	0.52095	39.167	2181.8	2332.7	0.57116	0.35714	188.19	2	11.7	32
33	i-Butene(Butylene)	C ₄ H ₈	56.108	20.79	62.1	-301.63	583.5	295.48	0.60107	33.894	2878.7	3079.9	0.54533	0.35446	167.96	1.6	10	33
34	cis-2-Butene	C ₄ H ₈	56.108	38.69	45.95	-218.06	612.1	324.37	0.62717	35.366	2871	3072.2	0.5298	0.33754	178.89	1.6	10	34
35	trans-2-Butene	C ₄ H ₈	56.108	33.58	49.87	-157.96	587.4	311.86	0.60996	34.395	2866.8	3068	0.54215	0.35574	174.37	1.6	10	35
36	Isobutene	C ₄ H ₈	56.108	19.59	63.02	-220.65	580.2	292.55	0.6004	33.856	2859.9	3061.1	0.54839	0.3769	169.47	1.6	10	36
37	1-Pentene	C ₅ H ₁₀	70.134	85.93	19.12	-265.39	511.8	376.93	0.64571	29.129	3575	3826.5	0.51782	0.36351	154.48	1.3	10	37
38	1,2-Butadiene	C ₄ H ₆	54.092	51.53	36.53	-213.16	653	(340)	0.65799	38.485	2789	2939.9	0.54029	0.34347	191.88	(1.62)	(10.3)	38
39	1,3-Butadiene	C ₄ H ₆	54.092	24.06	59.46	-164.02	627.5	305	0.62723	36.687	2729	2879.9	0.53447	0.3412	185.29	2	12.5	39
40	Isoprene	C ₅ H ₈	68.119	93.31	16.68	-230.73	(558)	(412)	0.68615	31.869	3410.8	3612.1	0.51933	0.35072	163.48	(1.12)	(8.5)	40
41	Acetylene	C ₂ H ₂	26.038	-120.49	—	-114.5	890.4	95.34	(0.41796)	—	1423.2	1473.5	—	0.39754	151.9	1.5	100	41
42	Benzene	C ₆ H ₆	78.114	176.18	3.225	41.95	710.4	552.22	0.88448	35.824	3590.9	3741.8	0.40989	0.24296	169.24	1.2	8	42
43	Toluene	C ₇ H ₈	92.141	231.13	1.033	-139	595.5	605.57	0.8719	29.937	4273.6	4475	0.40095	0.2637	154.83	1.2	7.1	43
44	Ethylbenzene	C ₈ H ₁₀	106.167	277.16	0.3716	-138.966	523	651.29	0.87168	25.976	4970.5	5222.2	0.41139	0.27792	144.02	1	8	44
45	o-Xylene	C ₈ H ₁₀	106.167	291.97	0.2643	-13.59	541.6	674.92	0.88467	26.363	4958.2	5209.9	0.4162	0.28964	149.1	1	7.6	45
46	m-Xylene	C ₈ H ₁₀	106.167	282.41	0.3265	-54.18	512.9	651.02	0.86875	25.889	4956.3	5207.9	0.40545	0.27427	147.24	1	7	46
47	p-Xylene	C ₈ H ₁₀	106.167	281.07	0.3424	55.83	509.2	649.54	0.86578	25.8	4957.1	5208.8	0.40255	0.27471	145.71	1	7	47
48	Styrene	C ₈ H ₈	104.152	293.25	0.2582	-23.1	587.8	(703)	0.91108	27.675	4829.8	5031.1	0.4122	0.2711	152.85	1.1	8	48
49	Isopropylbenzene	C ₉ H ₁₂	120.194	306.34	0.1884	-140.814	465.4	676.3	0.86634	22.804	5660.9	5962.8	0.42053	0.2917	134.24	0.8	6.5	49
50	Methyl Alcohol	CH ₃ O	32.042	148.44	4.629	-143.79	1174	463.08	0.79626	78.622	766.1	866.7	0.59187	0.32316	462.58	5.5	44	50
51	Ethyl Alcohol	C ₂ H ₅ O	46.069	172.9	2.312	-173.4	890.1	465.39	0.79399	54.527	1448.1	1599.1	0.5661	0.33222	359.07	3.28	19	51
52	Carbon Monoxide	CO	28.01	-312.68	—	-337	507.5	-220.43	0.78939	89.163	320.5	320.5	—	0.24847	92.77	12.5	74.2	52
53	Carbon Dioxide	CO ₂	44.01	-109.257	—	-69.83	1071	87.91	0.81802	58.807	0	0	—	0.19911	246.47	—	—	53
54	Hydrogen Sulfide	H ₂ S	34.08	-76.497	394.59	-121.88	1300	212.45	0.80144	74.401	586.8	637.1	0.50418	0.23827	235.63	4.3	45.5	54
55	Sulfur Dioxide	so ₂	64.06	14.11	85.46	-103.86	1143	315.8	1.3974	69.012	0	0	0.3246	0.14804	167.22	—	—	55
56	Ammonia	NH ₃	17.0305	-27.99	211.9	-107.88	1646	270.2	0.61832	114.87	359	434.4	1.1209	0.49677	589.48	15.5	27	56
57	Air	N ₂ ,O ₂	28.9625	-317.8	—	—	546.9	-221.31	0.87476	95.557	0	0	—	0.23988	88.2	—	—	57
58	Hydrogen	H ₂	2.0159	-422.955	—	-435.26	188.1	-399.9	0.07107	111.54	273.8	324.2	—	3.4038	192.74	4	74.2	58
59	Oxygen	O ₂	31.9988	-297.332	—	-361.82	731.4	-181.43	1.1421	112.93	0	0	—	0.21892	91.59	—	—	59
60	Nitrogen	N ₂	28.0134	-320.451	—	-346	493.1	-232.51	0.8094	91.413	0	0	—</					

APÉNDICE B. Presión de vapor de líquidos en función de la temperatura

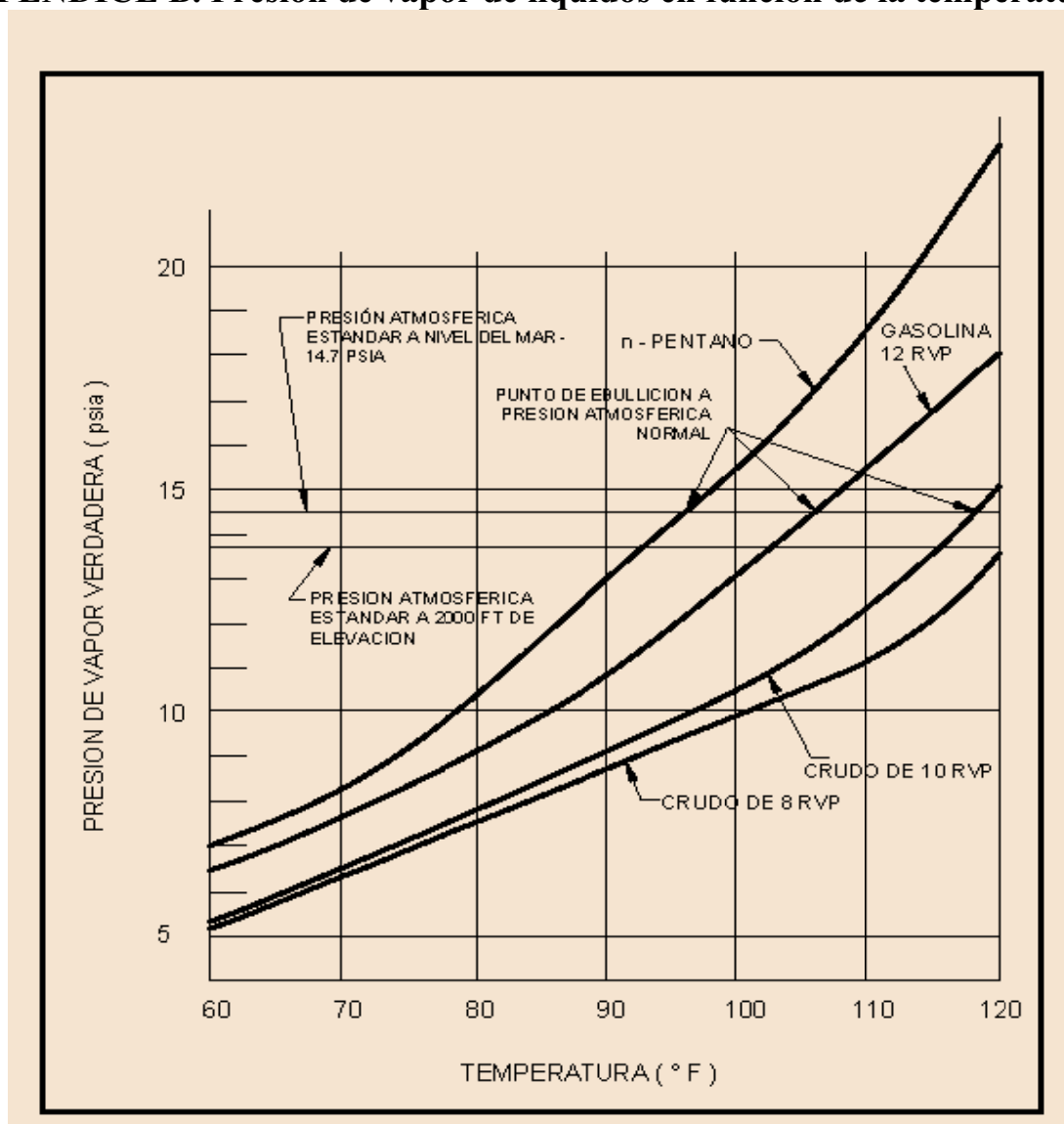
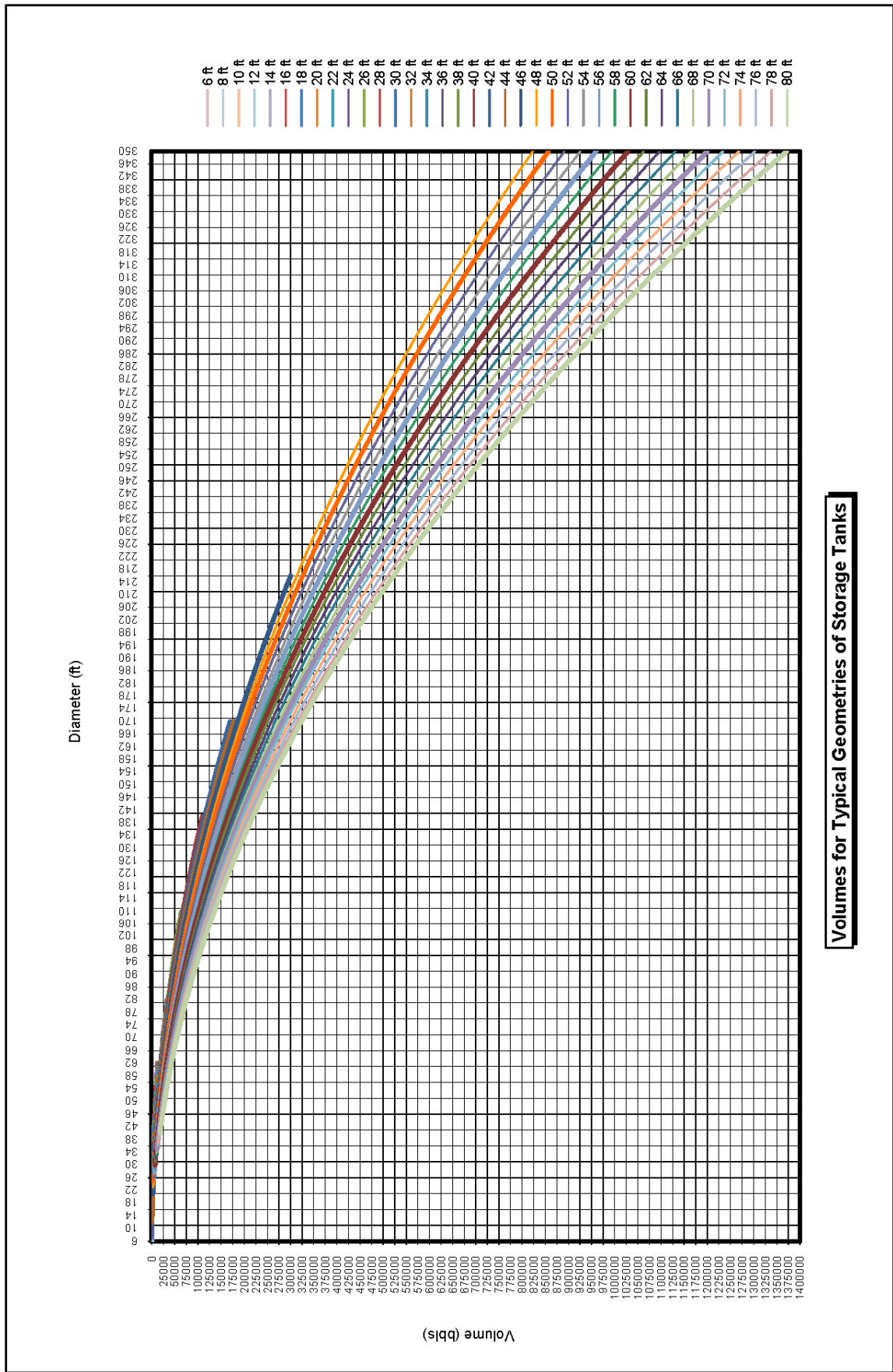


Figura B.1.- Presión de vapor vs temperatura
(Referencia: 39)

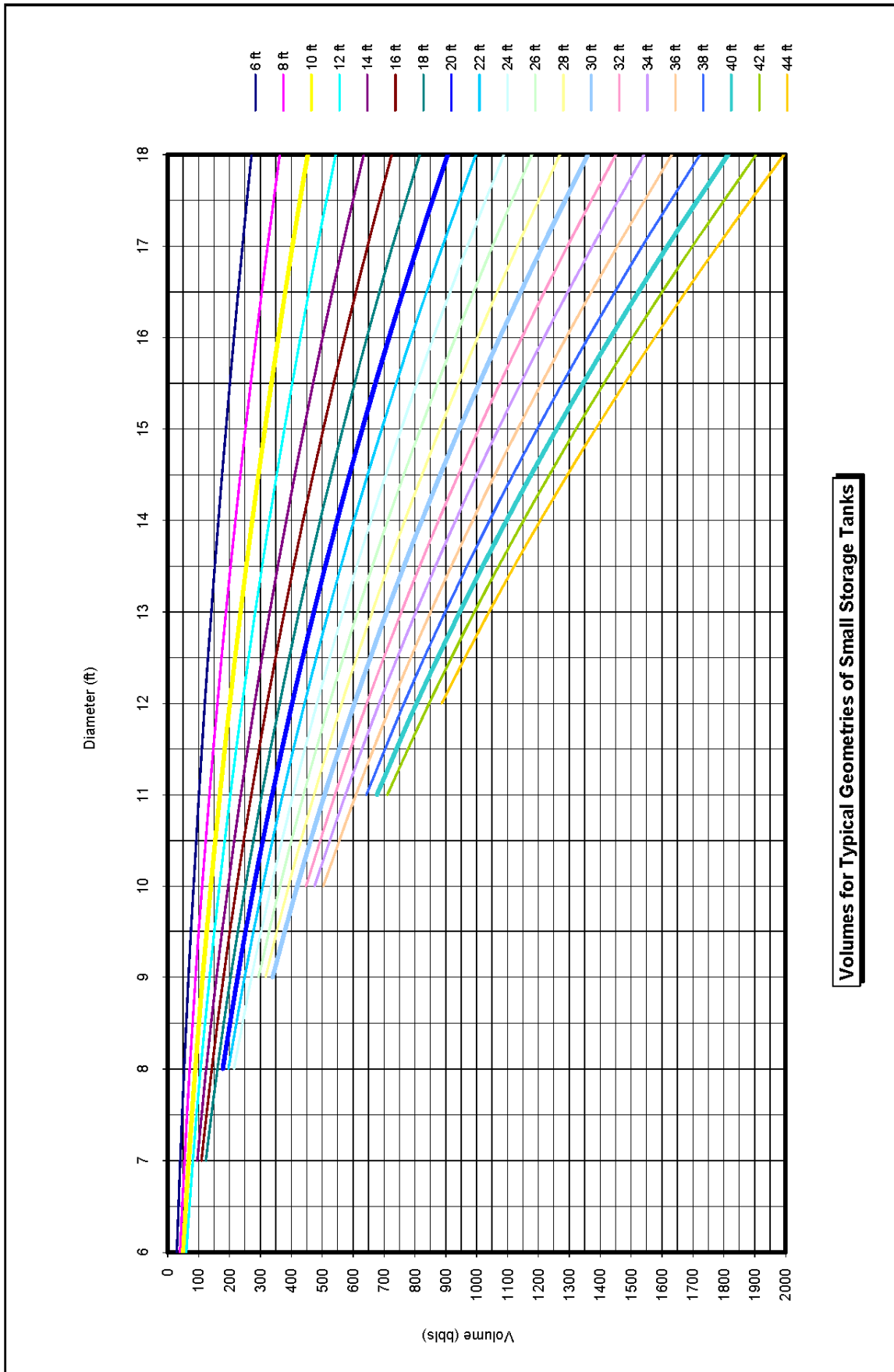
Sustancia	Punto de ebullición, °F	Sustancia	Punto de ebullición, °F	Sustancia	Punto de ebullición, °F
Anilina	363	Ether	100	Azufre	833
Alcohol	173	Aceite de linaza	597	Acido Sulfúrico	590
Amoniaco	-28	Mercurio	676	Agua pura	212
Benceno	176	Naphthalene	428	Agua de mar	213.2
Bromine	145	Acido Nítrico	248	Alcohol de madera	150
Bisulfuro Carbónico	118	Aceite de trementina	315		
Cloroformo	140	Salmuela saturada	226		

Tabla B.1.- Presión de vapor de varias sustancias a presión atmosférica
(Referencia: 39)

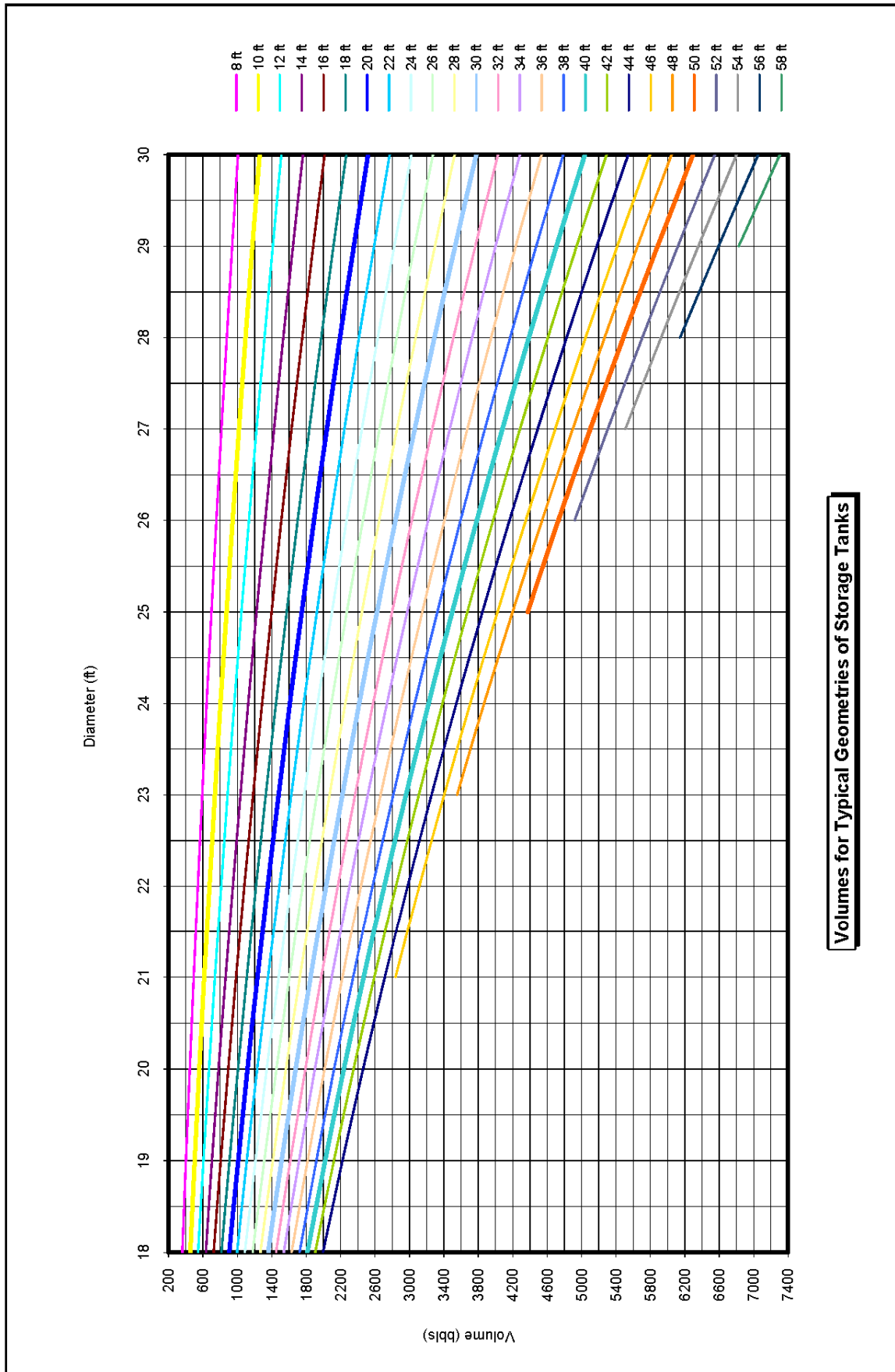
APÉNDICE C. Geometrías típicas utilizadas para tanques de almacenamiento de líquidos



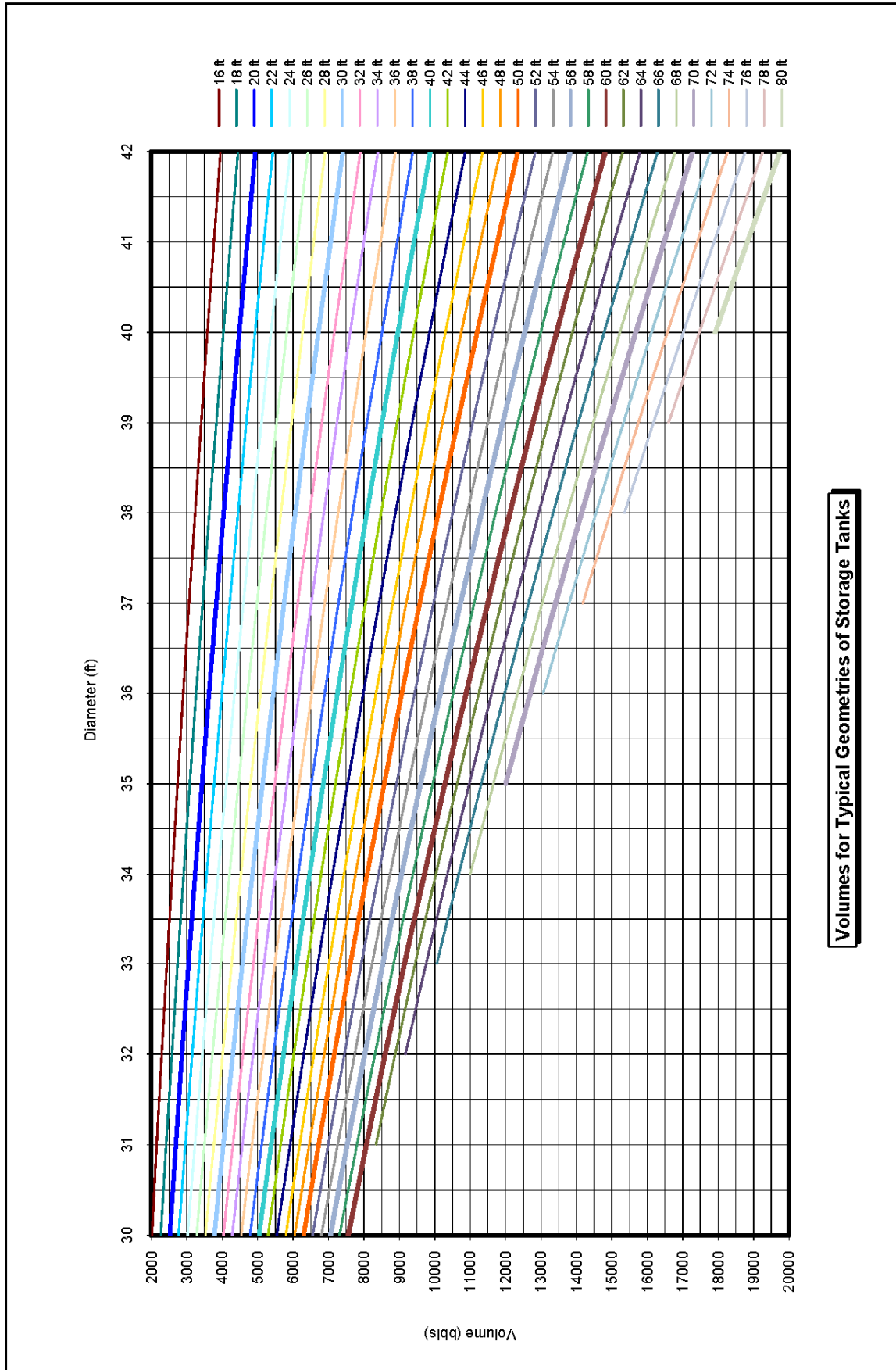
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



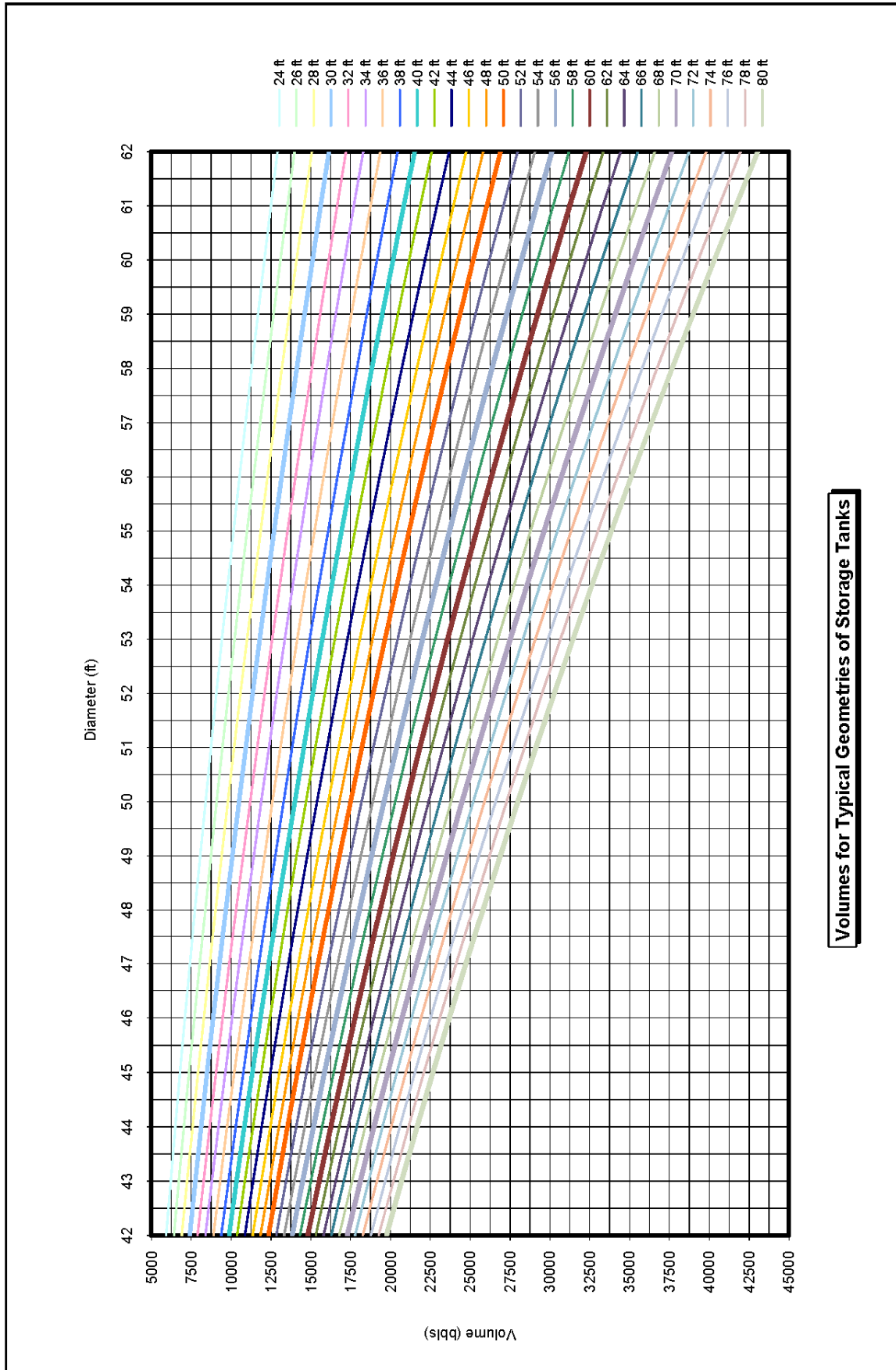
Volumes for Typical Geometries of Small Storage Tanks



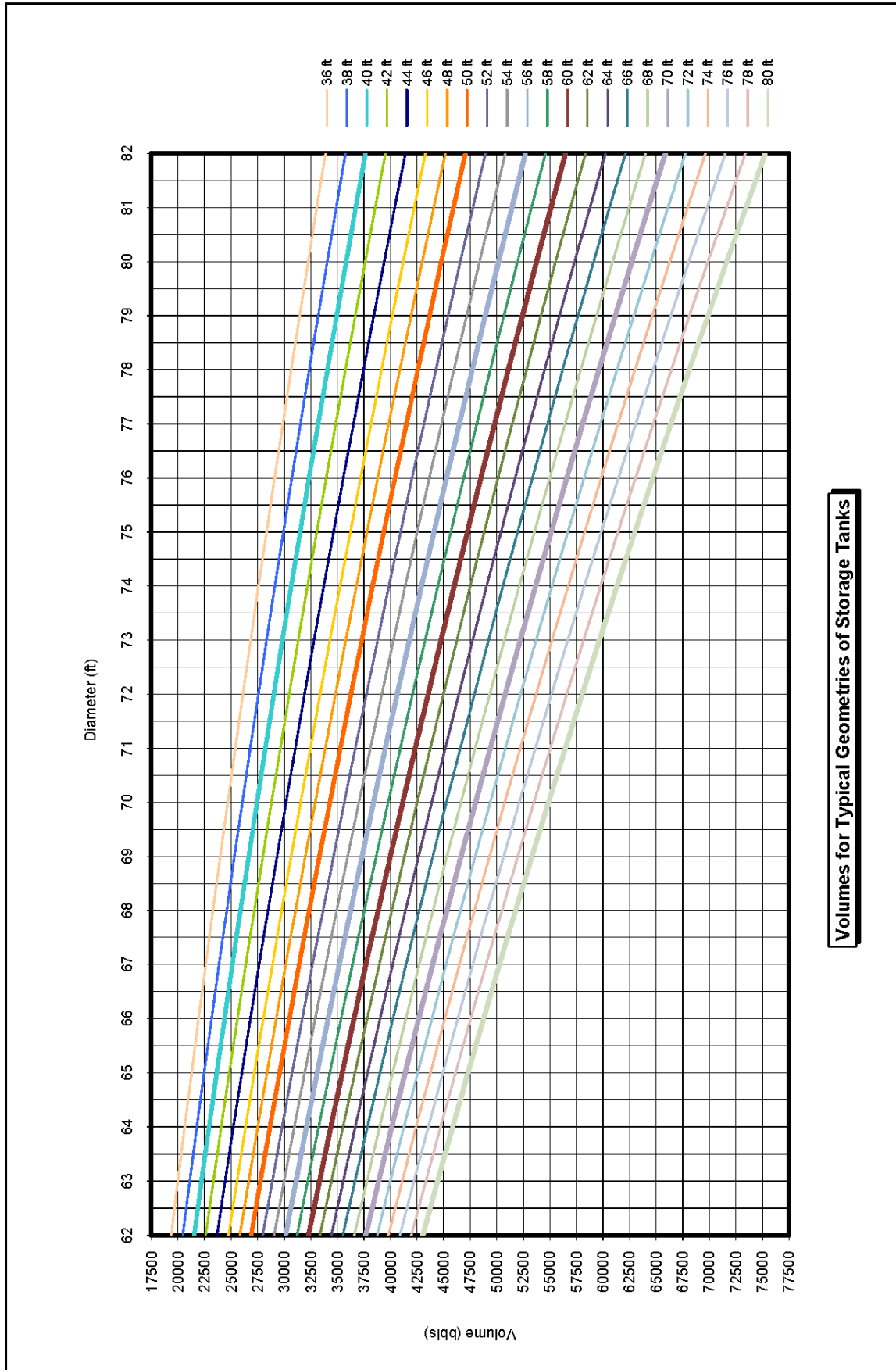
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



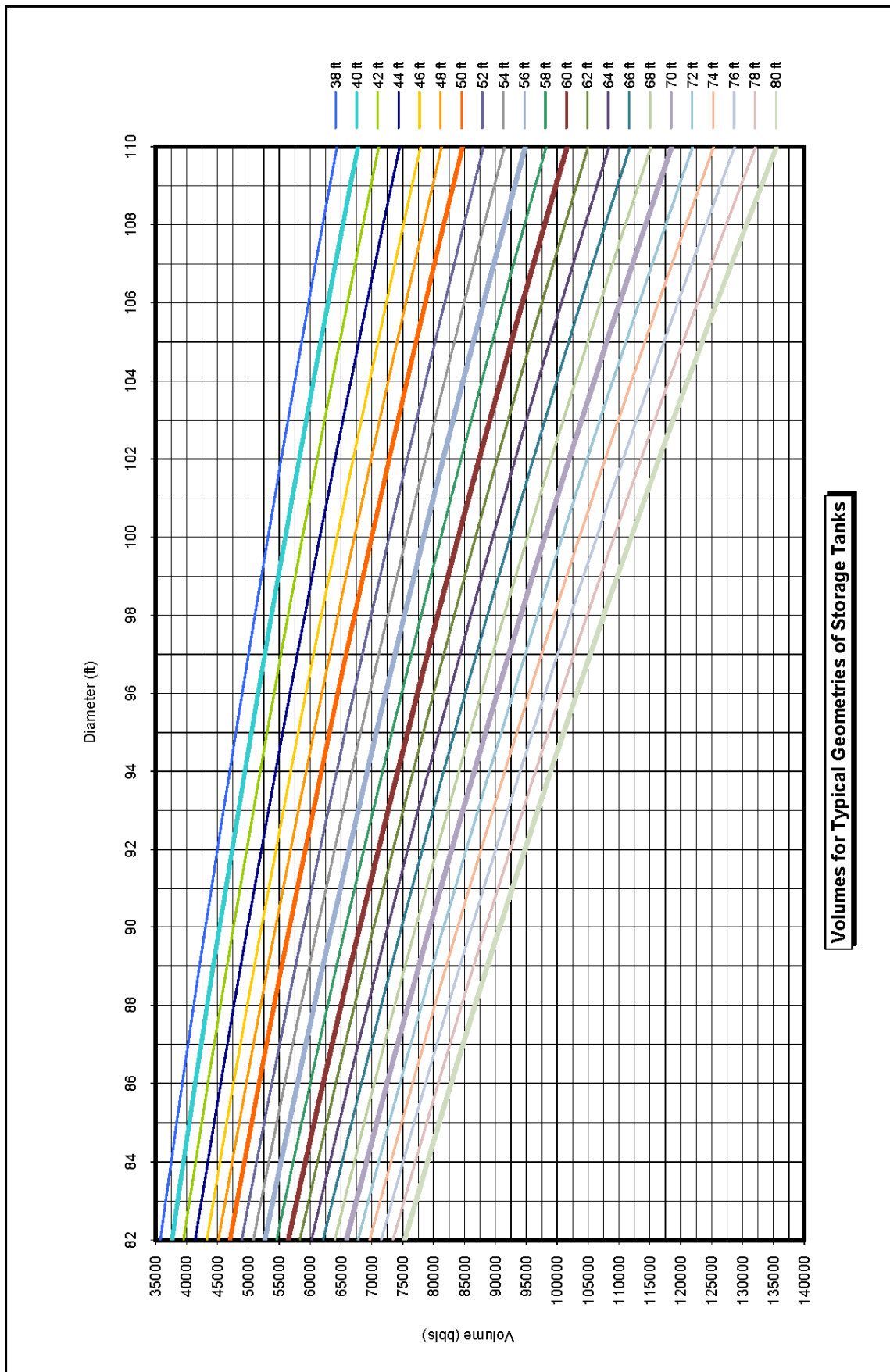
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



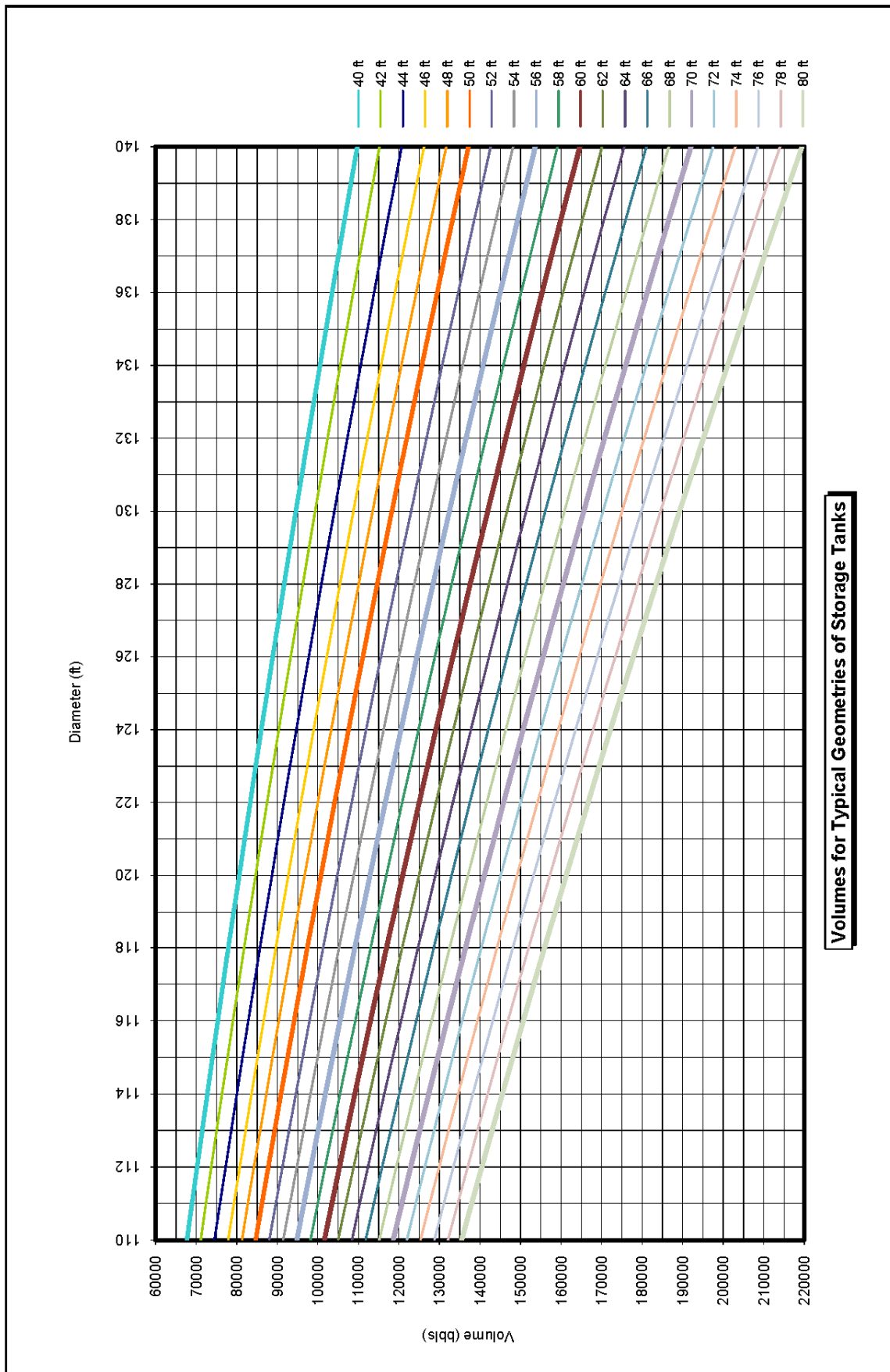
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



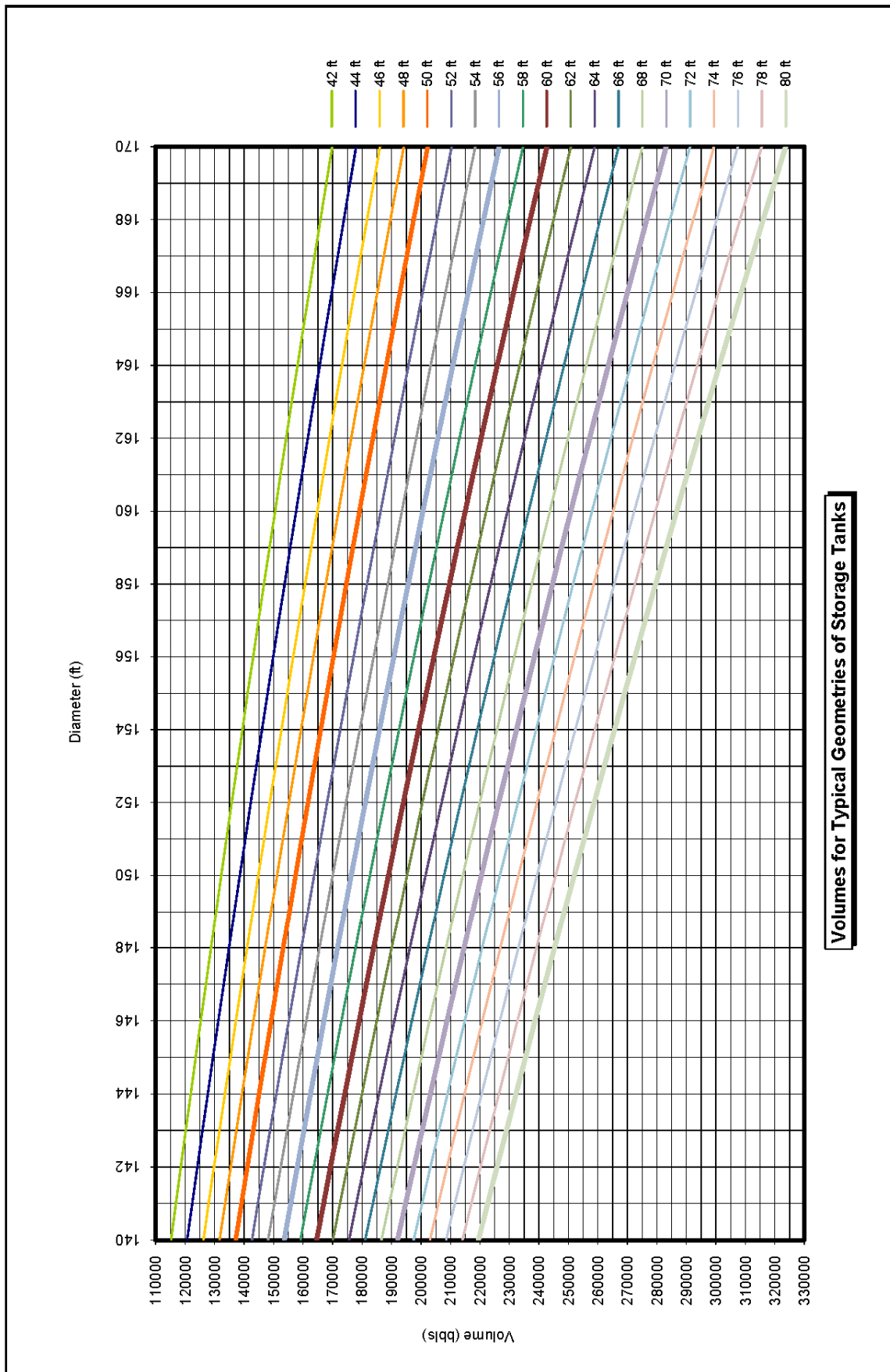
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



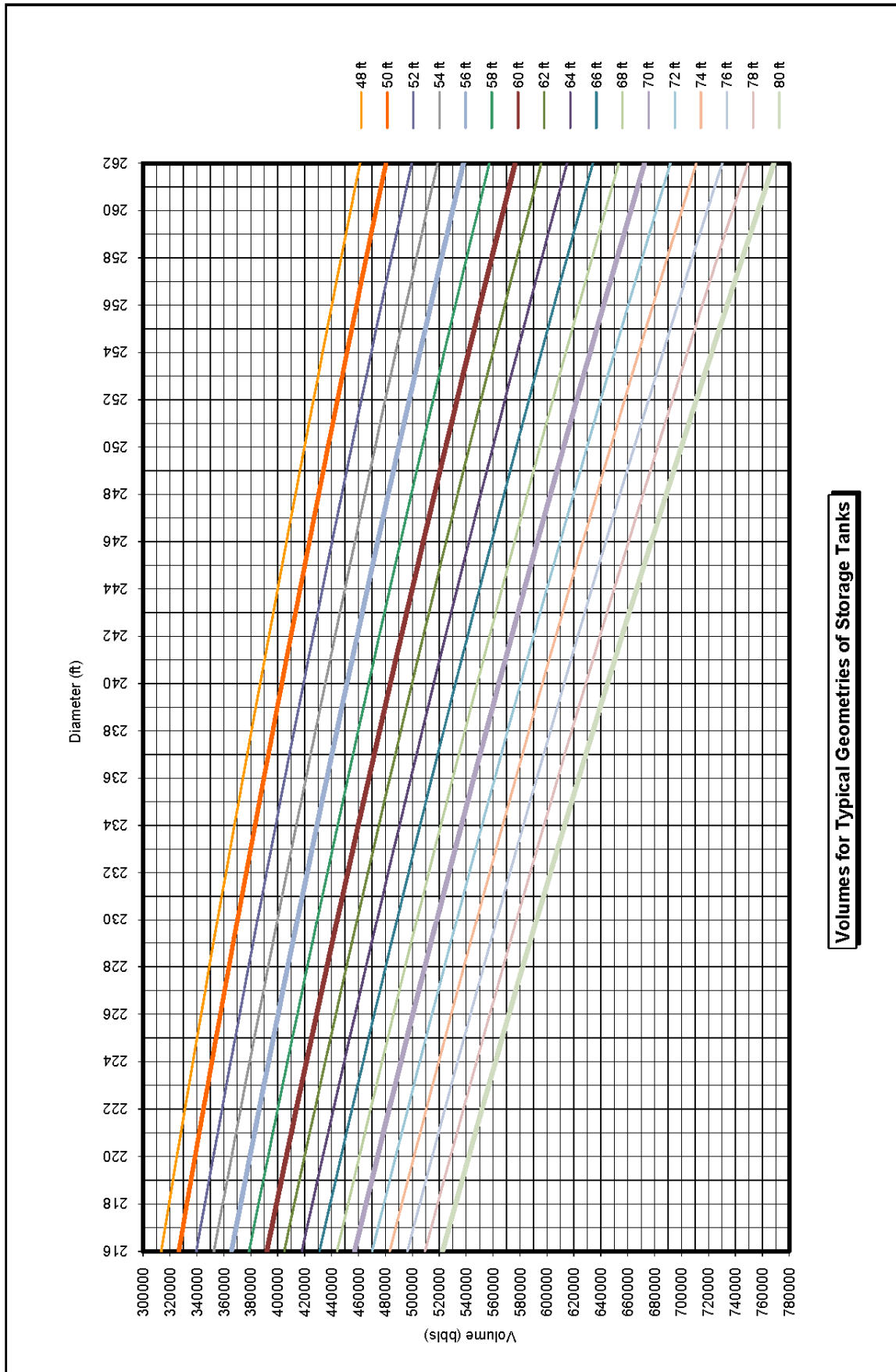
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



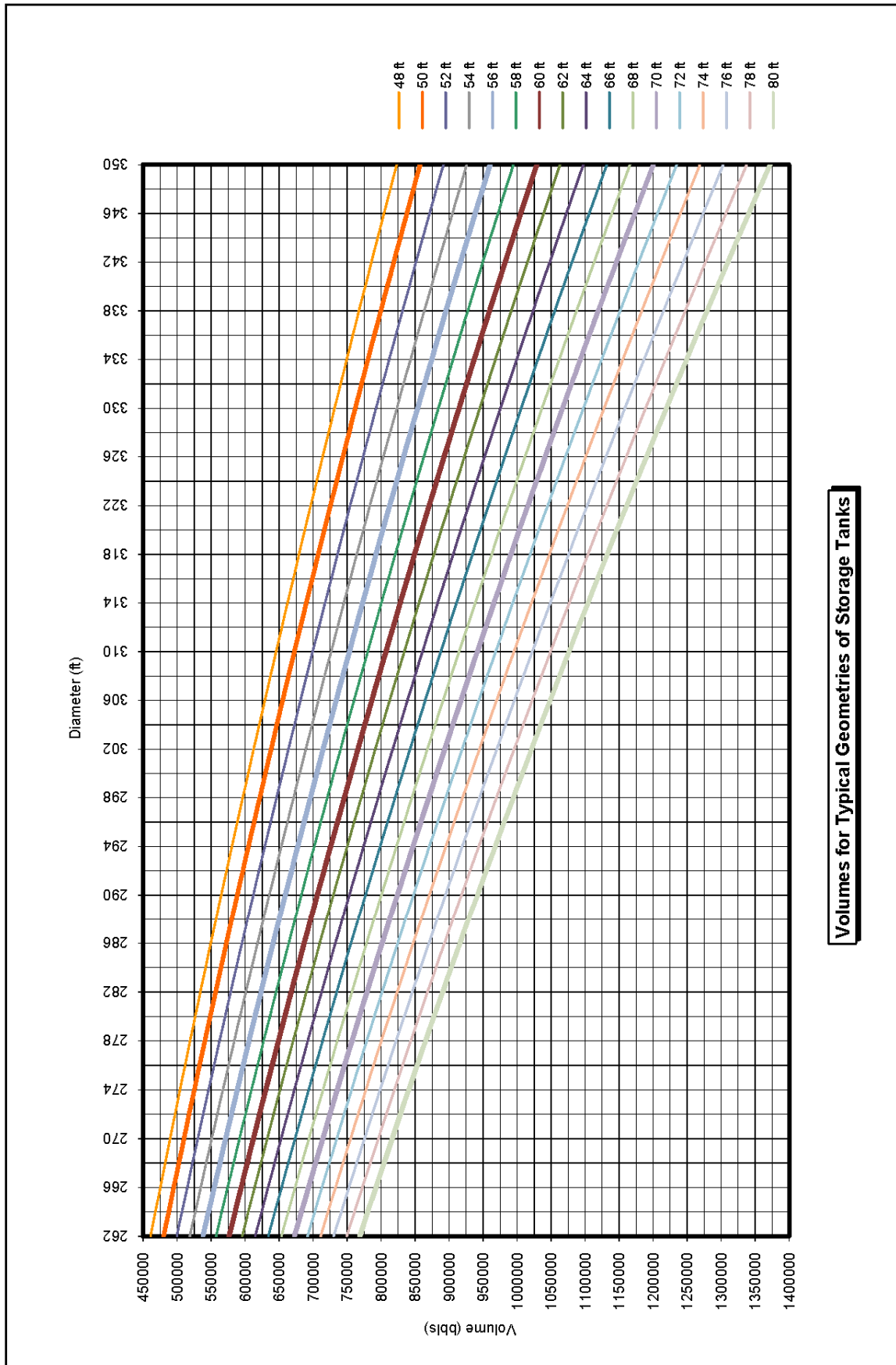
Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks



Volumes for Typical Geometries of Storage Tanks

APÉNDICE E. Estándares y Códigos relacionados a Tanques

Lista de Códigos y Estándares relacionados a Tanques				
Organización y No. de código			Título	Aplicación
ACI			Guide for Protection of Concrete against Chemical Attack by Means of Coatings and Other Corrosion-Resistant Materials	Construcción
ACI			Manual of Concrete Practices	Construcción
ACI		344	Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures	Construcción
ANSI		249.1	Safety in Welding and Cutting	Seguridad
ANSI		288.2	American National Standard for Respiratory Protection	Seguridad
ANSI		B31.3	Chemical Plant and Petroleum Piping	Construcción
ANSI		B31.4	Liquid Petroleum Gas, Anhydrous Ammonia, and Alcohols	Construcción
API	Specification	12B	Bolted Tanks for Storage of Production Liquids	Construcción
API	Specification	12D	Field Welded Tanks for Storage of Production Liquids	Construcción
API	Specification	12F	Shop Welded Tanks for Storage of Production Liquids	Construcción
API	Standard	620	Design and Construction of Large Welded, Low Pressure Storage Tanks	Construcción
API	Standard	650	Welded Steel Tanks for Oil Storage	Construcción
API	Publication	1604	Abandonment or Removal of Used Underground Service Station Tanks	Ambiente
API	Bulletin	1615	Installation of Underground Petroleum Storage Systems	Construcción
API	Publication	1621	Bulk Liquid Stock Control at Retail Outlets	Operación
API	Bulletin	1628	Underground Spill Clean-up Manual	Ambiente
API	Standard	2000	Venting Atmospheric and Low Pressure Storage Tanks	Protección del fuego
API	Recommended Practice	2003	Protection against Ignitions Arising out of Static, Lighting, and Stray Currents	Protección del fuego
API	Publication	2009	Welding in Refineries, Gasoline Plants, Cycling Plants, and Petrochemical Plants	Protección del fuego
API	Publication	2013	Cleaning Mobile Tanks in Flammable or Combustible Liquid Service	Operación
API	Publication	2015	Cleaning Petroleum Storage Tanks	Operación
API	Publication	2015A	A Guide for Controlling the Lead Hazard Associated with Tank Cleaning and Entry	Seguridad
API	Publication	2021	Combustible Liquid Atmospheric Petroleum Storage Tanks	Protección del fuego
API	Publication	2023	Safe Storage and Handling of Petroleum-Derived Asphalt Products and Crude Oil Residues	Seguridad
API		2026	Safe Descent onto Floating Roofs of Tanks in Petroleum Service	Seguridad
API		2027	Ignition Hazards Involved in Abrasive Blasting of Atmospheric Storage Tanks in Hydrocarbon Service	Seguridad
API	Bulletin	2202	Dismantling and Disposing of Steel from Tanks which Have Contained Leaded Gasoline	Seguridad
API	Publication	2207	Preparing Tank Bottoms for Hot Work	Protección del fuego
API		2219	Safe Operating Guidelines for Vacuum Trucks in Petroleum Service	Seguridad
API		2220	Improving Owner and Contractor Safety Performance	Seguridad

Lista de Códigos y Estándares relacionados a Tanques				
Organización y No. de código		Título		Aplicación
API			Guide for Inspection of Refinery Equipment: Chapter II: Conditions Causing Deterioration or Failures, Chapter III: General Preliminary and Preparatory Work, Chapter IV: Inspection Tools, Chapter V: Preparation of Equipment for Safe Entry and Work, Chapter VI: Pressure Vessels, Chapter XI: Pipes, Valves, and Fittings, Chapter XII: Foundations, Structures, and Buildings, Chapter XIII: Atmospheric and Low Pressure Storage Tanks, Chapter XIV: Electrical Systems, Chapter XV: Instruments and Control Equipment, Chapter XVI: Pressure Relieving Devices, Chapter XVII: Auxiliary and Miscellaneous Equipment. Appendix: Inspection of Welding	Inspección
API	Recommended Practice	2350	Overfill Protection for Petroleum Storage Tanks	Operación
API	Standard	2510	Marine Terminals, Natural Gas Plants, Refineries, and Tank Farms	Construcción
API		2517	Evaporation Loss for External Floating Roof Tanks	Ambiente
API		2518	Evaporation Loss From Fixed Roof Tanks	
API		2519	Evaporation Loss from International Floating Roof Tanks	Ambiente
API			Guide for Follow-up Inspection of Interior Tank Coatings	Inspección
ASME			Boiler and Pressure Vessel Code: Section II: Materials Specifications, Section V: Nondestructive Examination, Section VIII: Pressure Vessels, Section X: FRP Pressure Vessels	Construcción
AWWA		D100-84	AWWA Standard for Welded Steel Tanks for Water Storage	Construction
AWWA			Standard for Painting and Repainting Steel Tanks, Standpipes, Reservoirs, and Elevated Tanks for Water Storage	Construcción
CGA		G-7.2	Commodity Specification	
NACE	RP-01-69		Control of External Corrosion on Underground or Submerged Metallic Piping Systems	Construcción
NACE	No. 1		Surface Preparation for Tank Linings	Construcción
NACE	No. 2		Surface Preparation for Some Tank Linings and Heavy Maintenance	Construcción
NACE	No. 3		Surface Preparation for Maintenance	Mantenimiento
NACE	No. 4		Surface Preparation for Very Light Maintenance	Mantenimiento
NACE	RP-03-72		Method for Lining Lease Production Tanks with Coal Tar Epoxy	Construcción
NACE	RP-0193-93		External Cathodic Protection of On-Grade Metallic Storage Tank Bottoms	Construcción
NFPA		11	Foam Extinguishing Systems	Protección del fuego
NFPA		11A	High Expansion Foam Systems	Protección del fuego
NFPA		11B	Synthetic Foam and Combined Agent Systems	Protección del fuego
NFPA		12	Carbon Dioxide Extinguishing Systems	Protección del fuego
NFPA		12A	Halogenated Fire Extinguishing Agent Systems	Protección del fuego
NFPA		16	Installation of Foam-Water Sprinkler Systems and Foam-Water Spray Systems	Protección del fuego
NFPA		17	Dry Chemicals Extinguishing Systems	Protección del fuego
NFPA		30	Code for Flammable and Combustible Liquids	Protección del fuego
NFPA		43A	Liquid and Solid Oxidizing Materials	Protección del fuego
NFPA		49	Hazardous Chemical Data	Protección del fuego
NFPA		58	Storage and Handling of LPG	Protección del fuego
NFPA		59	Storage and Handling of LPG at Utility Gas Plants	Protección del fuego

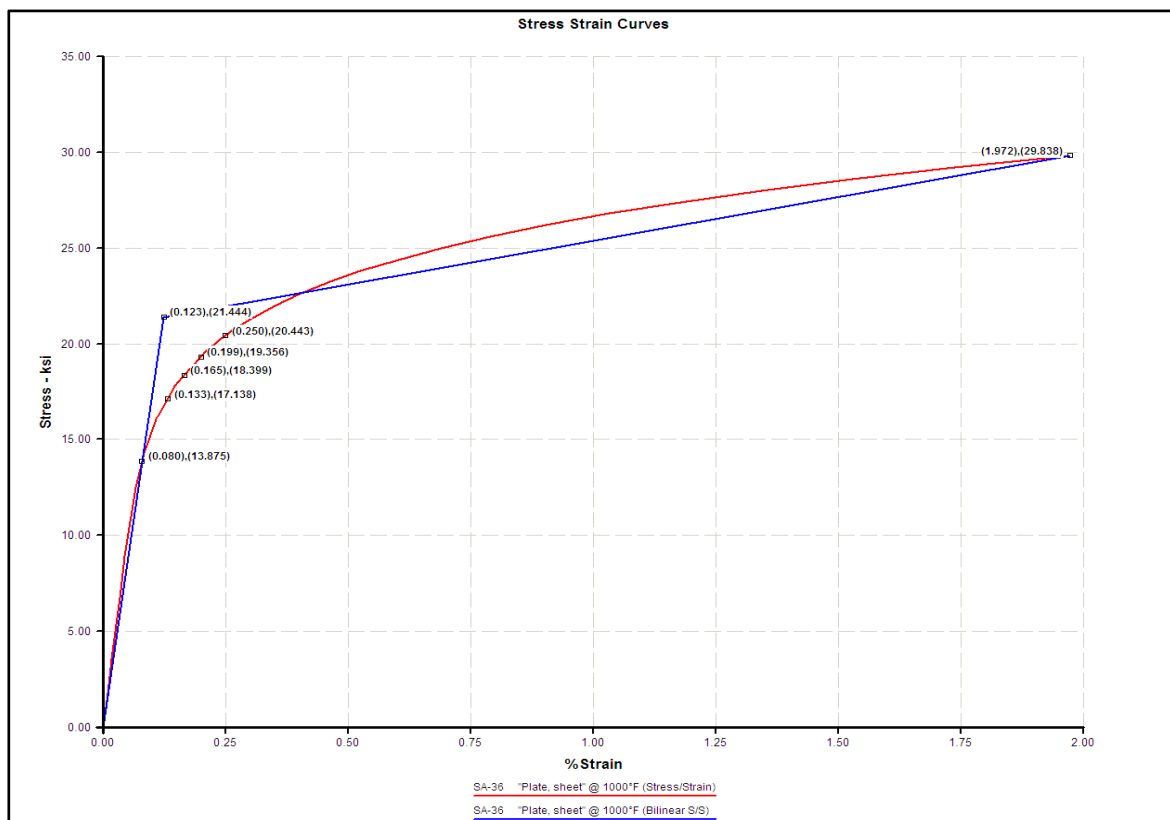
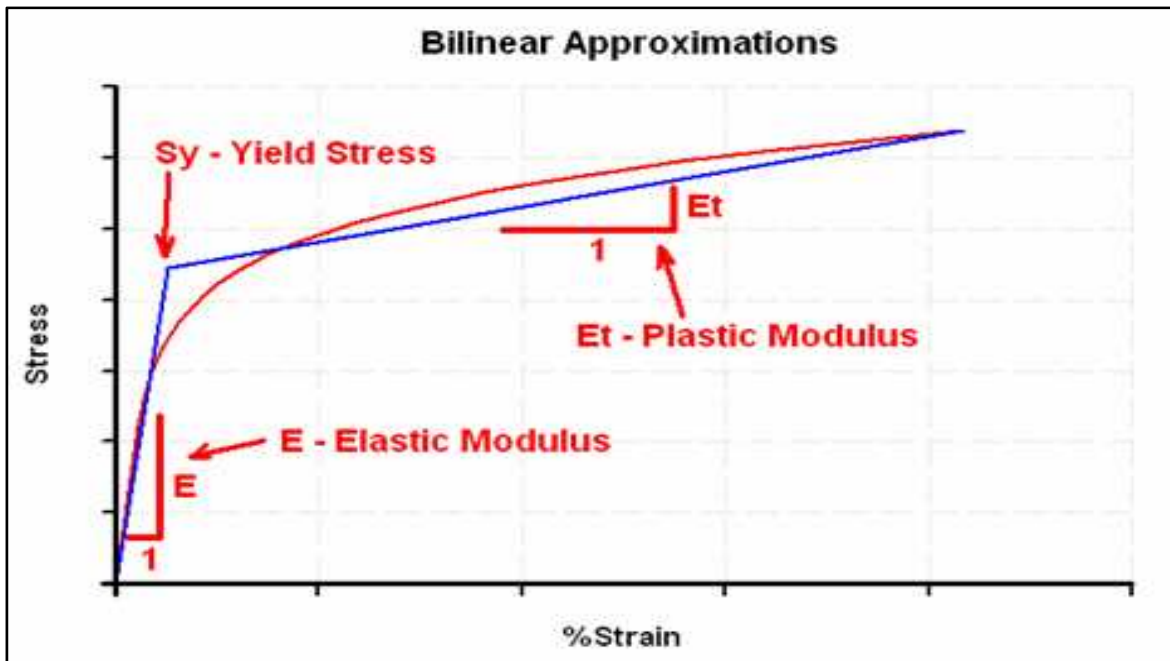
Lista de Códigos y Estándares relacionados a Tanques				
Organización y No. de código		Título		Aplicación
NFPA		68	Explosion Venting	Protección del fuego
NFPA		69-	Explosion Preventing Systems	Protección del fuego
NFPA		70	National Electrical Code	Protección del fuego
NFPA		72A	Installation, Maintenance, and Use of Local Proprietary Protective Signaling Systems	Protección del fuego
NFPA		72C	Installation, Maintenance, and Use of Auxiliary Protective Signaling Systems	Protección del fuego
NFPA		72D	Installation, Maintenance, and Use of Proprietary Protective Signaling Systems	Protección del fuego
NFPA		72E	Automatic Fire Detectors	Protección del fuego
NFPA		77	Recommended Practice on Static Electricity	Protección del fuego
NFPA		78	Lighting Protection Code	Protección del fuego
NFPA		231	General Indoor Storage	Protección del fuego
NFPA		231A	General Outdoor Storage	Protección del fuego
NFPA		325M	Fire Hazard Properties of Flammable Liquids	Protección del fuego
NFPA		327	Cleaning Small Junks and Containers	Protección del fuego
NFPA		329	Underground Leakage of Flammable and Combustible Liquids	Protección del fuego
NFPA		419M	Code for Explosive Materials	Protección del fuego
NFPA		495	Identification of Fire Hazards of Materials	Protección del fuego
NFPA		1221	Installation, Maintenance, and Use of Public Fire Service Communications	Protección del fuego
PEI	Recommended Practice	200	Recommended Practices for Installation of Aboveground Petroleum Storage Systems for Motor	Construcción
SSPC		5-63	White Metal Blast	Construcción
SSPC		10-63	Near-White Metal Blast	Construcción
SSPC		6-63	Commercial Blast	Construcción
SSPC		7-63	Brush Off Blast	Construcción
STI	Recommended Practice	892	Recommended Practice for Corrosion Protection of Underground Piping Networks Associated with Liquid Storage and Dispensing Systems	Construcción
STI	Recommended Practice	893	Recommended Practice for External Corrosion Protection of Shop Fabricated Aboveground Storage	Construcción
STI		F911	Standard for Diked Aboveground Steel Tanks	Construcción
STI		R912	Installation Instructions for Factory Fabricated Aboveground Storage Tanks	Construcción
STI		F921	Standard for Aboveground Tanks with Integral Secondary Containment	Construcción
STI		R931	Double Wall Aboveground Storage Tank Installation and Testing Instructions	Construcción
UL	UL 142		Steel Aboveground Tanks for Flammable and Combustible Liquids	Construcción
UL	UL 2085		Insulated Aboveground Tanks for Flammable and Combustible Liquids	Construcción
Organizaciones:				
ACI	American Concrete Institute			
API	American Petroleum Institute			
ASME	American Society of Mechanical Engineers			
AWWA	American Water Works Association			
NACE	National Association of Corrosion Engineers			
NFPA	National Fire Protection Association			
SSPC	Steel Structures Painting Council			
STI	Steel Tank Institute			
UL	Underwriter Laboratories			

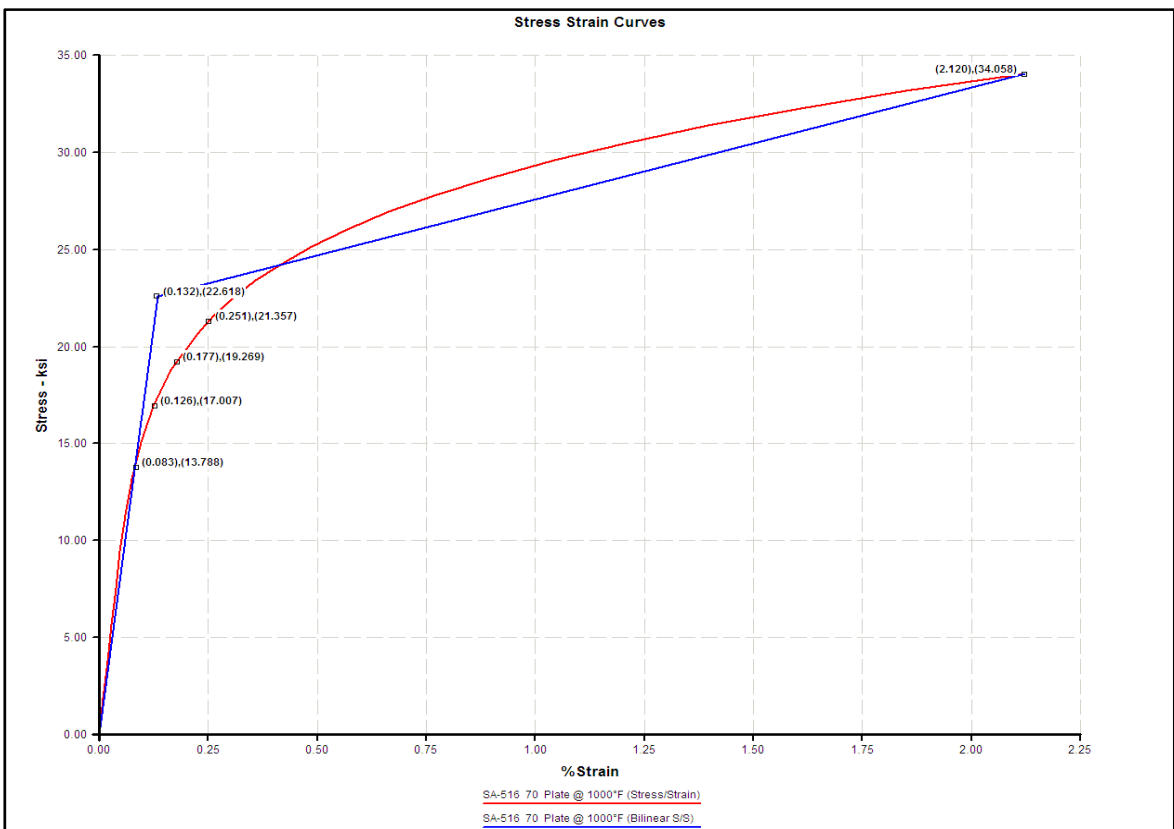
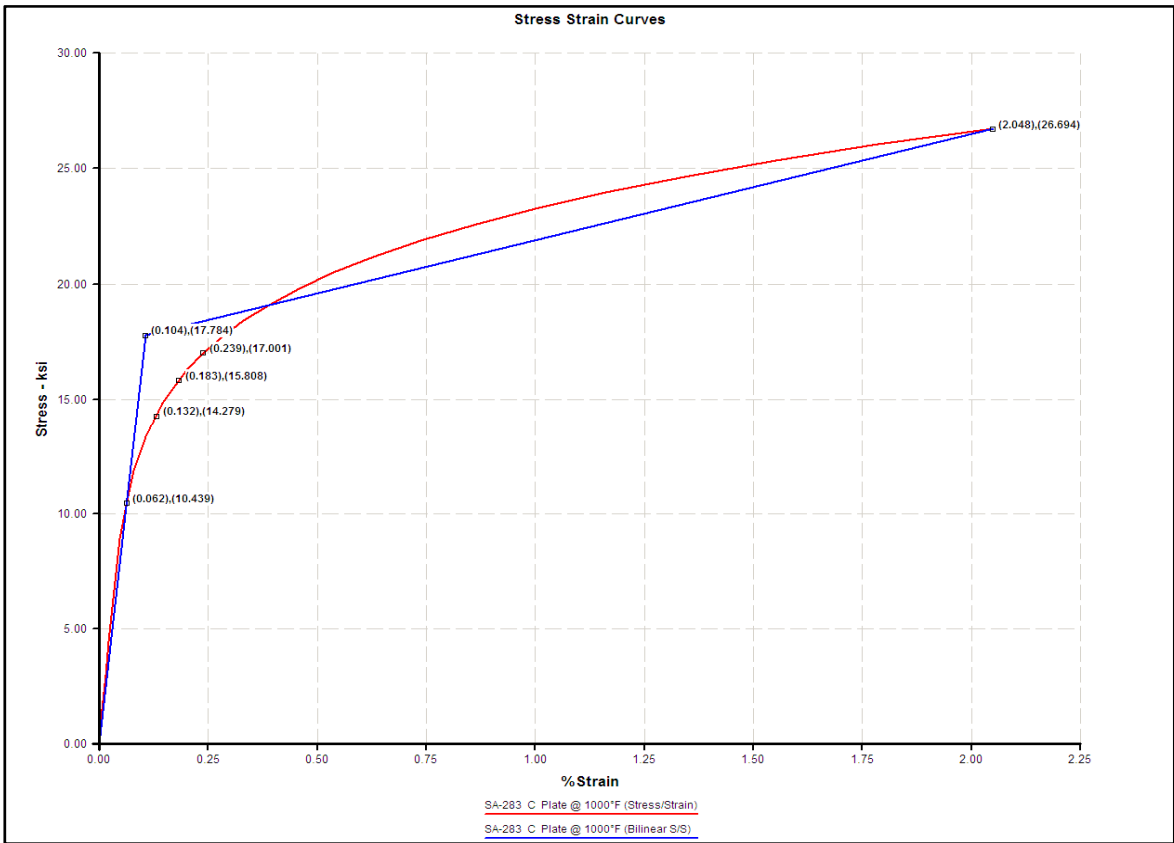
APÉNDICE F. Código de colores aplicado a recubrimientos de tanques

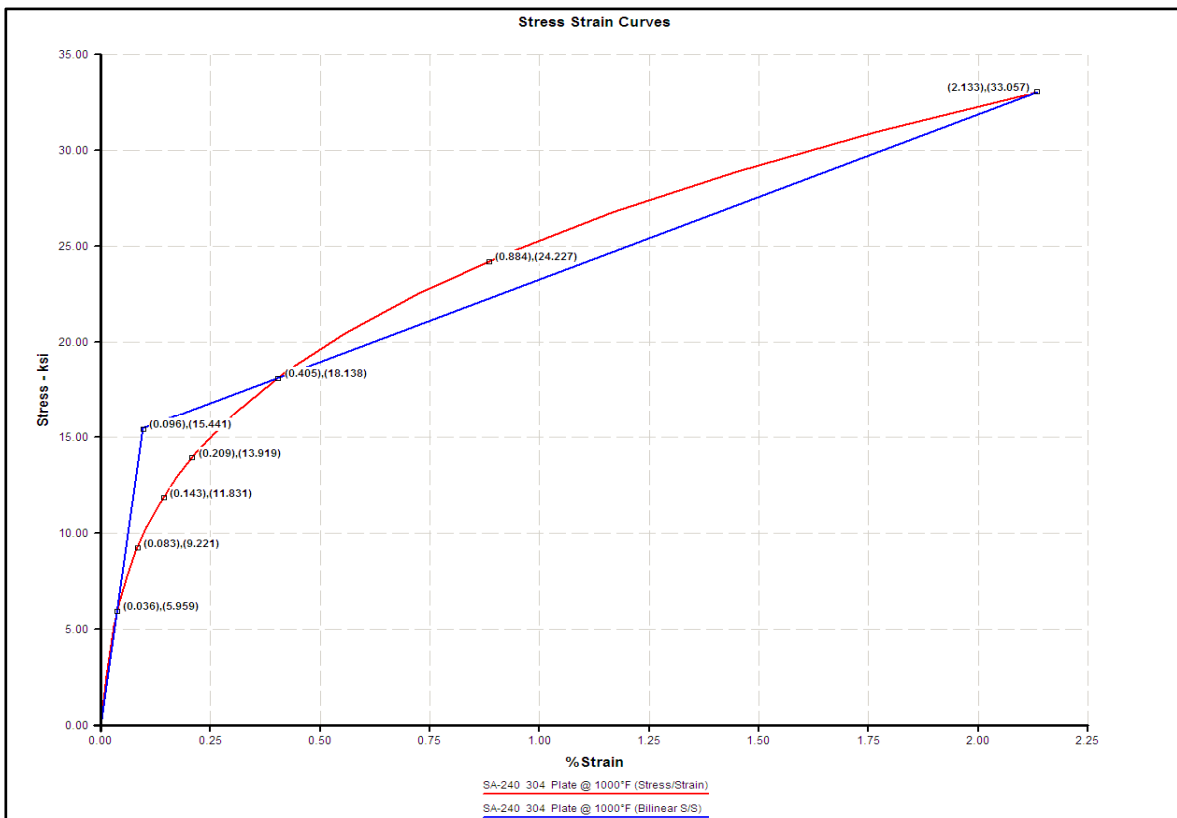
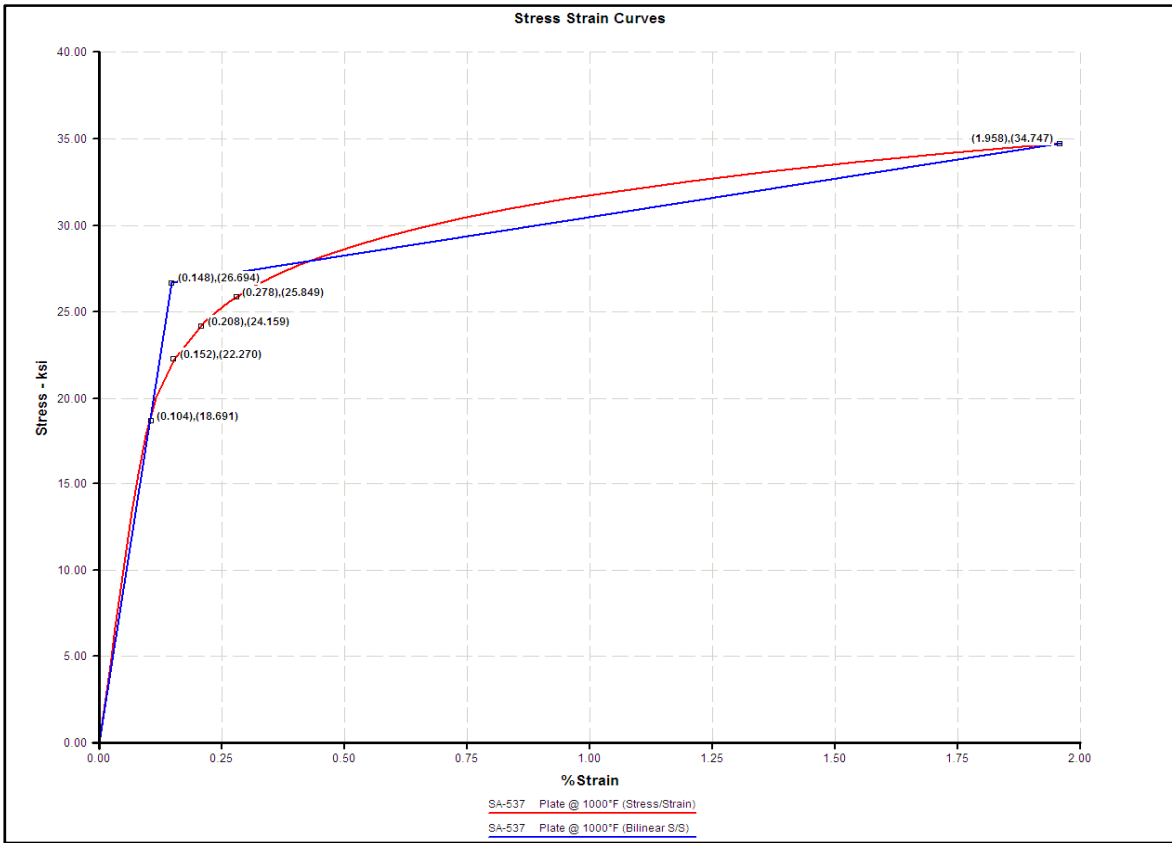
Código de colores para tanques de almacenamiento y tubería		
Producto	Color	Código Petroecuador
Agua	verde de seguridad	24
Vapor de agua	gris - plata	4
Aire	azul de seguridad	29
Gases combustibles	amarillo oscuro	17
Gases no combustibles	crema oscuro	21
Ácidos y corrosivos	anaranjado de seguridad	14
Álcalis	violeta	31
Líquidos combustibles	café	12
Líquidos no combustibles	durazno	9
Vacío	gris - acero	2
Contraincendios	rojo de seguridad	10
Gas licuado de petróleo	blanco	5
Espuma contra incendios	amarillo de seguridad	18

No. de código Petroecuador	Denominación	Equivalencia RAL
1	negro	9004
2	gris acero	7011
3	gris perla	7038
4	gris plata	7001
5	blanco	9010
6	casi blanco	9002
7	aluminio	9006
8	rosado	4003
9	durazno	3012
10	rojo seguridad	3001
11	rojo sirena	3004
12	café	3009
13	marrón	3011
14	anaranjado seguridad	2010
15	marfil	1015
16	maple	3012
17	amarillo oscuro	1034
18	amarillo seguridad	1003
19	amarillo topacio	1004
20	crema claro	9001
21	crema oscuro	1014
22	verde limón	6018
23	verde claro	6019
24	verde de seguridad	6032
25	verde esmeralda	6001
26	verde oliva	6003
27	celeste	5024
28	azul eléctrico	5015
29	azul de seguridad	5005
30	azul marino	5002
31	violeta	4008

APÉNDICE H. Curvas típicas esfuerzo-deformación para metales de uso frecuente en tanques de almacenamiento de líquidos [42].







APÉNDICE I. Método alternativo para evaluación sísmica de tanques existentes (método Manos) [45].

Éste método determina el momento de volcamiento requerido para causar el pandeo en la pared del tanque. Asume una distribución empírica de esfuerzos compresivos que llega al 75% del esfuerzo clásico de pandeo o al esfuerzo de fluencia, el que sea menor. La integración del esfuerzo compresivo es balanceada por el levantamiento de una porción del fondo del tanque y el líquido proyectado sobre él.

El momento causado por un sismo en términos de aceleración es posteriormente calculado. Sin embargo, el componente convectivo de la masa líquida del tanque es ignorado por motivos de simplicidad. La justificación de ésta suposición se basa en que el componente convectivo no está sincronizado con la aceleración del suelo, especialmente para tanques altos, por lo que éste método es idealmente adaptado.

Además, se puede utilizar cualquier distancia conservativa desde la base hasta el centroide del componente impulsivo de la masa líquida. Considerando una relación de 2, se puede obtener la aceleración, que luego podrá ser comparada con la aceleración máxima que el tanque puede esperar durante un sismo. Se espera que la aceleración del tanque sea 3 ó 4 veces la aceleración del suelo. Si la aceleración requerida para causar pandeo en el tanque es mayor que la encontrada en el espectro de respuesta, entonces el tanque tiene una adecuada resistencia a los sismos.

El método descrito a continuación, es una modificación de la versión original realizada por Manos, con los siguientes limitantes:

- Para cualquier relación H/D mayor a 2, el tanque debe ser anclado (límite superior de aplicabilidad del método).
- Los valores de esfuerzo admisible pueden ser incrementados desde el 75% hasta el 90% del esfuerzo clásico de pandeo, según sea necesario. El esfuerzo compresivo no debe exceder al esfuerzo de fluencia.

- La suma del esfuerzo compresivo de Manos, alrededor del perímetro del tanque no debe exceder el peso total del tanque y su contenido, el cual pone un límite superior en el momento de resistencia.

Éste método no considera el efecto de la no-linealidad de la curva esfuerzo-deformación (es decir, la tensión más allá del límite proporcional), haciéndolo de alguna manera no conservativo bajo condiciones de pandeo elástico.

La rigidez de la fundación puede tener un considerable efecto en el comportamiento del tanque. Puesto que una fundación flexible permite más movimiento de cuerpo rígido, éste tiene más levantamiento, desplazamiento radial, y penetración. Los esfuerzos compresivos en la pared del tanque son disminuidos según la fundación se vuelve más flexible. En el método Manos existe un factor de suelo que considera ésta disminución de esfuerzos, y en el API no lo hay. Tanques que tienen paredes delgadas pueden cumplir con los criterios del API, pero incumplir con el método Manos, debido a que éste último es más sensible al espesor de pared que el API. La diferencia es más radical en zonas de baja sismicidad.

La ecuación que determina la resistencia sísmica del tanque es:

$$C_{eq} = \left(\frac{0.372}{\delta_w} \right) \left(\frac{SEt_s^2}{GRH^2} \right) \left(\frac{M_t}{M_1} \right) \left(\frac{R}{H} \right)^n \left(\frac{t_s}{t_p} \right)^{0.1}$$

donde

- E = módulo de Young (psi),
- G = gravedad específica del contenido,
- H = altura del líquido (pies),
- R = radio del tanque (pies),
- M_t = masa total del líquido (libras),
- M₁ = masa impulsiva del líquido (libras),
- n = 0.1 + 0.2 H/R ≤ 0.25
- t_p = espesor de la placa del fondo (pulgadas),
- t_s = espesor de la pared del cuerpo (pulgadas),
- δ_w = peso unitario del agua (lb/pie³).

Esta ecuación solamente considera el líquido impulsivo para las fuerzas sísmicas. La parte convectiva es compensada incrementando el brazo del momento X_1/H del componente impulsivo. Tampoco se considera el peso del cuerpo y techo, lo que constituye una pequeña imprecisión.

El método es recomendable para un rango entre 0.4 y 2 de la relación H/D , debido que está soportado por datos experimentales dentro de este rango, así pues para tanques con $H/D > 2$ este método puede fallar. Cuando $H/D < 0.4$ el tanque puede ser analizado como si tuviera 0.4 pero usando el diámetro real, resultando un análisis conservador.

El esfuerzo máximo es arbitrariamente limitado al 75% del clásico esfuerzo de pandeo considerando que el pandeo elástico puede ocurrir con valores menores que el valor clásico. Sin embargo en tanques pequeños, el esfuerzo de pandeo puede exceder el esfuerzo de fluencia, y para limitar el método cuando esto ocurre se incluye una constante α :

$$\sigma_{pandeo} = \frac{0.454 E t_s}{R}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{pandeo}}{\sigma_y} \geq 1$$

El peso del contenido del tanque es:

$$W_t = \frac{62.4 \rho (\pi H D^2)}{4000}$$

La fuerza compresiva total en el cuerpo es:

$$F_c = 0.38 S E t_s^2 \left(\frac{R}{H}\right)^n \left(\frac{t_s}{t_p}\right)^{0.1}$$

Ciertas condiciones pueden causar que el esfuerzo compresivo total sea mayor que el peso total del tanque incluyendo su contenido. Para este caso, se define la siguiente constante:

$$\beta = \frac{F_c}{W_t} \geq 1$$

El factor de rigidez del suelo es $S=1$ para losas de concreto, capa de asfalto, anillo de hormigón o roca; $S=1.2$ para roca triturada, tablón ó suelo tipo 2; y $S=1.5$ para suelo tipo 3.

El valor de C_{eq} debe ser multiplicado por el valor mayor de α o β para obtener un C_{eq} modificado. Una comparación entre el C_{eq} modificado y el valor espectral máximo de la tabla J.1, define la aceptabilidad del tanque bajo este método. Si se dispone de la respuesta espectral específica al sitio, puede compararse el C_{eq} con el máximo valor espectral del 2% de amortiguamiento; éste debe ser menor que C_{eq} para que el tanque sea estable.

Tabla J.1 Valores espectrales máximos

Zona UBC	Tipo de Suelo		
	S1	S2	S3
1	0.194	0.232	0.292
2A	0.387	0.464	0.581
2B	0.516	0.619	0.774
3	0.774	0.929	1.161
4	1.032	1.238	1.548

Un tanque que tenga el C_{eq} menor que la aceleración máxima a la cual el tanque está expuesto, es inestable y deberá calcularse la altura de líquido para que sea sísmicamente seguro. La altura de líquido sísmicamente seguro, puede compararse con la de operación mediante un análisis económico.

APÉNDICE J. Resistencia de juntas techo-cuerpo y cuerpo-fondo (tanque #2)

tesis-2a-empty--DISPLACEMENT--Zero Pressure

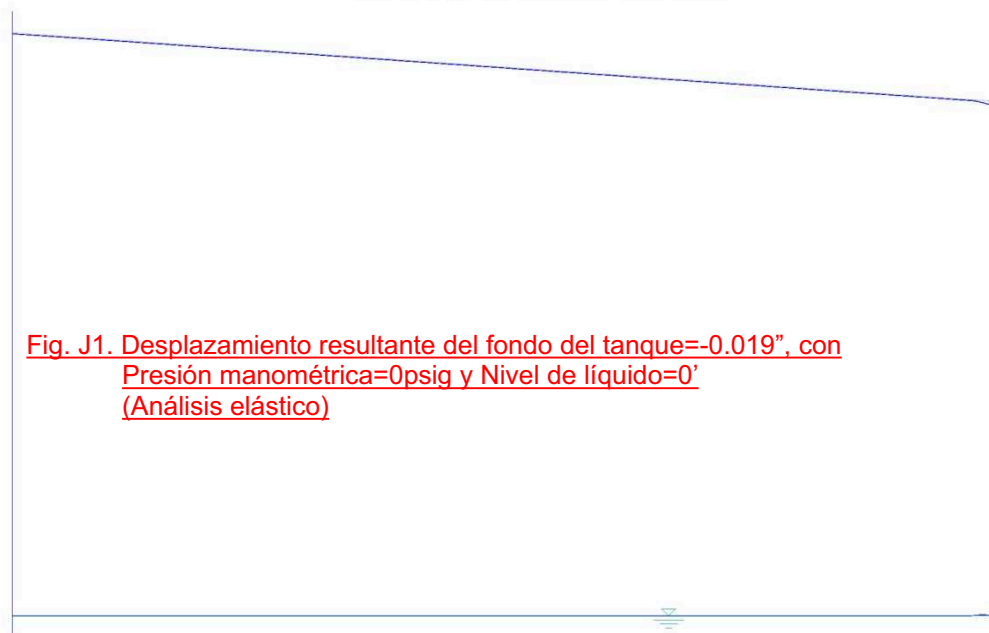


Fig. J1. Desplazamiento resultante del fondo del tanque=-0.019", con Presión manométrica=0psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.000 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 0.00 ft.
Uplift Radius = 1199.8 in. Bottom Joint Disp. = -0.019
Max displacement = 2.0360e-002 in. Plotting scale = 2.000e+002

tesis-2a-empty--DISPLACEMENT--Uplift Pressure

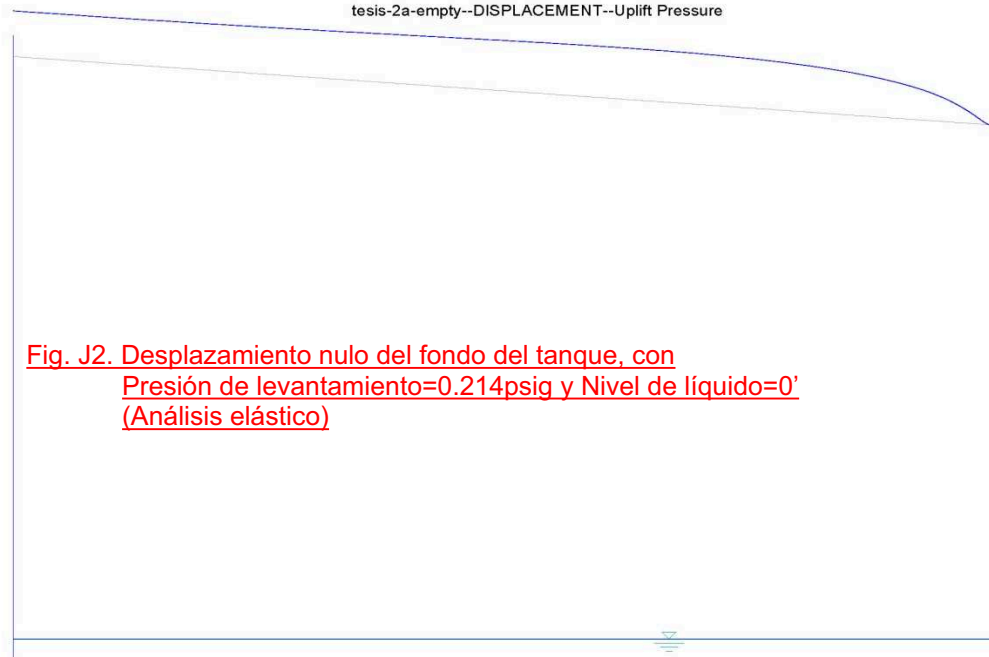


Fig. J2. Desplazamiento nulo del fondo del tanque, con Presión de levantamiento=0.214psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.214 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 0.00 ft.
Uplift Radius = 1235.5 in. Bottom Joint Disp. = -0.00
Max displacement = 2.3657e+001 in. Plotting scale = 2.435e+000

tesis-2a-empty--DISPLACEMENT--Top Yield Pressure

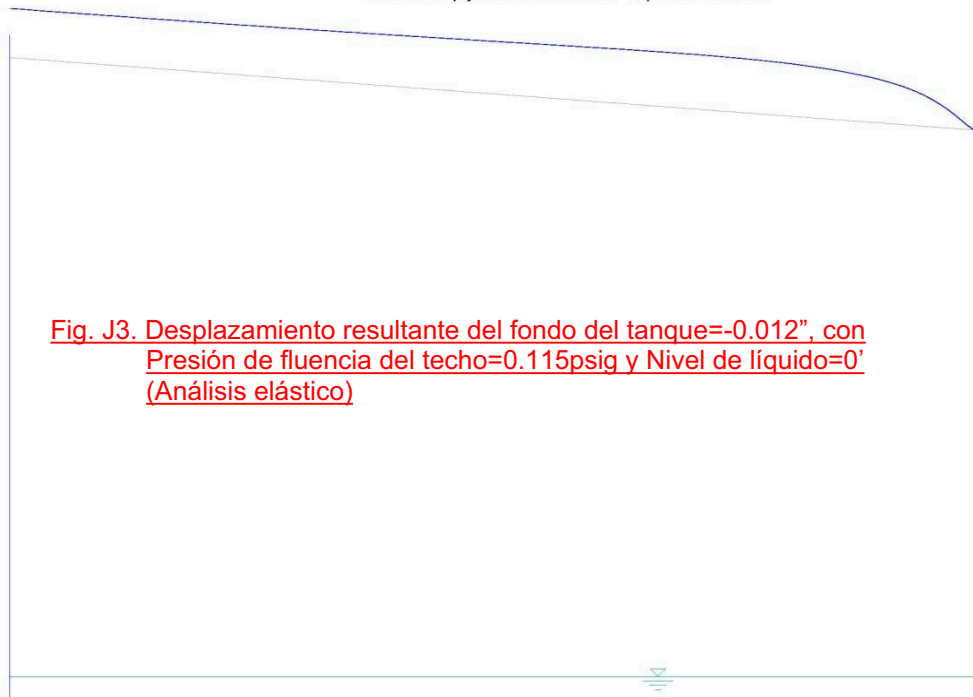


Fig. J3. Desplazamiento resultante del fondo del tanque=-0.012", con Presión de fluencia del techo=0.115psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.115 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 0.00 ft.
 Uplift Radius = 1216.8 in. Bottom Joint Disp. = -0.012
 Max displacement = 1.3360e+001 in. Plotting scale = 4.311e+000

tesis-2a-empty--DISPLACEMENT--Bottom Yield Pressure

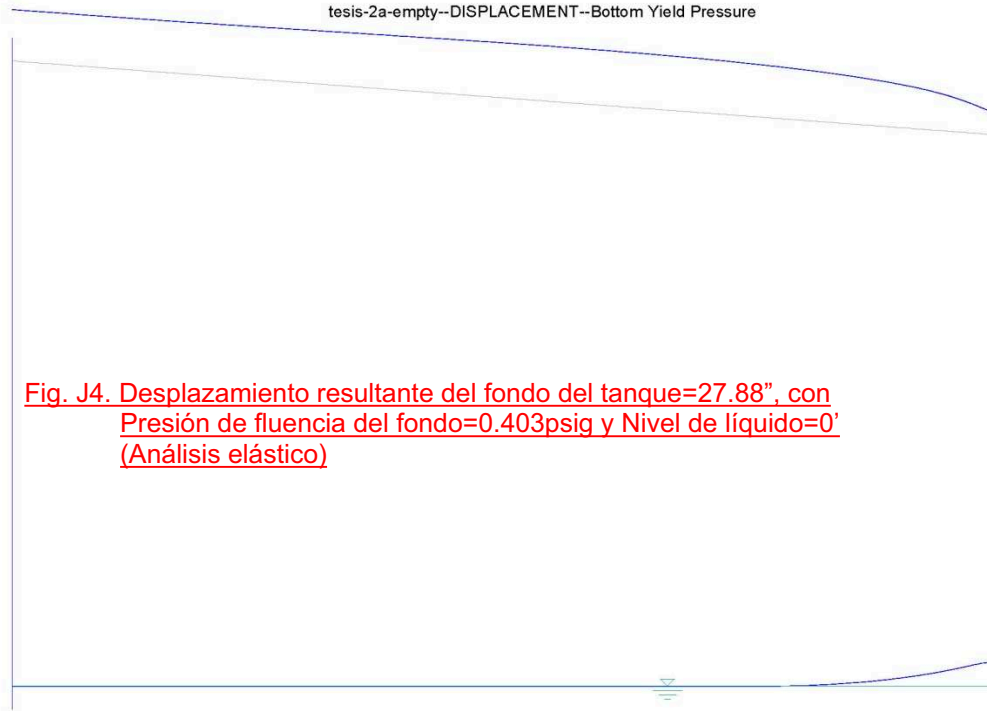


Fig. J4. Desplazamiento resultante del fondo del tanque=27.88", con Presión de fluencia del fondo=0.403psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.403 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 0.00 ft.
 Uplift Radius = 952.5 in. Bottom Joint Disp. = 27.880
 Max displacement = 6.4243e+001 in. Plotting scale = 8.966e-001

tesis-2a-empty--Equivalent Stress Middle Surface Zero Pressure

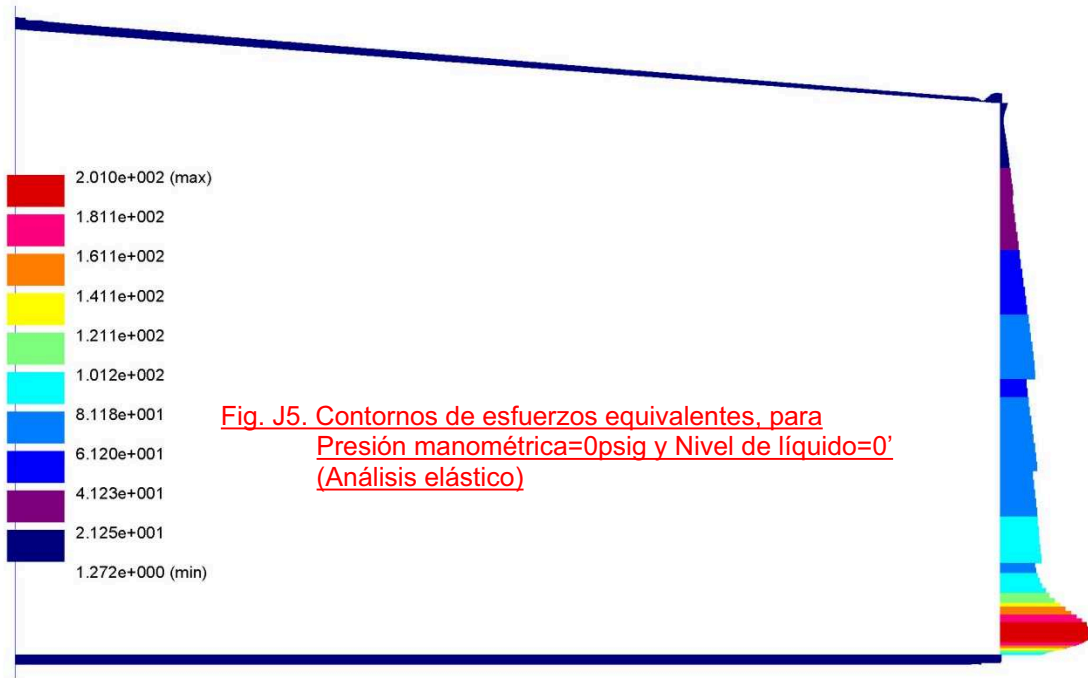


Fig. J5. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión manométrica=0psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.000 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 0.00 ft.
 Shell Top = 1.637e+001, Shell Bot = 9.024e+001
 Floor at Shell = 1.462e+001, Floor Center = 1.650e+001

tesis-2a-empty--Equivalent Stress Middle Surface Uplift Pressure

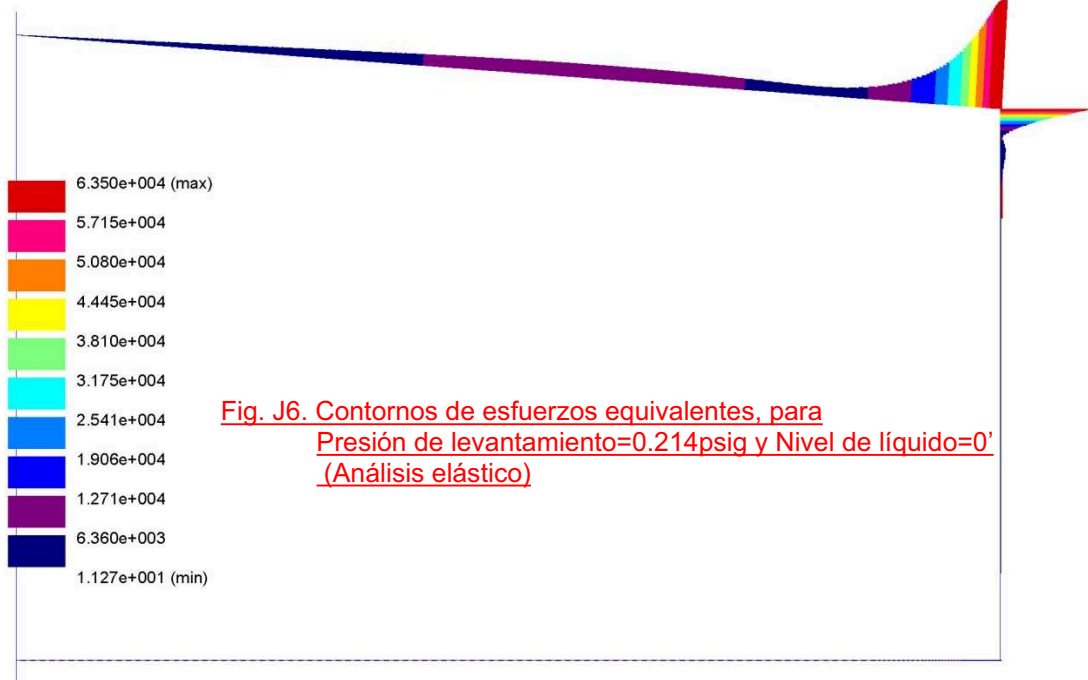


Fig. J6. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de levantamiento=0.214psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.214 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 0.00 ft.
 Shell Top = 6.183e+004, Shell Bot = 1.314e+001
 Floor at Shell = 1.316e+001, Floor Center = 1.296e+001

tesis-2a-empty--Equivalent Stress Middle Surface Top Yield Pressure

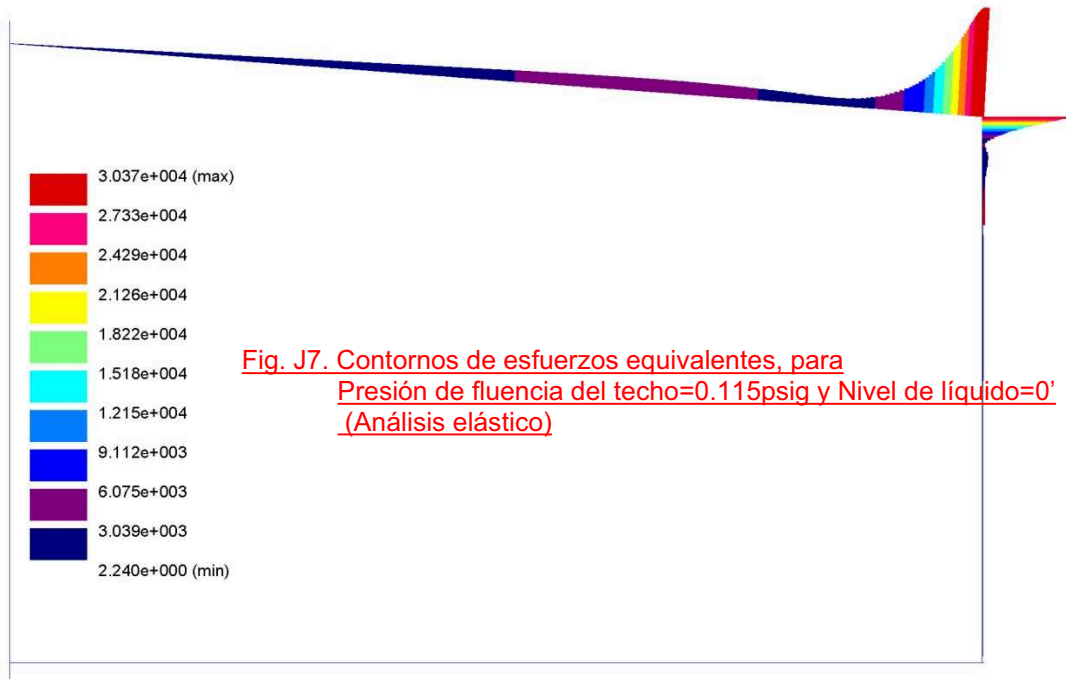


Fig. J7. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de fluencia del techo=0.115psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.115 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 0.00 ft.
 Shell Top = 2.969e+004, Shell Bot = 5.539e+001
 Floor at Shell = 2.689e+000, Floor Center = 2.956e+000

tesis-2a-empty--Equivalent Stress Middle Surface Bottom Yield Pressure

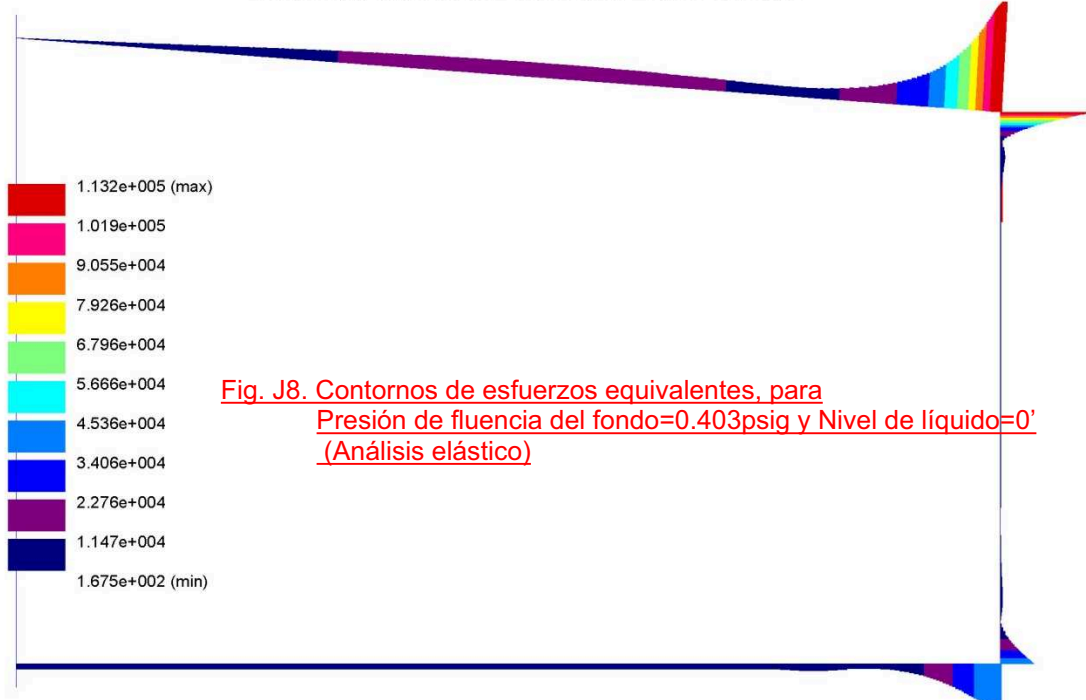


Fig. J8. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de fluencia del fondo=0.403psig y Nivel de líquido=0' (Análisis elástico)

Pressure = 0.403 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 0.00 ft.
 Shell Top = 1.104e+005, Shell Bot = 4.151e+004
 Floor at Shell = 4.219e+004, Floor Center = 5.281e+003

tesis-2a--DISPLACEMENT--Zero Pressure

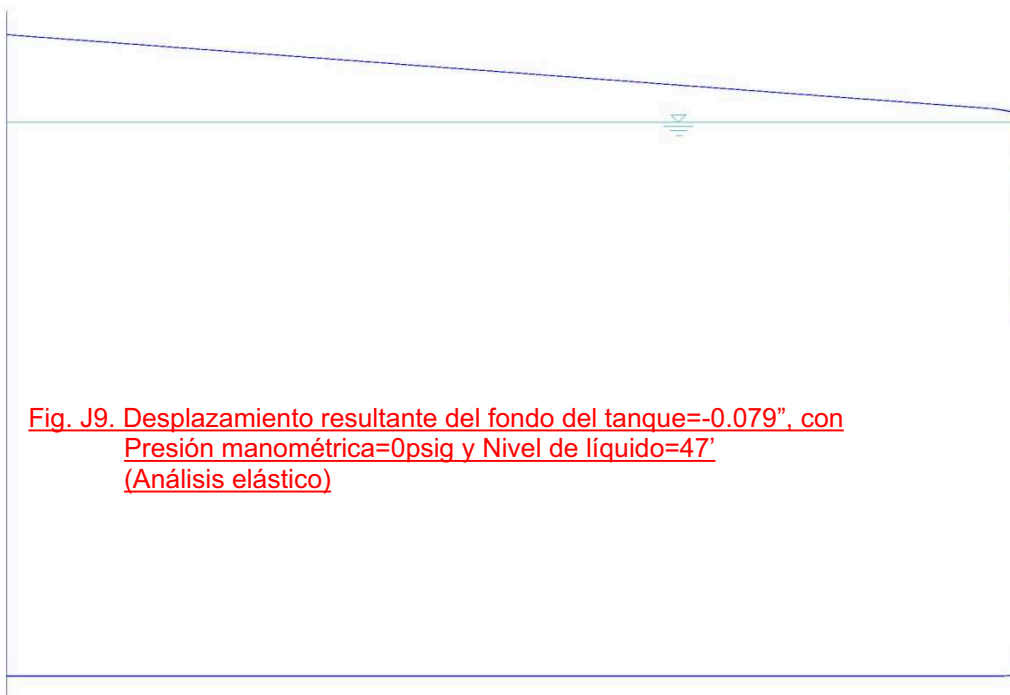


Fig. J9. Desplazamiento resultante del fondo del tanque=-0.079", con Presión manométrica=0psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

Pressure = 0.000 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 47.00 ft.
 Uplift Radius = 1201.8 in. Bottom Joint Disp. = -0.079
 Max displacement = 1.0367e+000 in. Plotting scale = 1.000e+001

tesis-2a--DISPLACEMENT--Uplift Pressure

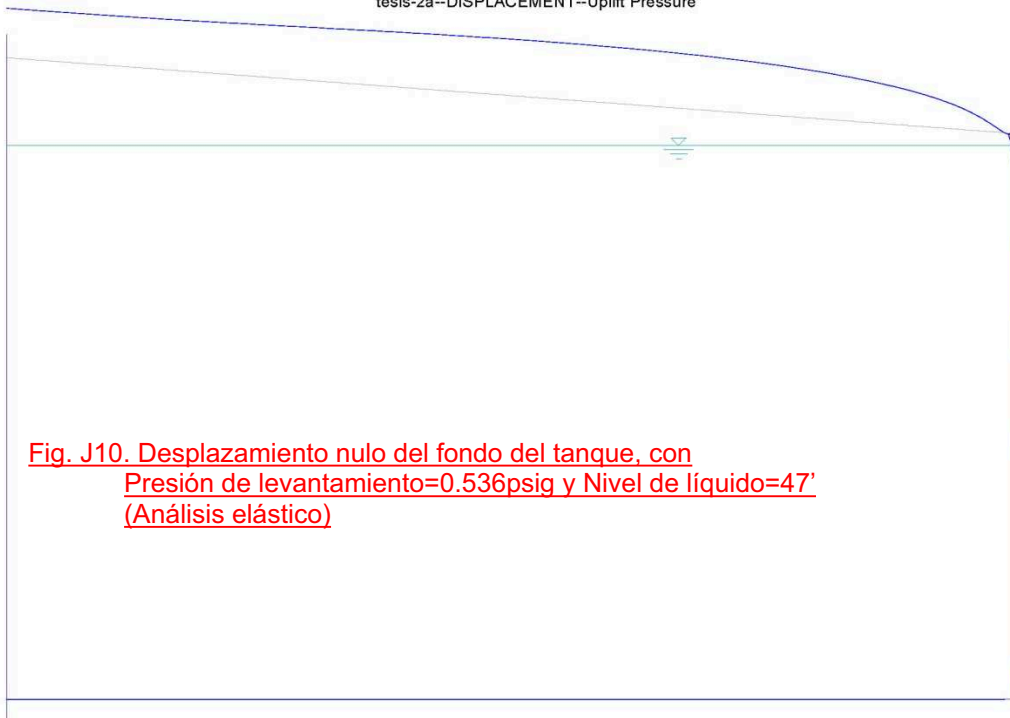
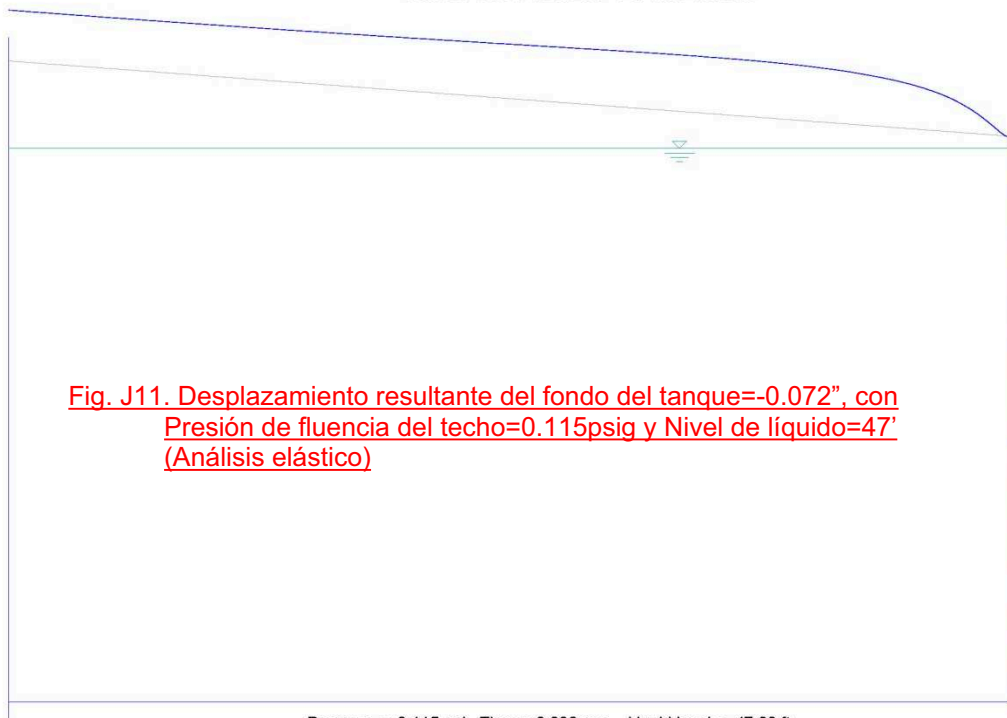


Fig. J10. Desplazamiento nulo del fondo del tanque, con Presión de levantamiento=0.536psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

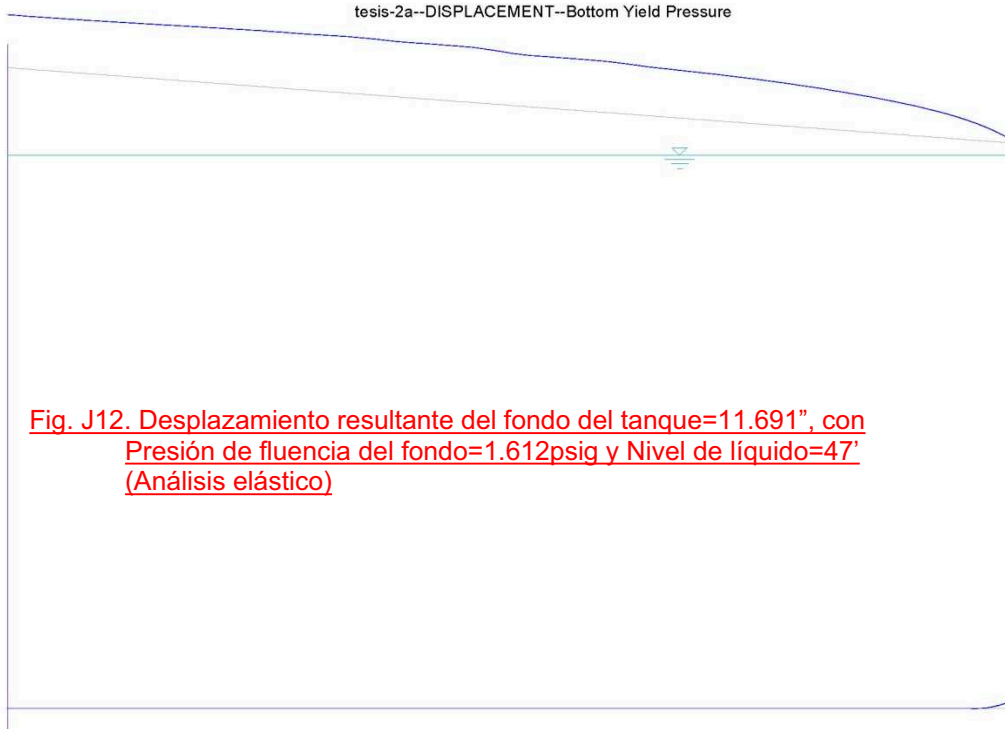
Pressure = 0.536 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 47.00 ft.
 Uplift Radius = 1226.8 in. Bottom Joint Disp. = 0.00
 Max displacement = 4.2932e+001 in. Plotting scale = 1.342e+000

tesis-2a--DISPLACEMENT--Top Yield Pressure



Pressure = 0.115 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 47.00 ft.
 Uplift Radius = 1228.8 in. Bottom Joint Disp. = -0.072
 Max displacement = 1.3170e+001 in. Plotting scale = 4.373e+000

tesis-2a--DISPLACEMENT--Bottom Yield Pressure



Pressure = 1.612 psi Time = 0.000 sec. Liquid level = 47.00 ft.
 Uplift Radius = 1190.8 in. Bottom Joint Disp. = 11.691
 Max displacement = 9.6678e+001 in. Plotting scale = 5.958e-001

tesis-2a--Equivalent Stress Middle Surface Zero Pressure

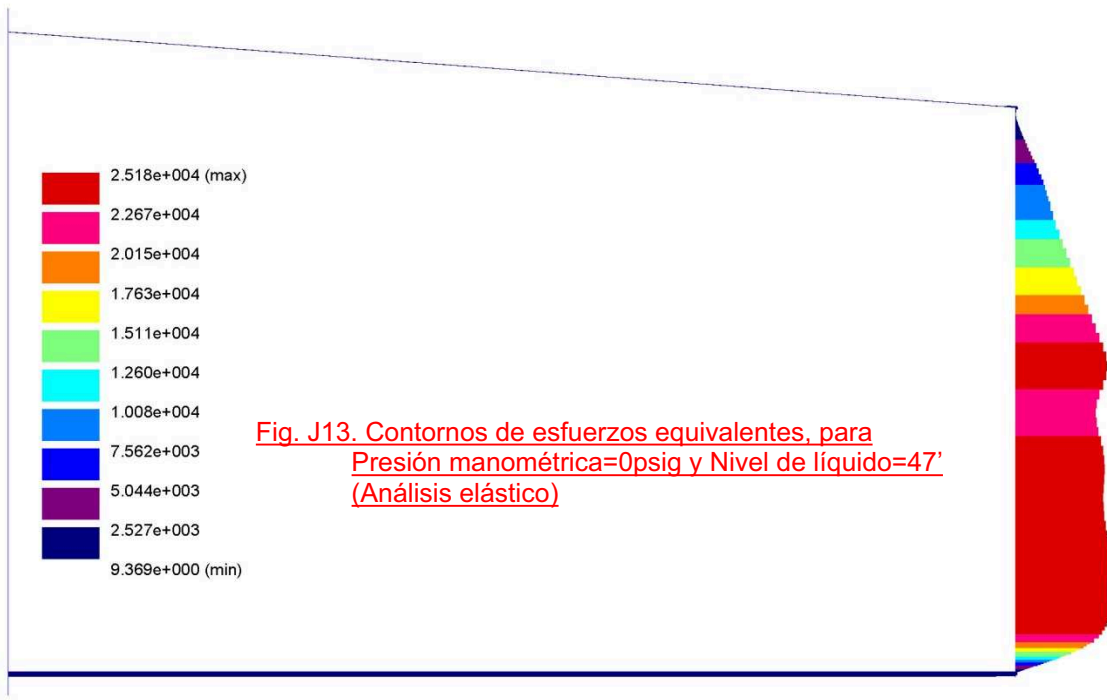


Fig. J13. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión manométrica=0psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

Pressure = 0.000 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 47.00 ft.
 Shell Top = 2.874e+002, Shell Bot = 9.768e+002
 Floor at Shell = 1.041e+003, Floor Center = 1.145e+003

tesis-2a--Equivalent Stress Middle Surface Uplift Pressure

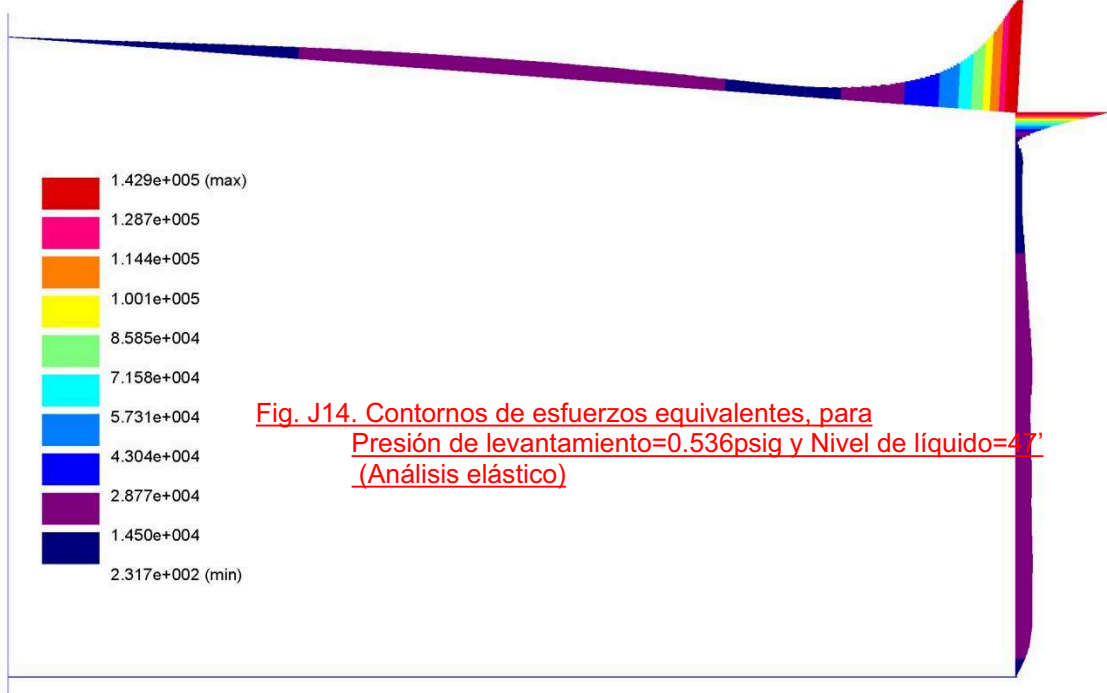


Fig. J14. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de levantamiento=0.536psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

Pressure = 0.536 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 47.00 ft.
 Shell Top = 1.388e+005, Shell Bot = 9.959e+002
 Floor at Shell = 1.078e+003, Floor Center = 1.231e+003

tesis-2a--Equivalent Stress Middle Surface Top Yield Pressure

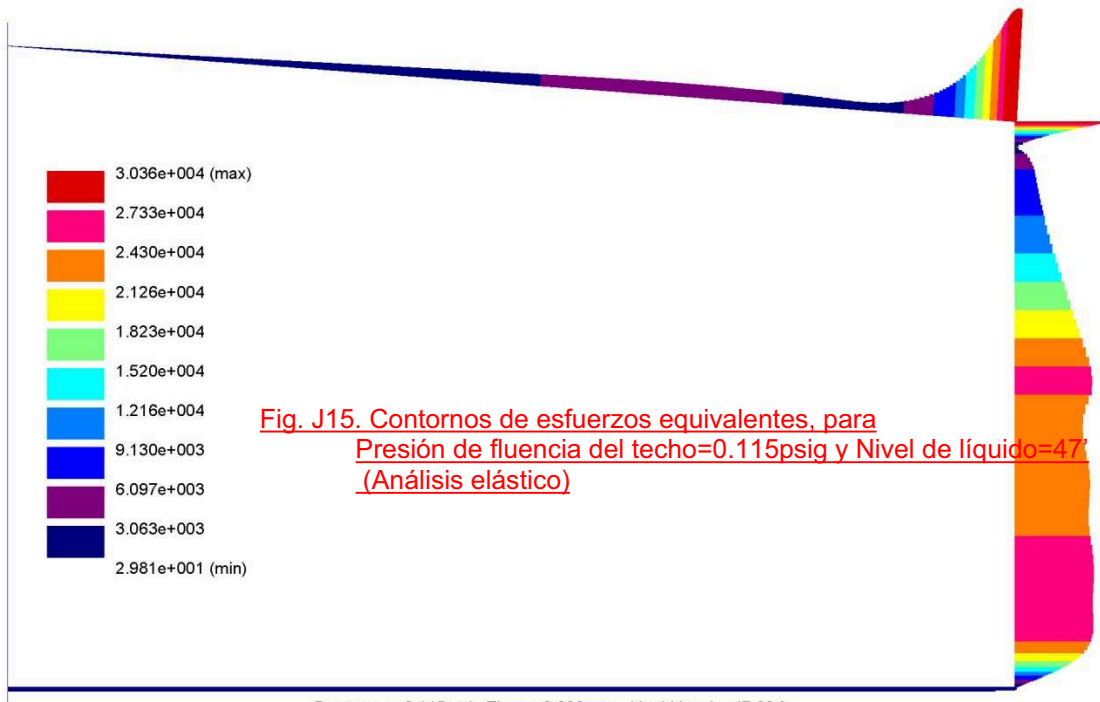


Fig. J15. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de fluencia del techo=0.115psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

Pressure = 0.115 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 47.00 ft.
 Shell Top = 2.967e+004, Shell Bot = 9.977e+002
 Floor at Shell = 1.012e+003, Floor Center = 1.160e+003

tesis-2a--Equivalent Stress Middle Surface Bottom Yield Pressure

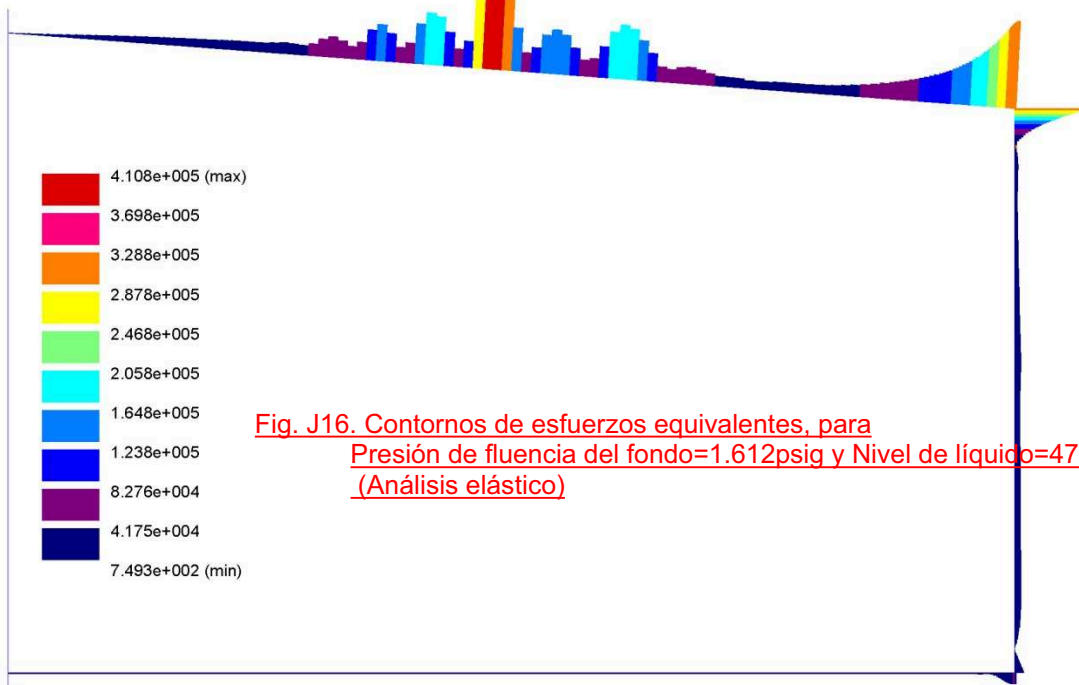
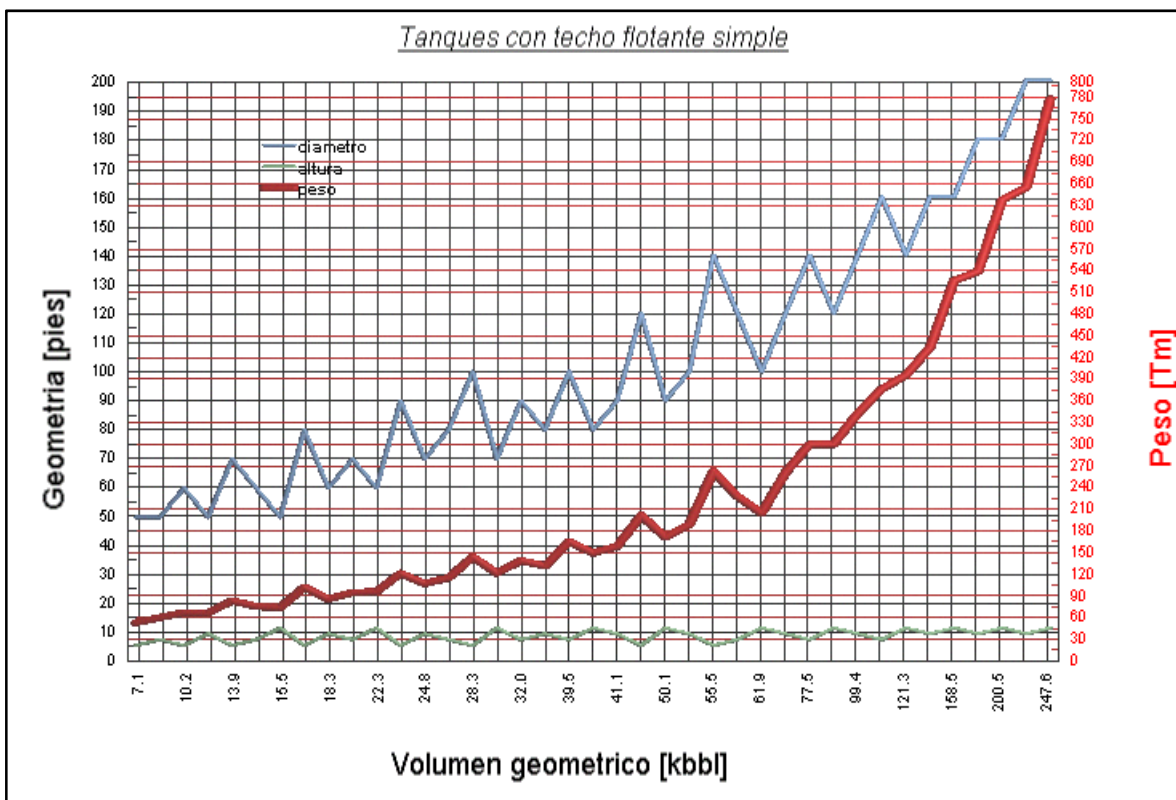
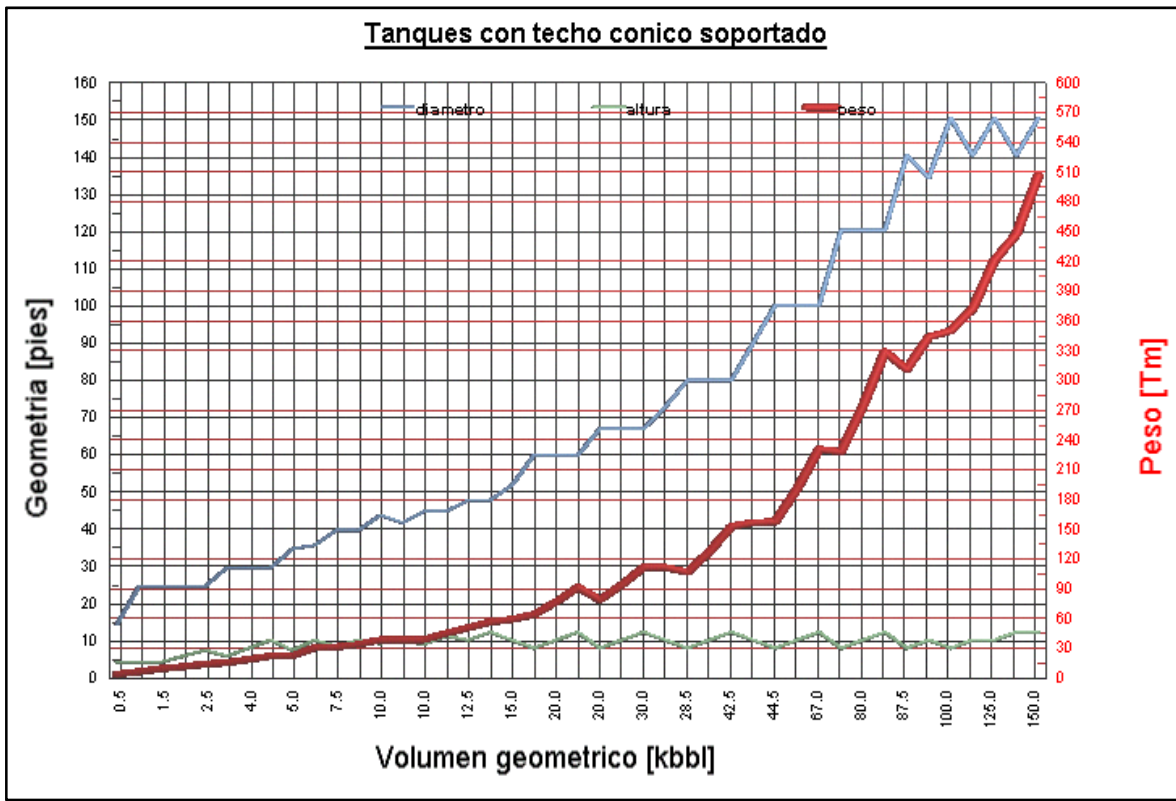
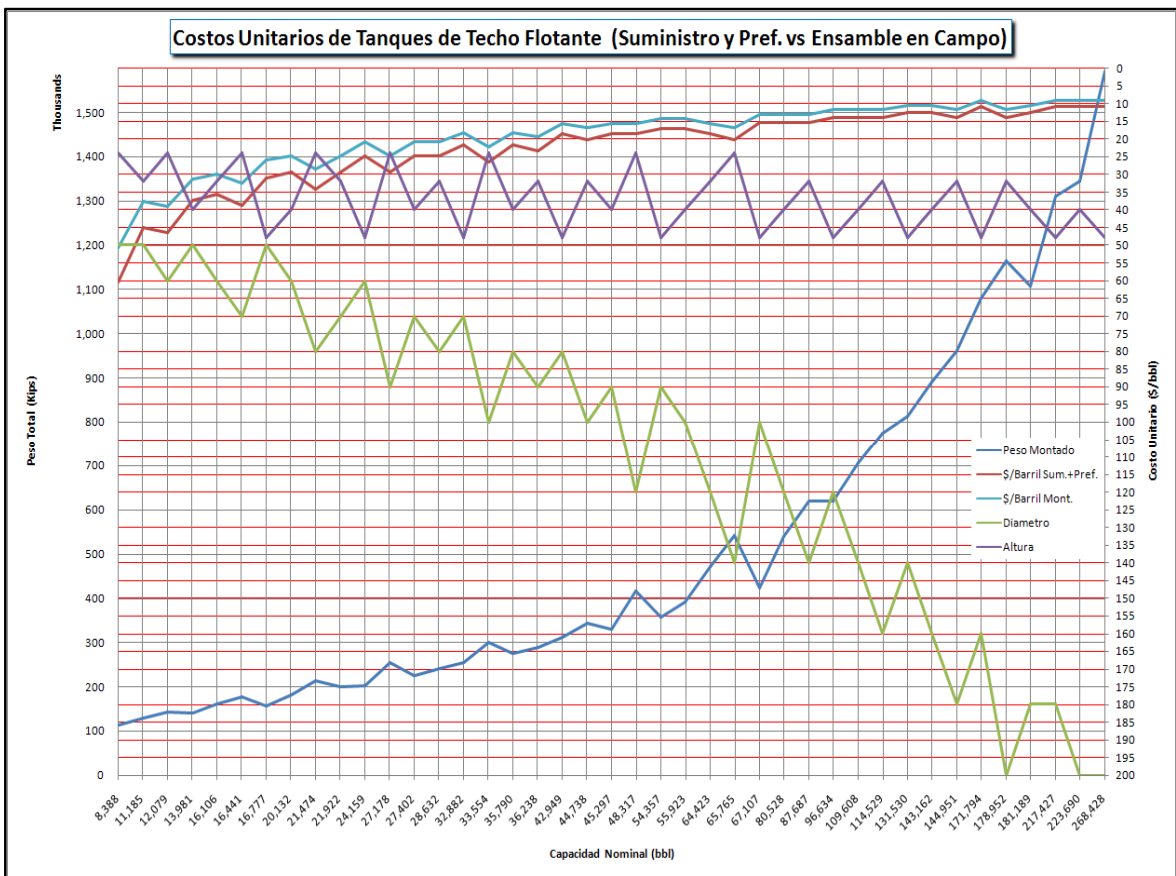
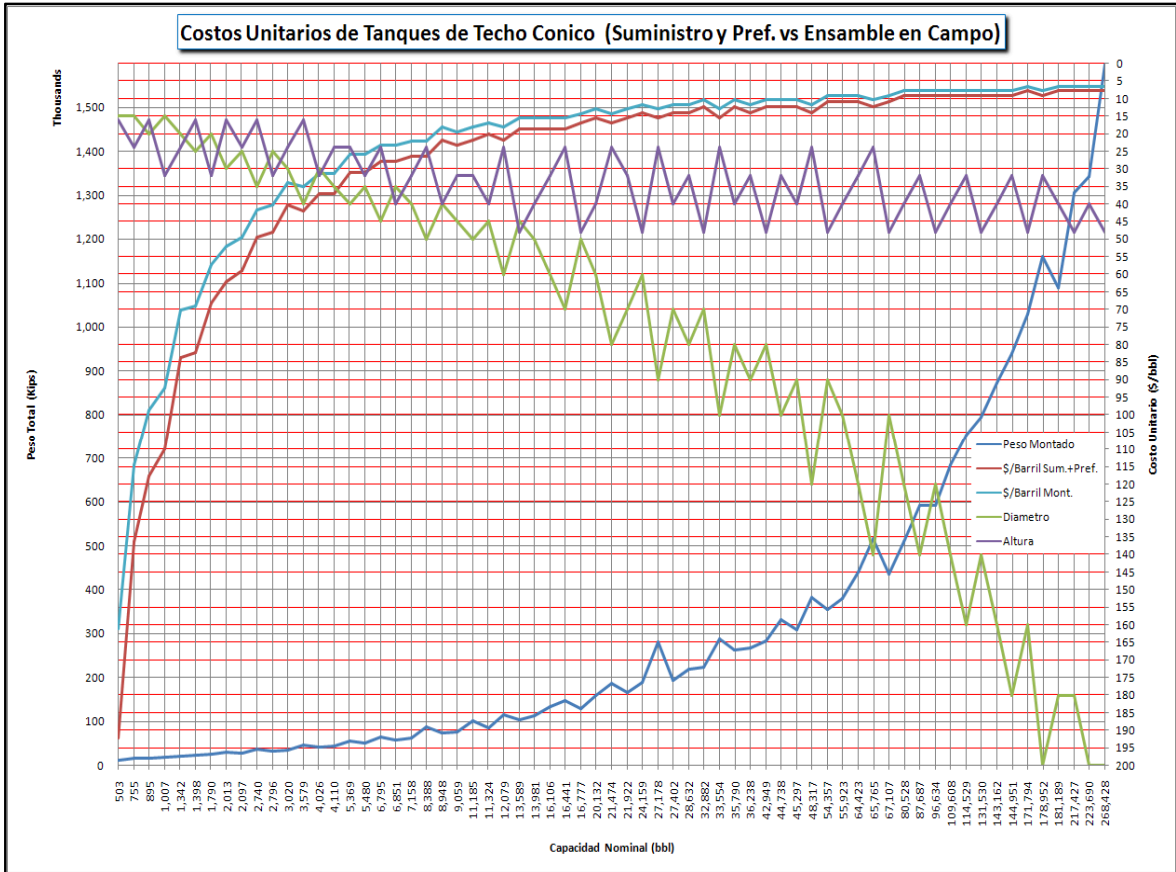


Fig. J16. Contornos de esfuerzos equivalentes, para Presión de fluencia del fondo=1.612psig y Nivel de líquido=47' (Análisis elástico)

Pressure = 1.612 psi Time = 0.000 sec Liquid level = 47.00 ft.
 Shell Top = 3.097e+005, Shell Bot = 4.071e+004
 Floor at Shell = 4.179e+004, Floor Center = 4.917e+003

APÉNDICE K. Índices de fabricación y costos





APÉNDICE L. Guía del Usuario

L.1 INTRODUCCIÓN

El programa informático denominado TANK sirve de ayuda para el diseño de tanques de acero para almacenamiento de líquidos. Debido a que los resultados generados dependen de los datos de ingreso, es responsabilidad del usuario utilizarlo e interpretarlo con criterio ingenieril y conocimiento del tema.

L.2 CARACTERÍSTICAS

TANK puede realizar cálculos para el diseño de este tipo de tanques según requisitos establecidos en el API 650, API 620 y AISI, por consiguiente es de utilidad para fabricantes e inspectores.

L.3 INSTALACIÓN

No se requiere instalarlo previamente en un computador para su funcionamiento, simplemente debe ser copiado el único archivo en un directorio y ejecutado utilizando Ms. Excel version 2007, el programa utilizará por consiguiente las funciones incluidas en esta plataforma.

Una vez cargado el archivo en Excel, es necesario activar la opción de macros para que el programa trabaje adecuadamente (ver Figs. L1 y L2).

L.4 PANTALLA INICIAL (SUMMARY OF DESIGN DATA and REMARKS)

Para crear un nuevo diseño, es recomendable llenar todos los campos informativos correspondientes a los parámetros necesarios para identificar el proyecto. Luego se debe seleccionar el estándar aplicable y su apéndice. Finalmente se ingresarán los datos geométricos, presiones y temperaturas,

parámetros sísmicos, características del producto a almacenar, tipo de techo y fondo, método de cálculo para el cuerpo, nivel de operación, y datos de aislamiento (ver Fig. L3).

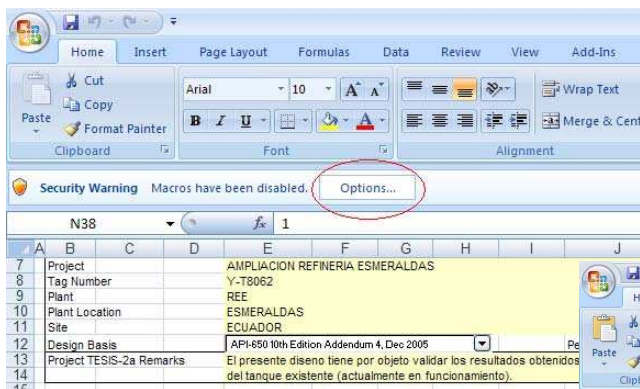
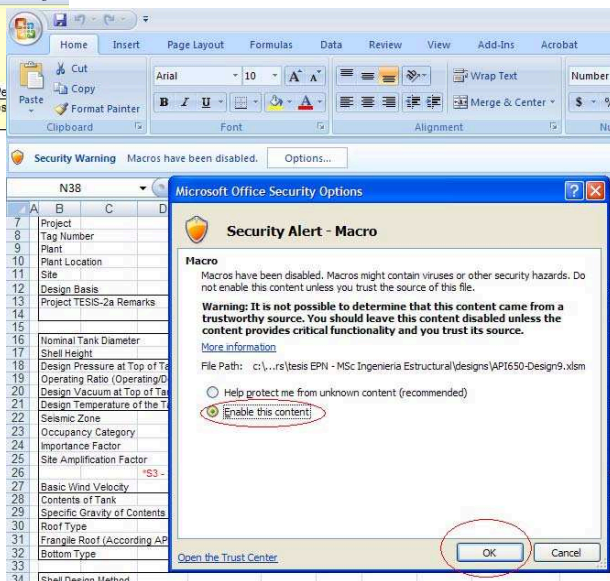


Fig. L1. Activación de la opción macros

Fig. L2. Ejecución de la función macros



1) SUMMARY OF DESIGN DATA and REMARKS	
Job	TESIS-2a
Date of Calcs.	11/12/08
Mfg. Or Insp. Date	18/03/96
Designer	Miguel Cedeno
Project	AMPLIACION REFINERIA ESMERALDAS
Tag Number	Y-T8062
Plant	REE
Plant Location	ESMERALDAS
Site	ECUADOR
Design Basis	API-650 10th Edition Addendum 4, Dec 2005
Project TESIS-2a Remarks	El presente diseno tiene por objeto validar los resultados obtenidos con los datos de fabricacion del tanque existente (actualmente en funcionamiento).
Nominal Tank Diameter	OD ft / mm 47.5000 14.478.0
Shell Height	Ht ft / mm 32.0000 9.753.6
Design Pressure at Top of Tank	P IN. H2O / PSIG 5.19 0.188
Operating Ratio (Operating/Design Pressure)	- 0.6667
Design Vacuum at Top of Tank	PV IN. H2O / PSIG -6.93 -0.250
Design Temperature of the Tank	- oF / oC 50.0 10.0
Seismic Zone	- 2B
Occupancy Category	- III. Special Occupancy Structures
Importance Factor	I - 1.00
Site Amplification Factor	s - 15
Basic Wind Velocity	vs mph / kmh 52.0 83.7
Contents of Tank	- Crude Oil
Specific Gravity of Contents	G - 1.0000 (10oAPI)
Roof Type	- Self Supported Dome Roof
Frangible Roof (According API-650 3.10.2.6)	- NO
Bottom Type	- Flat Bottom: Non-Annular
Shell Design Method	- 1-Foot Method (API-650 Section 3.6.4)
Shell Joint Type	- Butt W/velled
Max. Liquid Level	H ft / mm 32.0000 9.753.6
Min. Liquid Level	ft / mm 2.0000 609.6
Is Hydro Test Required	- YES
Shell Insulation Thickness	- in / mm
Shell Insulation Density	[lb/ft^3] / [kg/m^3] 8.00 128.2
Design Notes.-	
Note 1. Minimum Liquid Level of 2ft. is required for this model.	
Note 2. Per API-650 F.7.6 - Hydro test pressure = 1.25*P = 0.234Psig.	
Note 3. MAWP = 0.965 PSIG (26.74 IN. H2O) - MAWW = -0.253 PSIG (-7.013 IN. H2O)	

Fig. L3. Pantalla Inicial de ingreso de datos generales

Como regla general, todos los campos ó celdas que tienen color amarillo, sirven para ingreso de datos en el sistema de unidades correspondiente. El usuario no debe modificar ó ingresar información en celdas con otros colores.

L.5 PANTALLA RESUMEN DE RESULTADOS (SUMMARY OF RESULTS)

Esta pantalla tiene dos funcionalidades, la primera es la de ingresar valores para el diseño del cuerpo (ancho de anillos, espesor actual, corrosión admisible y eficiencia de soldadura), y la segunda es la de mostrar resultados del diseño para el cuerpo, techo, fondo, anclajes y anillos rigidizadores.

2) SUMMARY OF RESULTS												
Shell Material and 1-Foot Method (API-650 Section 3.6.3) Summary (Bottom is 1)												
Course	Width (ft/mm)		Material	t actual (in/mm)		Corr. Allowance (in/mm)	Joint Efficiency	t required (in/mm)		t-Calc [API-650] (in/mm)		
4	8.0000	2,438.4	A-36	0.3125	7.94		1.00	0.2958	7.51	0.2958	7.51	
3	8.0000	2,438.4	A-36	0.3125	7.94		1.00	0.2958	7.51	0.2958	7.51	
2	8.0000	2,438.4	A-36	0.3125	7.94		1.00	0.2958	7.51	0.2958	7.51	
1	8.0000	2,438.4	A-36	0.3750	9.53		1.00	0.2958	7.51	0.2958	7.51	
-			none									
-			none									
-			none									
-			none									
Self Supported Dome Roof												
Roof Plate Material			A-36	Height of Roof				ft / mm	7.33	2,233.6		
t.required			in / mm	0.2499	6.3	Joint Efficiency		LAP-WELDED	0.70			
t.actual			in / mm	0.2500	6.4	Weight		lb / kgf	19,793	8,978		
7) FLAT BOTTOM: Flat Bottom: Non-Annular												
Bottom Plate Material			A-36	Joint Efficiency				LAP-WELDED	0.35			
t.required			in / mm	0.25	6.4	Weight of Bottom Plate		lb / kgf	22,909	10,391		
t.actual			in / mm	0.3125	7.9							
10) Anchorage Requirements												
Actual # Anchor Bolts						Chair Style						--
Nominal Bolt Diameter Req'd, Inclu in / mm						Bolt Material						--
5) STIFFENING RINGS												
Top Compression Ring			2*2*1/4	top angle (detail a)								
Intermediate Wind Girder Type			-	none		Qty (0)						

Fig. L4. Pantalla resumen de resultados

L.6 PANTALLA PARA DISEÑO DE TECHOS DOMOS AUTO-SOPORTADOS (SELF SUP DOME)

La principal información requerida para el diseño, debe ser ingresada en el primer recuadro (celdas amarillas) y corresponde a materiales, valores geométricos, corrosión admisible, cargas, espesor actual, tipo de unión soldada y detalle del

ángulo tope (ver Fig. L5). Adicionalmente es necesario ejecutar en botón {GO} para actualización de campos aplicables al caso de diseño.

3) ROOF DESIGN PER API-650: Self Supported Dome Roof		Go	
Roof Plate Material			A-36
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833 7,847.6
Minimum Specified Yield Strength	Sy	[lb/in ²] / [kgf/m ²]	36,000 2.535E+07
Yield Strength Reduction Factor	M		1.0000
Modulus of elasticity at the design temperature (per API-650 App. M.5.1)		[lb/in ²] / [kgf/m ²]	28,800,000 2.028E+10
Roof Dish Radius (0.8D <= Rs <= 1.2D)	Rs = L	ft / mm	42.15 12,847.3
Roof Corrosion Allowance	CA	in / mm	
Live Load	Lr	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	25.0 122.0
Ground Snow Load	S	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	
Added Dead Load	Added_Dead_Load	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	
Roof Insulation Thickness	t_ins	in / mm	
Roof Insulation Density		[lb/ft ³] / [kgf/m ³]	8.00 128.21
Actual Roof Thickness	t.actual	in / mm	0.2500 6.35
Joint Efficiency	E		0.70
Torispherical (ASME F&D) Head			
Knuckle Radius	r	in / mm	No
Flange Length		in / mm	
Roof Plate Weld Type			LAP-WELDED
Compression Ring Detail			API-650 Fig. F-2, Detail c
Length of Angle Leg Parallel to Shell	CRing_Redundant_Length	in / mm	
Note: Tank Operating Ratio=0.6667. Roof formulas using 0.4 as operating ratio now use this design value.			
Dead Load	Dead_Load=Insulation+Plate_Weight+Added_Dead_Load	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	10.20 49.75
Design Snow Load	SL=0.84*S (per ASCE 7-05 Fig.7 and API-650 Sec.3.2.1.e)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	
Roof Loads (per API-650 Appendix R)			
	Pe=PV*144	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	36.00 175.61
	e.1=DL+MAX(SL,Lr)+0.6667*Pe	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	59.20 288.77
	e.2=DL+Pe+0.4*MAX(SL,Lr)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	56.20 274.14
Roof Design Load (per API-650 Appendix R)			
	T=MAX(e.1, e.2)	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	59.20 288.77
Computed Roof Live Load, including External Pressure			
	Lr_1=T	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	59.20 288.77
Angle between the Normal to the roof and a horizontal line at the roof-to-shell juncture			
	Alpha	deg / rad	55.70 0.97
Angle between the Normal to the roof and a vertical line at the roof-to-shell juncture			
	Theta	deg / rad	34.30 0.60
Weight, Surface Area, and Projected Areas of Roof			
Spherical radius of the tank or segment	Rs=R1=R2	in / mm	505.80 12,847.3
Radius of the cylinder	Rc=R3=OD/2	in / mm	285.00 7,239.0
Height of Roof	hR=R-SQRT(R ² -(OD/2) ²)	ft / mm	7.33 2,233.6
Thickness of Roof Insulation	t_ins	ft / mm	
Vertical Projected Area of Roof	Ap_vert=PI*(R+t_ins) ² *(Theta/180)-OD*(R+t_ins-hR)/2	ft ² / m ²	236.4 22.0
Horizontal Projected Area of Roof (per API-650 3.2.1.f)			
Moment Arm of UPLIFT wind force on roof	Xw=OD/2	ft / mm	23.8 7,239.0
Projected Area of roof for wind moment	Ap=PI*R ²	ft ² / m ²	1,772.1 164.8
Roof Area	Roof_Area=288*PI*R*hR	in ² / m ²	279,470 180.3
Weight	Weight=RoofArea*W(Roof_Area)	lb / ton	10,700 0.070
Self Supported Dome Roof SUMMARY			
t.required		in / mm	0.2499 6.35
t.actual		in / mm	0.2500 6.35
Required Part. Area of Roof-to-Shell Juncture		in ² / cm ²	1.8712 12.07
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-620)		in ² / cm ²	2.7075 17.47
P_max_internal		IN.H20 / PSIG	26.74 0.9653
P_max_external		IN.H20 / PSIG	-7.01 -0.2532

Fig. L5. Ingreso de datos para diseño del techo domo

L.7 PANTALLA PARA DISEÑO DE TECHOS CÓNICOS SOPORTADOS (SUP CONE)

La principal información requerida para el diseño, debe ser ingresada en el primer recuadro (celdas amarillas) y corresponde a materiales, valores geométricos, corrosión admisible, cargas, espesor actual, número de vigas y correas (ver Fig. L6).

3) ROOF DESIGN PER API-650:		Self Supported Dome Roof			
Roof Plate Material				A-283-C	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	20,000	1,406	
Yield Strength Reduction Factor	M	-	1.0000		
Structural Material				A-36	
Allowable Design Stress	Sd	PSI / [Kg/cm ²]	23,200	1,631	
Minimum Specified Yield Strength	Sy	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	36,000	2.535E+07	
Modulus of elasticity at the design temperature (per API-650 App. M.5.1)			28,800,000	2.028E+10	
Density		[lb/in ³] / [Kg/m ³]	0.2833	7,847.6	
Roof Pitch (3/4" to 2)	pt	in/ft	0.75		
Roof Corrosion Allowance	CA	in / mm			
Live Load	Lr	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]	25.0	122.0	
Ground Snow Load	S	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]			
Added Dead Load	Added_Dead_Load	[lb/ft ²] / [kgf/m ²]			
Roof Insulation Thickness	t_ins	in / mm			
Roof Insulation Density		[lb/ft ³] / [kgf/m ³]	8.00	128.21	
Actual Roof Thickness	t.actual	in / mm	0.1875	4.76	
Joint Efficiency	E	-	0.35	1.00	
Number of Intermediate Girder Rings		-		2	
NUMBER OF GIRDERS IN RING 1	NumGird1	-		6	
NUMBER OF GIRDERS IN RING 2	NumGird2	-		12	
RADIUS TO GIRDER RING 1 (CIRCUMSCRIBING)	rC1	ft / mm	36.01	10,975.0	
RADIUS TO GIRDER RING 2 (CIRCUMSCRIBING)	rC2	ft / mm	68.86	20,990.0	
RADIUS TO SHELL	rShell	ft / mm	23.75	7,239.0	
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal1 >= N_min1	-		42	
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal2 >= N_min2	-		84	
NUMBER OF RAFTERS SELECTED	nfinal3 >= N_min3	-		108	
POLYGON ANGLE	01 = 360 / np1	deg / rad	60.00	1.05	
GIRDER LENGHT (polygon 1 side lenght)	L_gird1 = 2 rC1 SIN(01/2)	ft / mm	36.01	10,975.0	
POLYGON ANGLE	02 = 360 / np2	deg / rad	30.00	0.52	
GIRDER LENGHT (polygon 2 side lenght)	L_gird2 = 2 rC2 SIN(02/2)	ft / mm	35.65	10,865.2	
SLOPE OF THE BOTTOM	X/Y	--- / DEG.	120	0.48	
SLOPE OF THE ROOF	X/Y	--- / DEG.	16	3.58	
SKETCH					
Self Supported Dome Roof SUMMARY					
t.required		in / mm	0.1875	4.76	-
t.actual		in / mm	0.1875	4.76	
Min. participating area due to full Design Pressure (per API-650 F.5.1 and Fig. F-2)		in ² / cm ²	4.3295	109.97	Inc
Actual Part. Area of Roof-to-Shell Juncture (API-650)		in ² / cm ²	1.93	48.93	
P_max_internal		IN.H2O / PSIG	3.14	0.1135	
P_max_external		IN.H2O / PSIG	155.75	5.6226	
<p> <input type="button" value="SUMMARY"/> <input type="button" value="SELF SUP DOME"/> <input type="button" value="SUP CONE"/> <input type="button" value="SHELL 650 1F"/> <input type="button" value="SHELL 650 VP"/> <input type="button" value="SHELL 620"/> <input type="button" value="STIFF RINGS"/> <input type="button" value="SHELL SUMMARY"/> <input type="button" value="FLAT BOT"/> </p>					

Fig. L6. Ingreso de datos para diseño de techos cónicos soportados

L.8 PANTALLAS PARA DISEÑO DE CUERPOS (SHELL 650 1F / SHELL 650 VP / SHELL 620 / SHELL SUMMARY)

La pantalla para diseño según el método del 1 pie, no requiere de ingreso adicional de datos, es necesario ejecutar en botón {GO} para actualización de campos aplicables al caso de diseño.

La pantalla para diseño según el método del punto variable, no requiere de ingreso adicional de datos, es necesario ejecutar todos los botones {GO}

secuencialmente, para actualización de campos aplicables al caso de diseño (ver Fig. L7).

4) SHELL COURSE DESIGN (bottom course is #1)					
Course #	1	of	4	Go	
MATERIAL					
Width				ft / mm	A-36 8.00 2,438.4
Corrosion allowance			CA	in / mm	
Joint Efficiency			E	-	1.00
API-650 1-Foot Method (API-650 Section 3.6.3)					
Minimum Specified Yield Strength			Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000 2,531.1
Yield Strength Reduction Factor			M	-	1.0000
Allowable Design Stress			Sd	PSI / [Kg/cm ²]	23,200 1,631.1
Allowable Test Stress			St	PSI / [Kg/cm ²]	24,900 1,750.6
DESIGN CONDITION					
			G	-	1.0000
			H	ft / mm	32.00 9,753.6
Effective liquid head at design pressure			H'	ft / mm	32.43 9,885.6
Design shell thickness			tpd	in / mm	0.1673 4.25
			X1	-	0.6781
			X2	-	0.0374
			X3	-	0.1727
			t1d	in / mm	0.1786 4.54
			t_Calc_1	in / mm	0.1673 4.25
t _{actual}			t_1	in / mm	0.3750 9.53
Calculating h _{Max} , given t ₁ =0.37			h _{Max}	ft / mm	47.682 14,533.4
			k	in / mm	0.2637 6.70
			P _{max_1}	PSI / [Kg/cm ²]	6.7902 0.48
HIDROSTATIC TEST CONDITION					
			G	-	1.0000
			H	ft / mm	32.43 9,885.6
Effective liquid head at design pressure			H'	ft / mm	32.43 9,885.6
Hydrostatic test shell thickness			tpt	in / mm	0.1559 3.96
			t1t	in / mm	0.1666 4.23
			t_test_1	in / mm	0.1559 3.96
			t_Calc_650	in / mm	0.1673 4.25
Course # 2					
MATERIAL					
Width				ft / mm	A-36 8.00 2,438.4
Corrosion allowance			CA	in / mm	
Joint Efficiency			E	-	1.00
API-650 1-Foot Method (API-650 Section 3.6.3)					
Minimum Specified Yield Strength			Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000 2,531.1
Yield Strength Reduction Factor			M	-	1.0000
Allowable Design Stress			Sd	PSI / [Kg/cm ²]	23,200 1,631.1
Allowable Test Stress			St	PSI / [Kg/cm ²]	24,900 1,750.6
DESIGN CONDITION					
			G	-	1.0000
			H	ft / mm	24.00 7,315.2
Effective liquid head at design pressure			H'	ft / mm	24.43 7,447.2
			T1	in / mm	0.3750 9.53
Trial #1			Tu	in / mm	0.1247 3.17
			K	-	3.0062
			C	-	0.5599
			x1	-	56.1718
			x2	-	164.1709
			x3	-	7.2742
			x	-	7.2742
			tdx	in / mm	0.1268 3.22
			delta	in / mm	0.0021 0.05
Trial #2			Tu	in / mm	0.1268 3.22
			K	-	2.9565
			C	-	0.5530
			x1	-	55.5508

Fig. L7. Actualización de campos en el diseño del cuerpo

La pantalla para diseño según el Api 620, no requiere de ingreso adicional de datos, es necesario ejecutar todos los botones {GO} secuencialmente, para actualización de campos aplicables al caso de diseño.

La pantalla para la obtención del resumen de datos de diseño de cuerpo, no requiere de ingreso adicional de datos, es necesario ejecutar el botón {GO} para actualización de campos aplicables.

L.9 PANTALLA PARA DISEÑO DE ANILLOS RIGIDIZADORES (STIFF RINGS)

La principal información requerida para el diseño, debe ser ingresada en el primer recuadro (celdas amarillas) y corresponde a secciones de perfiles y cantidad de anillos (ver Fig. L8). Adicionalmente es necesario ejecutar en botón {GO} para actualización de campos aplicables al caso de diseño.

5) STIFFENING RINGS									
Roof Compression Ring / Top Wind Girder Type			Go				top angle (detail a)		2
Angle Type, Z range (in ³ / cm ³)	2'2"1/4				0.35		5.74		
Number of Intermediate Wind Girders	N								
Intermediate Wind Girder Type					none				
Angle Type, Z range (in ³ / cm ³)	2.5'2.5"1/4				0.41-0.42				
Basic wind relationship					120				
Velocity Factor	vf=(vs/120) ²				-		0.19		
REF: Structural Analysis and Design of Process Equipment, 2nd Edition, Jawad (Combining effects of internal vacuum with vf)									
Safety Factor	SF				-		2		
Effective Velocity Factor	Ve=(25.6*vf+144*SF*PV)/25.6				-		3.00		
Top Compression Ring Calculations									
Required Top Comp. Ring Section Modulus (per API-650 Section 3.1.5.9.e)	Z		in ³ / cm ³		0.35		5.74		
Top Comp. Ring is not required for Self-Supported Roofs if the requirements of either Sections 3.10.5 or 3.10.6 are met.									
Intermediate Wind Girder Calculations (per API-650 Section 3.9.7)									
Modulus of elasticity at the design temperature					[lb/in ²] / [kgf/m ²]		28,800,000		2.028E+10
Using the thinnest shell course, instead of top shell course:					ME		-		1.000
Maximum Height of Unstiffened Shell	Hu=(ME*600,000**SQRT((t/OD) ³)/Ve		t = thinnest		in / mm		0.3125		7.94
Transposed Width of each Shell Course	Wtr=Width*t_top_course / t_course)*2.5				ft / mm		33.35		10,164.58
Transforming Courses (1) to (4)									
	Width (ft / mm)	t_top_course (in / mm)	t_course (in / mm)	(ft)	(mm)				
Wtr(-) =									
Wtr(-) =									
Wtr(-) =									
Wtr(-) =									
Wtr(1) =	8.00	2438.40	0.3125	7.94	0.3750	9.53	5.07	1545.8	
Wtr(2) =	8.00	2438.40	0.3125	7.94	0.3125	7.94	8.00	2438.4	
Wtr(3) =	8.00	2438.40	0.3125	7.94	0.3125	7.94	8.00	2438.4	
Wtr(4) =	8.00	2438.40	0.3125	7.94	0.3125	7.94	8.00	2438.4	
Height of the Transformed Shell	Htr=SUM(Wtr)				ft / mm		29.07		8,861.0
Unstiffened Shell Length	L0=Htr/(N+1)				ft / mm		29.07		8,861.0
No Intermediate Wind Girders Needed Since Hu >= L0									
Locations 0/0/0/0/0/0/0/0/0/0/0/0 ft. from Top Angle									
Required minimum section modulus	Zi=0.0001*Ve*L0*OD ²				in ³ / cm ³				
Actual					Zi		-		none
using QTY									
Max. Effective Velocity Factor	Ve_Max=(ME*600,000**SQRT((t/OD) ³)/L0				-		3.44		
External Pressure Check per Jawad, based on Ve_Max, L0, and t_top_course	P_ext_shell_1=25.6*(vf-Ve_Max)/(144*SF)				IN.H2O / PSI		-8.01		-0.2892
Shell Minimum t per Jawad, based on L0, and Ve (CA incl. Later)	t_shell_1=((L0*Ve*SQRT(OD ³)/(ME*600,000)) ^{0.4}				in / mm		0.2958		7.51
Check for External Pressure (per Jawad based on Stiffener Section Modulus)									
Design Length	L0		ft / in		29.07		348.86		
Design Diameter	D0		ft / in		47.50		570.00		
	M=max(M_seismic, M_wind)				[ft-lbf] / [m-kgf]		5,020,599		694,578
					S		PSI / [Kg/cm ²]		23,200
					E		-		1.00
Thickness required for M	tq=M/(R ² *PI*S*E)				in / mm		0.0102		0.26
Top Course thickness available to resist external pressure	tnp=t_top_course - tq				in / mm		0.3023		7.68
	D0/t				-		21888		>1000

Fig. L8. Ingreso de datos y actualización de campos para el diseño de anillos rigidizadores

L.10 PANTALLA PARA DISEÑO DEL FONDO PLANO (FLAT BOTTOM)

La principal información requerida para el diseño, debe ser ingresada en el primer recuadro (celdas amarillas) y corresponde a secciones de materiales, corrosión admisible, espesor actual y eficiencia de soldadura (ver Fig. L9). Adicionalmente es necesario ejecutar en botón {GO} para actualización de campos aplicables al caso de diseño.

7) FLAT BOTTOM:		Flat Bottom: Non-Annular		<input type="button" value="Go"/>	
Bottom Plate Material				A-36	
Annular Bottom Plate Material				A-36	
Weight of Bottom Plate					
Flat Bottom Plate OD		Bottom_OD	ft / mm	47.8333	14,579.6
Bottom Plate Corrosion Allowance		CA	in / mm		
Actual Bottom Plate Thickness		t.actual	in / mm	0.3125	7.94
Joint Efficiency				0.35	
Bottom_Area=PI/4*(Bottom_OD)^2			in^2 / m^2	258,770	166.9
Btm_Density			[lb/in^3] / [Kg/m^3]	0.2833	7,847.65
Weight = Btm_Density*t.actual*Bottom_Area		(New)	lb / kgf	22,909	10,391
		(Corroded)	lb / kgf	22,909	10,391
API-650 Calculation of Hydrostatic Test Stress & Product Design Stress (per API-650 Section 3.5.1)					
t_1	Bottom (1st) Shell Course thickness		in / mm	0.3750	9.53
	H=Max. Liq. Level + P(psi)/(0.4332)		ft / mm	32.4328	9,885.53
	Hydrostatic Test Stress in Bottom (1st) Shell Course				
	St=2.6*OD*(H-1)/t_1		PSI / [Kg/cm^2]	10,352	728
	Limit for Non-Annular Bottom		PSI / [Kg/cm^2]	24,900	1,751
				Within limit for Non-Annular Bottom	
	Product Design Stress in Bottom (1st) Shell Course				
	Sd=2.6*OD*(H-1)*G/(t_1-ca_1)		PSI / [Kg/cm^2]	10,352	728
	Limit for Non-Annular Bottom		PSI / [Kg/cm^2]	23,200	1,631.12
				Within limit for Non-Annular Bottom	

Fig. L9. Ingreso de datos y actualización de campos para el diseño del fondo

L.11 PANTALLAS PARA ANÁLISIS DE VIENTO, SISMO Y RESÚMENES DE CARGAS Y PRESIONES ADMISIBLES (WIND / SEISMIC / CAPACITIES & WT / LOADS / MAWP & MAWW)

Las pantallas para la obtención de los momentos por viento y sismo, así como también los resúmenes de cargas y presiones; no requieren de ingreso adicional de datos.

L.12 PANTALLAS PARA DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y SILLAS (BOLTS / CHAIRS)

La principal información requerida para el diseño de pernos y sillas debe ser ingresada en el primer recuadro (celdas amarillas) y corresponde al número de pernos, materiales, corrosión admisible, diámetro nominal elegido, valores geométricos de las sillas según diagramas incluidos (ver Fig. L10).

11) Anchor Chair Design from AISI 'Steel Plate Engr Data' Dec. 92, Vol. 1, Part VII					
Chair Material					A-36
Top Plate Type					Discrete
Chair Style					Vert. Tapered
Chair Diagram & Values					
Top Plate Width (along shell)	$(h_{max} \leq 3 \cdot a \leq 24.75in)$	a	in / mm	8.2500 / 209.55	
Top Plate Length (in radial direction)	$(b_{min} = 3.88675in)$	b	in / mm	8.0000 / 203.20	
Vertical Plate Width (average width for tapered plates)		k	in / mm	6.0000 / 152.40	
Top Plate Thickness	$(c_{min} = \sqrt{P/Sd/f} \cdot (0.375g - 0.22d)) = 1.17in$	c	in / mm	2.0000 / 50.80	
Bolt Nominal Diameter		d	in / mm	1.6250 / 41.28	
Bolt Eccentricity	$(e_{min} = 0.866 \cdot d + 0.572 = 2.01175in)$	e	in / mm	4.4375 / 112.71	
Outside of Top Plate to Hole Edge	$(f_{min} = d/2 = 0.9375in)$	f	in / mm	2.0620 / 52.37	
Distance Between Vertical Plates	$(g_{min} = d + 1 = 2.625in)$	g	in / mm	6.6250 / 168.28	
Chair Height	$(h_{min} = 12in)$	h	in / mm	16.0000 / 406.40	
Vertical Plate Thickness	$(j_{min} = \max\{0.5, (0.04 \cdot (h-c))\} = 0.56in$ $(j^*_{k} \geq P/25 \geq 1.9113in^2)$	j / k	in ² / mm ²	1.0000 / 3.871	
Bottom Plate Thickness		m	in / mm	0.3125 / 7.9375	
1st Shell Course Thickness		t	in / mm	0.3750 / 9.5250	
Nominal Shell Radius to Tank Centerline:		r	in / mm	284.63 / 7,229.5	
Bolt Load due to Seismic (U case 7):			lbf / kgf		
Bolt Load due to Wind (U case 6):			lbf / kgf		
Bolt Load due to Uplift:			lbf / kgf		
Design Load per Bolt:		P	Kips / Ton		
Bolt Material Yield Stress		Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000 / 2,531.05	
Chair Material Yield Stress		Sy	PSI / [Kg/cm ²]	36,000 / 2,531	
Threads per unit length		n	TPI	4.00	
Computed Bolt Root Area	$A_s = 0.7854 \cdot (d - 1.3/n)^2$		in ² / mm ²	1.33 / 856	
Bolt Yield Load	$BYL = A \cdot Sy / 1000$	P	Kips / Ton	47.78 / 21.67	

Since Bolt Yield Load Exceeds Bolt Design Load, Anchor Chairs will be Designed to withstand Bolt Yield Load (per API-650 App. E.6.2.3)

Fig. L10. Ingreso de datos para diseño de sillas de anclaje

L.13 REPORTE, IMPRESIÓN DE RESULTADOS Y ARCHIVO

Los resultados pueden visualizarse directamente en las pantallas de diseño y su impresión puede ser parcial o total, usando las funciones de Excel.

Para guardar el diseño realizado y/o mantener un registro de revisiones, se procede a grabar el archivo completo con un nuevo nombre.