

Proyecto Fin de Carrera Ingeniería Industrial

Diseño según API 650 de un tanque con techo
flotante interno para almacenamiento de gasolina

Autor: Ignacio Sánchez-Laulhé Carrascosa

Tutor: José Manuel Galán Fernández

**Departamento de Ingeniería de la Construcción
y Proyectos de Ingeniería**
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017



Proyecto Fin de Carrera
Ingeniería Industrial

Diseño según API 650 de un tanque con techo flotante interno para almacenamiento de gasolina

Autor:

Ignacio Sánchez-Laulhé Carrascosa

Tutor:

José Manuel Galán Fernández

Profesor titular

Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de la Ingeniería

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017

Proyecto Fin de Carrera: Diseño según API 650 de un tanque con techo flotante interno para almacenamiento de gasolina

Autor: Ignacio Sánchez-Laulhé Carrascosa

Tutor: José Manuel Galán Fernández

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2017

El Secretario del Tribunal

Para mis padres y hermana

A mis abuelos

A mi familia

Con mis amigos

A mi novia

Por todos mis maestros

Gracias

Agradecimientos

Dicen que el proyecto fin de carrera debería ser un mero trámite, más tras acabar con las asignaturas de Ingeniería Industrial. En mi caso, han pasado casi tres años desde que aprobé mi última asignatura de la Escuela, los más que bien aprovechados tres créditos de Ingeniería del Transporte. Ligado al hecho de mi pronta introducción al mundo laboral, y la intensidad y ganas dedicadas a mi primer trabajo como ingeniero, han hecho que la conclusión de la carrera haya llegado más tarde de lo que siempre pensé.

Quisiera aprovechar este espacio para agradecer a todos los que siempre me han apoyado con este objetivo, tanto en la carrera como con el PFC. Uno se quedará con todo lo aprendido yendo a clase, con los buenos momentos vividos en los laboratorios estudiando con un café por delante, o las innumerables sesiones de psicoterapia con los amigos en el Alberto cuando el viento no parecía acompañar al objetivo sin más tratamiento médico que el elixir embotellado de etiqueta roja y punto azul glacial.

Me enorgullece mucho pertenecer a la Escuela de Ingenieros de la Universidad de Sevilla, y no puedo tener más que palabras de agradecimiento por lo que esta institución ha hecho brindarme la oportunidad de acceder al conocimiento mediante su personal. Concluyo que este viaje, ha merecido la pena, y que todos habéis sido culpables por dejarme siempre aprender cosas de vosotros: familia, amigos, profesores, compañeros. GRACIAS.

Ignacio Sánchez-Laulhé Carrascosa

Sevilla, 2017

El siguiente proyecto trata de desarrollar todos los pasos necesarios para el diseño de un tanque de almacenamiento de gasolina con una pantalla flotante interna siguiendo las indicaciones dispuestas en la normativa americana *API 650-12th Edition "Welded Tanks for Oil Storage"* usada en la mayoría de aplicaciones industriales.

El procedimiento de diseño se expone en cada uno de los capítulos de este documento y se ha plasmado en un documento Excel formulado, estableciendo un ejemplo práctico de un caso de un tanque dispuesto en la ciudad de Sevilla con un volumen objetivo de 20.000 m³, con un techo fijo autosoportado y un techo flotante mediante pontonas perimetrales.

Queda fuera del alcance de este proyecto el cálculo de las tubuladuras en las virolas y techo, más allá de las aperturas de limpieza y venteos, así como un análisis optimizado de la cubierta fija, si bien se presenta un dimensionamiento para las vigas radiales mediante un modelo de elementos finitos.

Agradecimientos	9
Resumen	11
Índice	13
Índice de Tablas	16
Índice de Figuras	18
1 Introducción	21
1.1 <i>Metodología del proyecto</i>	21
2 Datos de diseño	23
3 Capacidad	25
3.1 <i>Altura del tanque</i>	25
3.2 <i>Distribución de capacidad</i>	26
3.3 <i>Arreglo esquemático</i>	27
4 Espesor de Virolas	29
4.1 <i>Tensión admisible</i>	29
4.2 <i>Cálculo de espesores por el método del pie</i>	29
4.3 <i>Geometría y materiales para las virolas</i>	31
4.4 <i>Cálculos - Espesor de virola</i>	33
5 Fondo	35
5.1 <i>Placa de fondo</i>	35
5.2 <i>Placa anular</i>	35
5.3 <i>Cálculos - Placa de fondo y anular</i>	38
6 Puerta de limpieza	39
6.1 <i>Puerta de limpieza (Flush type cleanout door)</i>	39
6.1.1 <i>Cálculo del coeficiente de área para determinar el refuerzo mínimo de la puerta de limpieza</i>	42
6.2 <i>Cálculos - Puerta de limpieza</i>	43
7 Rigidizadores intermedios para el viento	45
7.1 <i>Método para el cálculo del tanque equivalente</i>	45
7.2 <i>Ubicación de los rigidizadores secundarios</i>	46
7.3 <i>Módulo resistente de los rigidizadores secundarios</i>	47
7.4 <i>Cálculos - Rigidizadores intermedios</i>	48
7.5 <i>Aumento del espesor mínimo en el tanque</i>	50
7.6 <i>Comprobación en condiciones corroídas vs condiciones nominales</i>	51
8 Placa del techo fijo y Placa de compresión	53
8.1 <i>Tipos de techo</i>	53
8.2 <i>Placa del techo fijo</i>	53
8.3 <i>Placa de compresión</i>	53
8.4 <i>Diseño de tanques para pequeñas presiones internas – Anexo F</i>	56
8.5 <i>Presión interna máxima</i>	57
8.6 <i>Cálculos - Placa del techo y placa de compresión</i>	58

9	Presión externa a vacío	63
9.1	<i>Techo fijo</i>	63
9.2	<i>Virola</i>	64
9.2.1	Altura transformada	64
9.2.2	Comprobaciones para rigidizar	64
9.2.3	Rigidizadores circunferenciales	65
9.2.4	Rigidizadores finales (cima y fondo)	66
9.3	<i>Fondo</i>	67
9.4	<i>Cálculos – Presión externa (Anexo V)</i>	68
10	Viento	75
10.1	<i>Cargas de viento</i>	75
10.1.1	Presión dinámica	75
10.1.2	Coeficientes de fuerza	76
10.1.3	Fuerzas de diseño del viento	77
10.2	<i>Acciones sobre el tanque</i>	77
10.2.1	Fuerzas desestabilizadoras	77
10.2.2	Fuerzas estabilizadoras	78
10.3	<i>Comprobación de levantamiento</i>	78
10.4	<i>Cálculos – Viento</i>	80
11	Sismo	83
11.1	<i>Particularización del lugar</i>	83
11.1.1	Clase de terreno del sitio	83
11.1.2	Grupo de uso sísmico (SUG)	84
11.2	<i>Movimiento de terreno en lugares no definidos por los métodos de ASCE 7</i>	85
11.3	<i>Espectro de respuesta de aceleraciones de diseño</i>	86
11.3.1	Periodo convectivo (chapoteo)	86
11.3.2	Coeficientes del espectro de aceleraciones	86
11.4	<i>Comportamiento del líquido</i>	87
11.5	<i>Fuerzas de diseño</i>	90
11.5.1	Efectos sísmicos verticales	90
11.5.2	Cortante total de diseño en la base (Tanque lleno)	90
11.5.3	Momento sísmico de vuelco	91
11.5.4	Fuerzas dinámicas circunferenciales debidas al líquido (Hoop stress)	92
11.6	<i>Resistencia a las cargas de diseño</i>	93
11.6.1	Anclajes	93
11.6.2	Compresión longitudinal en las virolas	95
11.6.3	Esfuerzos circunferenciales (Hoop stress)	96
11.6.4	Altura libre	96
11.7	<i>Levantamiento</i>	97
11.7.1	Cargas en los pernos de anclaje	99
11.7.2	Silletas de anclaje	99
11.8	<i>Cálculos – Sismo / Anclaje</i>	103
12	Estructura del techo fijo	111
12.1	<i>Carga sobre el techo</i>	111
12.2	<i>Espaciamiento entre vigas radiales</i>	112
12.3	<i>Modelo de la viga radial</i>	112
12.4	<i>Dimensionamiento del perfil</i>	114
12.4.1	Resistencia de la sección	114
12.4.2	Resistencia al pandeo	114
12.5	<i>Cálculos - Estructura del techo fijo</i>	117
12.6	<i>Cálculos - Dimensionamiento de la viga radial</i>	119
13	Detalles del Techo Flotante Interno	121
13.1	<i>Principios del techo flotante</i>	121

13.2	<i>Tipos de techos internos flotante</i>	122
13.2.1	Techo panorámico	122
13.2.2	Techo compartimentado abierto por arriba	122
13.2.3	Techo con pontona metálica	122
13.2.4	Techos sobre flotadores	122
13.2.5	Techo de panel de abejas	122
13.3	<i>Espesores mínimos de material</i>	123
13.4	<i>Sello periférico</i>	123
13.5	<i>Geometría del diseño</i>	125
13.6	<i>Cálculos - Techo flotante (Detalles)</i>	127
14	Flotabilidad y estabilidad del TFI	129
14.1	<i>Flotabilidad</i>	129
14.1.1	Techo flotando bajo condiciones normales	129
14.1.2	Techo flotando bajo condiciones normales duplicando el peso muerto del techo	130
14.1.3	Techo flotando con dos compartimentos perforados	130
14.1.4	Techo flotando con la cubierta central y dos compartimentos perforados	131
14.2	<i>Estabilidad</i>	131
14.3	<i>Cálculos - Flotabilidad y estabilidad</i>	133
15	Deflexión y tensión del TFI	135
15.1	<i>Deflexión de la cubierta central</i>	135
15.2	<i>Cálculos - Deflexión y tensión</i>	138
16	Pandeo local en la pontona del TFI	141
16.1	<i>Pandeo local en la pontona</i>	141
16.1.1	Rigidizadores radiales en la pontona	142
16.2	<i>Cálculos - Pandeo local en la pontona</i>	144
17	Soportes del TFI	147
17.1	<i>Soporte para el techo flotante</i>	147
17.2	<i>Carga de diseño para los soportes</i>	148
17.3	<i>Cálculos - Soportes TFI</i>	150
18	Venteos	153
18.1	<i>Pérdida de vapor del producto</i>	153
18.2	<i>Venteos atmosféricos</i>	154
18.3	<i>Venteo de emergencia</i>	156
18.4	<i>Venteos auto purgantes</i>	157
18.5	<i>Cálculos - Venteos</i>	159
19	Apéndices	161
19.1	<i>Tabla de perfiles metálicos</i>	161
19.1.1	Serie UPN	161
19.1.2	Serie angular de lados iguales	162
19.1.3	Serie IPE	163
19.2	<i>Tabla de área de tensión de pernos de anclajes</i>	164
19.3	<i>Propiedades mecánicas de los electrodos de soldadura</i>	165
19.4	<i>Tabla de espesores de tubo</i>	165
19.5	<i>Código ANSYS para modelo de la viga radial de la cubierta fija</i>	167
20	Conclusiones	171
21	Bibliografía	173

Índice de Tablas

Tabla 1-A. Distribución de celda en hoja de cálculos Excel.	21
Tabla 1-B. Formatos de celda en la hoja de cálculo Excel.	22
Tabla 4-A. Materiales permisibles para placas y tensiones admisibles.	29
Tabla 4-B. Espesores mínimos en virolas.	30
Tabla 4-C. Combinación de anchos para 11 niveles de virolas.	31
Tabla 4-D. Altura donde se alcanza el espesor mínimo.	32
Tabla 4-E. Distribución de altura y materiales de las virolas.	32
Tabla 5-A. Grupos de material.	36
Tabla 5-B. Espesor mínimo para la placa anular de fondo.	36
Tabla 6-A. Dimensiones de los accesorios puerta de limpieza tipo rasantes [mm]. (Tabla 5.9a en API 650).	39
Tabla 6-B. Espesores mínimos [mm] para la contrabrida, brida y placa de refuerzo de fondo para las puertas de limpieza.	41
Tabla 6-C. Espesores y altura de la placa de refuerzo de la virola para las puertas de limpieza.	41
Tabla 9-A. Factor de estabilidad para la combinación de viento y presión de vacío.	64
Tabla 10-A. Factor de importancia (Cargas de viento)	76
Tabla 11-A Valor de F_a en función de la Clase de Sitio.	83
Tabla 11-B Valor de F_v en función de la Clase de Sitio.	84
Tabla 11-C Factor de importancia (I) y clasificación del grupo de suelo sísmico (SUG)	84
Tabla 11-D Factores de modificación de respuesta para métodos ASD	87
Tabla 11-E Cálculo del centro de gravedad del conjunto de virola	91
Tabla 11-F Criterios de la ratio de anclaje, J.	94
Tabla 11-G Anclajes mecánicos	95
Tabla 11-H Altura libre mínima requerida.	97
Tabla 11-I. Cargas de levantamiento.	98
Tabla 12-A. Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo.	115
Tabla 13-A. Materiales de sellado.	125
Tabla 16-A. Constantes en función de la relación de aspecto a/b.	141
Tabla 17-A. Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo.	149
Tabla 18-A. Factor Y para el cálculo de V_{OT} .	155
Tabla 18-B. Factor C para el cálculo de V_{IT} .	155

Tabla 18-C. Calor de entrada.	156
Tabla 19-A. Características dimensionales y mecánicas de la serie UPN.	161
Tabla 19-B. Características dimensionales y mecánicas de la serie angular de lados iguales.	163
Tabla 19-C. Características dimensionales y mecánicas de la serie IPE.	164
Tabla 19-D. Pernos de anclaje ASTM A36.	164
Tabla 19-E. Propiedades mecánicas de los electrodos de soldadura.	165
Tabla 19-F. Dimensiones exteriores de las tuberías según ASME B36-10M.	165
Tabla 19-G. Espesor de las tuberías [mm] según ASME B36.10M	166

Figura 3-1. Medios de control del nivel del tanque.	25
Figura 4-1. Espesor calculado discretizando la altura total del tanque.	31
Figura 4-2. Espesor nominal VS espesores calculados cada 5 mm.	34
Figura 5-1. Perfil del anillo anular de fondo.	37
Figura 6-1. Puerta de limpieza rasante montada sobre plancha de la virola.	41
Figura 6-2. Gráfica para obtener K1, según API 650.	42
Figura 6-3. Polinomio para obtener K1 superpuesto a la gráfica API 650.	42
Figura 7-1. Fallo de la virola durante el montaje.	45
Figura 7-2. Posición del rigidizador intermedio por el viento en condiciones corroídas.	51
Figura 8-1. Representación del comportamiento de un tanque presurizado.	54
Figura 8-2. Detalle b para el anillo de compresión.	54
Figura 8-3. Detalle i para el anillo de compresión.	54
Figura 8-4. Árbol de decisión del anexo F de API 650.	56
Figura 9-1. Elementos que resisten el pandeo en la región de rigidizador intermedio.	66
Figura 9-2. Elementos que resisten el pandeo en la región del rigidizador de la cima.	67
Figura 9-3. Elementos que resisten el pandeo en la región del rigidizador del fondo.	67
Figura 9-4. Posición de los rigidizadores intermedios en condiciones corroídas.	71
Figura 9-5. Posición del rigidizador intermedio en condiciones nominales.	71
Figura 10-1. Coeficiente de exposición Kz. (Tabla 6-3 de ASCE 7-05)	75
Figura 10-2 Coeficiente de fuerza (Fig.6-21. ASCE 7-05)	76
Figura 10-3 Comprobación de vuelco en tanques sin anclajes	79
Figura 11-1 Coeficiente del periodo de chapoteo (Ks).	86
Figura 11-2 Espectro de respuesta de diseño típico para tanques de almacenamiento de líquidos (ASCE-7).	88
Figura 11-3 Modelo de masas impulsiva y convectiva en un tanque de almacenamiento.	88
Figura 11-4 Ratio del peso de líquido efectivo.	89
Figura 11-5 Centro de gravedad de las fuerzas efectivas.	89
Figura 11-6. Geometría de la silleta de anclaje.	100
Figura 11-7. Distribución de cargas en la placa superior de la silleta – modelo de viga.	101
Figura 11-8. Silleta con anillo continuo en la parte superior.	101
Figura 11-9. Cargas en la soldadura de la silleta de anclaje.	102

Figura 12-1. Modelo ANSYS de viga radial del techo fijo.	113
Figura 12-2. Diagramas de esfuerzos axiales N_x .	114
Figura 12-3. Diagrama de momentos M_z .	114
Figura 12-4. Elección de la curva de pandeo para secciones de perfiles laminados,	115
Figura 13-1. Diferentes tipos de techos flotantes internos.	123
Figura 13-2. Junta de llanta dispuesta en líquido.	124
Figura 13-3. Junta de llanta dispuesta sobre vapor.	124
Figura 13-4. Junta tipo limpiaparabrisas.	124
Figura 13-5. Zapato mecánico.	125
Figura 13-6. Ubicación de la barra parachoques en el borde exterior del techo flotante.	126
Figura 14-1. Sector circular.	131
Figura 14-2. Área pinchada de la pontona.	132
Figura 15-1. Distribución de la carga de cubierta central en la pontona.	136
Figura 15-2. Cargas puntuales sobre el borde interior de la pontona.	136
Figura 16-1. Geometría de las placas superior e inferior de la pontona.	141
Figura 16-2. Sección efectiva resistente a la flexión de la placa superior/inferior de la pontona.	142
Figura 16-3. Porción sectorizada de la placa.	142
Figura 17-1. Pierna de apoyo del techo flotante.	147
Figura 17-2. Calzetines de las piernas de apoyo.	147
Figura 17-3. Reparto de cargas en las piernas de soportado.	148
Figura 17-4. Elección de la curva de pandeo para secciones huecas.	149
Figura 18-1. Mecanismos de pérdida de vapor en un tanque.	153
Figura 18-2. Coeficientes de descarga K para dispositivos de venteos probados (Figura 2 de API 2000).	156
Figura 18-3. Posiciones del venteo auto purgante.	157
Figura 19-1. Perfil UPN	161
Figura 19-2. Perfil L.	162
Figura 19-3. Perfil IPE.	163

1 INTRODUCCIÓN

La utilización de un techo flotante interno en tanques verticales para el almacenamiento de gasolina reside en el hecho de que una gran cantidad de producto se pierde por evaporización, teniendo consecuencias tanto económicas, por la pérdida de producto, como nocivas por enriquecimiento del ambiente de esta sustancia. El desarrollo de estas pantallas se llevó a cabo poco después de la primera guerra mundial, liderada por la compañía americana Chicago Bridge & Iron Company (CB & I).

El objetivo principal del proyecto es realizar un diseño de estos tipos de tanques siguiendo las recomendaciones de la normativa API 650. El mismo será elaborado mediante una hoja de cálculo Excel, permitiendo modificar cualquier parámetro de diseño, respetando las limitaciones impuestas por el mencionado estándar americano:

- La presión interna debe ser cercana a la presión atmosférica, no superando el peso de las placas del techo fijo, o presiones superiores cumpliendo el Anexo F de la normativa.
- El fondo del tanque debe estar uniformemente soportado.
- El tanque no está refrigerado, y tiene una temperatura máxima de diseño no superior a 93°C.

Los siguientes apartados de API 650 han sido utilizadas en este diseño;

- Sección 5 – Diseño.
- Anexo E – Diseño sísmico de tanques de almacenamiento.
- Anexo F – Diseño de tanques con presión interna pequeña.
- Anexo H – Techos internos flotantes.
- Anexo V – Diseño de tanques de almacenamiento para presión externa.

En la industria de tanques de almacenamiento, el estándar de la American Petroleum Institute (API) es frecuentemente empleado, si bien existen normativas de otras instituciones de reconocido prestigio con el mismo alcance, tales como el estándar europeo BS EN 14015 “*Specification for the design and manufacture of site built, vertical cylindrical, flat-bottomed, abocvegorud, welded, steel tanks for the storage of liquids at ambient temperature and above*”.

1.1 Metodología del proyecto

En cada capítulo se detalla la teoría y las fórmulas empleadas siguiendo API 650 y/u otras normativas de aplicación. En el último apartado del capítulo se incluyen los datos de la hoja de cálculo Excel con la estructura presentada en Tabla 1-A, siguiente el criterio de formato de celda de Tabla 1-B.

Columna A	Columna B	Columna C	Columna D	Columna E	Columna F
Descripción del parámetro	Fórmula del parámetro	Símbolo del parámetro	Valor del parámetro	Unidades del parámetro	Referencias
<i>(ejemplo)</i>					
Parámetro vertical de aceleración sísmica	$= 0,47 * SDS = 0,47 * Q * Fa * Ss$	Av	0,0823	%g	API 650, Anx. E, E.6.1.3

Tabla 1-A. Distribución de celda en hoja de cálculos Excel.

Tipo de dato	Formato en hoja de cálculos
Datos de entrada – libres	Formato 1
Datos de entrada - tabulados	Formato 2
Celda formulada	Formato 3
Comprobación – caso afirmativo	Formato 4
Comprobación – caso negativo	Formato 5
Texto	Formato 6

Tabla 1-B. Formatos de celda en la hoja de cálculo Excel.

2 DATOS DE DISEÑO

Dadme un punto de apoyo y moveré el mundo.

- Arquímedes de Siracusa (Siglo III a.C.) -

En el proceso de diseño, el cliente debe proporcionar al diseñador toda la información posible acerca del tanque. El anexo L de API 650 presenta un modelo de Hoja de Datos que orienta a compradores y fabricantes para la preparación y terminación de tanques de almacenamiento atmosféricos. En este capítulo se presenta un listado de características a modo resumen en las que se basará el diseño de tanque siguiendo las directrices de la citada normativa americana.

Datos de Diseño		Valor	ud.	Referencia
Conversión	1 N	0.1019	kg	
	g	9.8135	m/s ²	
Densidad Acero	ρ_{Steel}	7850	kg/m ³	
Tipo de Techo		Techo cónico fijo, soportado en vigas		API 650, Sec 5.10.1.a
Nº depósitos		1	ud.	
Máxima capacidad del depósito	Vm	21250	m ³	
Capacidad del depósito (Volumen útil - neto)	Vn	20001	m ³	
Diámetro interno del depósito	Di	34000	mm	
Altura del depósito hasta el bordillo del techo	Ht	25000	mm	
Relación altura diámetro	Ht / Di	0.7353		
Temperatura de diseño	(max) Td	55	°C	
	(min)	0	°C	
Temperatura mínima de diseño del metal	MDMT	-7	°C	
Presión de operación (Interna)	Popt	ATM	barg	
Presión de diseño (interna)	Pd	0.029	barg	
		2.9	kPa	
Presión de prueba hidrostática (1.0 x Pd)	Pt	0.029	barg	
		2.9	kPa	
Presión de diseño (Externa)	Pe	0.005	barg	Anexo V aplicable
		0.5	kPa	
Producto almacenado		Fuel Oil		
Gravedad específica de diseño del producto almacenado	Sg	0.7835	-	
Gravedad específica del agua para prueba hidrostática (agua dulce)	Sg1	1	-	
Nivel máximo de líquido de diseño	DLL	23500	mm	
Nivel de líquido sobre cubierta en operación normal	hL	0	mm	
Nivel de líquido considerado para cálculo de espesor de virola	Po	23500	mm	
Nivel de líquido en prueba hidrostática = Po / Sg1 (agua dulce)	Ph	23500	mm	API 650, 7.3.5
Ratio de bombeo	In	420.4	m ³ / h	

	Out	213 m ³ / h	
Datos Sísmicos			
Grupo de uso sísmico, SUG	III		API 650 E.3.1
Clase de terreno del sitio	B		API 650, App E. E.4.4
Aceleración máxima del terreno	Sp	0.07 %g	NCSE-02 en Sevilla
		http://prontuarios.info/acciones/sismo/sevilla	
Datos del Viento			
Velocidad básica del viento	V	26 m/s	DBSE-AE Anejo D
		93.60 km/h	
Carga de nieve	S	0.20 kPa	DBSE-AE Anejo D
		https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf	
Categoría de exposición	C	-	ver en Viento
Carga viva del techo	Lr	1 kPa	Anexo V
Eficiencia de junta	E	1	
Radiografía	-		API 650 Sec. 8
Factor de combinación de presión	Fp	0.4	API 650 5.2.2
Tolerancia de corrosión			
CA - Virola	C1	1.6 mm	
CA - Placa de techo / Placa de compresión	C2	1.6 mm	
CA - Fondo / Anular	C3	1.6 mm	
CA - Estructura del techo (total)	C4	1.6 mm	
CA - Techo flotante interno	C5	1.6 mm	
Material de construcción			
Virola (niveles 1:7)		A 573 Gr. 70	
Virola (niveles 8:11)		A 36	
Placa anular		A 573 Gr. 70	
Placa de fondo		A 36	
Placa de techo		A 36	
Cuellos de tubuladura (Tubos seamless)		A 106 Gr. B	
Cuellos de tubuladura (Tubos fabricados con placas)		A 573 Gr. 70	
Accesorios		A 234 WPB	
Bridas		A 105	
Bridas / tapas de boca de hombre (API)		A 573 Gr.70 / A 36	
Placa de compresión		A 36	
Placas de refuerzo		A 573 Gr. 70 / A 36	
Tornillería para bocas de hombre / Tubuladuras		A193 Gr. B7 & A194 Gr. 2H	
Aparejos internos / externos		A 36	
Piernas de apoyo (techo flotante)		A 53 Gr. B	
Escalera / pasamanos		A 36 / A 53 Gr.B	
Juntas		CNAF (sin asbestos)	
Pernos de anclaje		A 36	

3 CAPACIDAD

3.1 Altura del tanque

El objetivo del tanque es disponer de una capacidad neta de trabajo, $V_{n(obj)}$ de 20.000 m³. Con el diámetro fijado en $D_i=34$ metros, el nivel neto, dH , que alberga dicha capacidad sería:

$$A_i = \frac{\pi * D_i^2}{4} = 289\pi \text{ m}^2$$

$$dH = \frac{V_{n(obj)}}{A_i} = \frac{20000 \text{ m}^3}{289\pi \text{ m}^2} = 22.0283683 \approx 22.03 \text{ m}$$
(1.1)

Por otro lado, se requiere una capacidad mínima de operación permanente en el tanque. Este parámetro puede ser definido mediante el nivel mínimo de llenado nominal, MFL , el cual se establecerá en 1 metro. Esta altura junto con el nivel neto establece el nivel normal de llenado, NFL .

$$NFL = dH + MFL = 22.03 + 1 = 23.03 \text{ m}$$
(1.2)

De cara al diseño del tanque, se define el parámetro del nivel máximo de líquido de diseño, DLL , el cual debe ser igual o mayor al nivel normal de llenado. El líquido almacenado no superará jamás la cota DLL, ya que se dispondrán de medios mecánicos o electrónicos para evitarlo, tales como trampas de rebose o transmisores de nivel conectados a la admisión y/o descarga de fluido (en verde y en rojo respectivamente en la Figura 3-1. En este tanque se establece DLL en 23.5 m.

$$NFL \leq DLL \rightarrow 23.03 \text{ m} \leq 23.50 \text{ m}$$
(1.3)

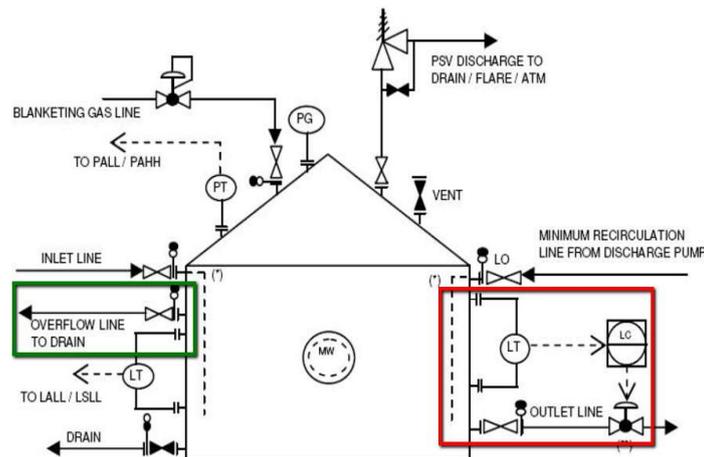


Figura 3-1. Medios de control del nivel del tanque.

Por otro lado, se debe disponer de un espacio libre, H_{f_TFI} , suficiente que albergue el techo flotante y permita el movimiento natural del mismo sin interferir con el techo fijo y sus elementos acoplados. Se establece un valor de 1,5 metros. En la ecuación (1.183) se comprueba la suficiencia de esta holgura para el elemento móvil.

Con todos estos parámetros, la altura del tanque hasta la unión con el techo, H_t , resulta:

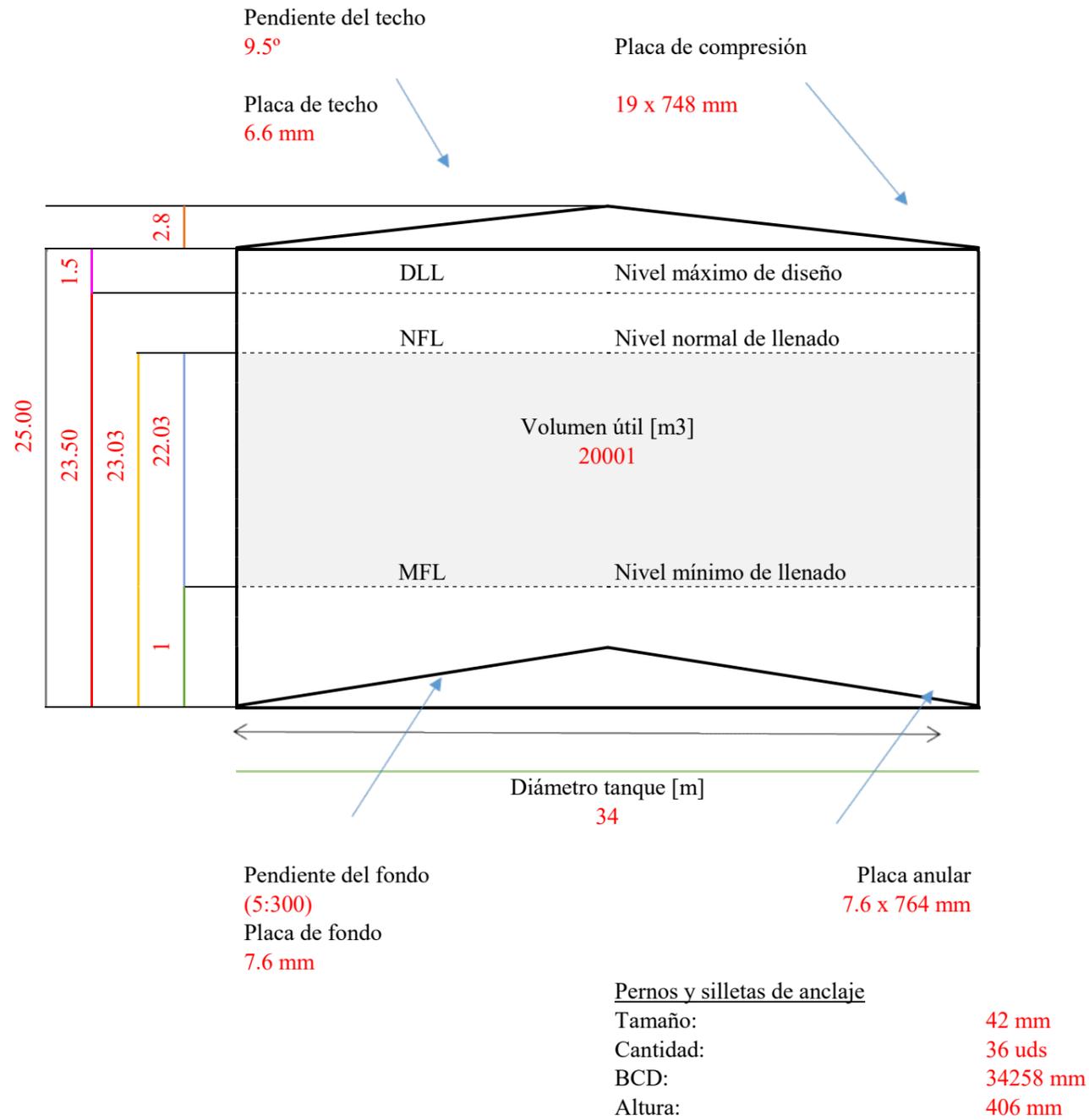
$$H_t = DLL + H_{f_TFI} = 23.50 + 1.50 = 25.00 \text{ m}$$
(1.4)

3.2 Distribución de capacidad

Cálculo de la capacidad del tanque

Diámetro interno del depósito		Di	34000	mm
Área interna del depósito		Ai	907920277	mm ²
Gravedad específica de diseño del producto almacenado		Sg	0.7835	-
Gravedad específica del agua para prueba hidrostática (agua dulce)		Sg1	1	-
Nivel máximo de líquido de diseño		DLL	23500	mm
Volumen neto objetivo		Vn (obj)	20000	m ³
Nivel neto (dH)		dH	22030	mm
Nivel mínimo de llenado (Nominal)		MFL	1000	mm
Nivel normal de llenado	= dH + MFL	NFL	23030	mm
Nivel normal debe ser igual o menor a	¿NFL < DLL?		Ok	
Espacio libre para techo flotante	= Ht - DLL	Hf_TFI	1500	mm
Nivel de líquido en prueba hidrostática		Hh	23500	mm
Altura del depósito hasta el bordillo del techo		Ht	25000	mm
Pendiente en el fondo del tanque		(5:300)	0.016667	-
Altura de la pendiente del fondo del tanque		hcone	283.33	mm
Volumen del cono resultante por la pendiente del fondo	= $\pi * Di^2 * h1 / 12$	Bvc	85.75	m ³
Ángulo de la placa de fondo con la horizontal		ϕ	0.0167	rad
			0.9548	°
Ángulo entre techo y la horizontal		Θ	9.5	°
			0.1658	rad
Altura de cono del techo		h	2846	mm
Capacidad <u>net</u> a del tanque	= $\pi * Di^2 / 4 * (NFL - MFL)$	Vn	20001	m ³
Capacidad <u>máxima</u> del tanque	= $(\pi * Di^2 / 4 * DLL) - Bvc$	Vm	21250	m ³
Volumen durante la prueba hidrostática	= $(\pi * Di^2 / 4 * Hh) - Bvc$	Vh	21250	m ³
Capacidad <u>geométrica</u> del tanque (Capacidad bruta)	= $(\pi * Di^2 / 4 * Ht) - Bvc$	Vg	22612	m ³
Volumen permanente en el tanque	= $\pi * Di^2 / 4 * (MFL)$	Vmin	908	m ³
Peso del fluido de operación	= Vm * Sg * 1000	Wc	16649672	kg
Peso medio de la prueba hidrostática	= Vt * Sg1 * 1000	Wh	21250378	kg

3.3 Arreglo esquemático



Virolas			
n°	Espesor [mm]	Ancho [mm]	Material
1	19.00	2380	A 573 Gr. 70
2	18.00	2380	A 573 Gr. 70
3	16.00	2380	A 573 Gr. 70
4	14.00	2380	A 573 Gr. 70
5	12.00	2380	A 573 Gr. 70
6	10.00	2380	A 573 Gr. 70
7	8.00	2380	A 573 Gr. 70
8	8.00	2385	A 36
9	8.00	1985	A 36
10	8.00	1985	A 36
11	8.00	1985	A 36

4 ESPESOR DE VIROLAS

El siguiente capítulo establece el método para calcular los espesores de las virolas del tanque, mediante el método del pie. Además, establece el número de niveles a considerar en función de la altura total del tanque, así como la elección del material que se tomará para cada uno de ellos.

4.1 Tensión admisible

La tensión máxima admisible de diseño debida al almacenamiento del producto, S_d , se muestra en la Tabla 4-A para varios materiales. Se obtiene de entre el menor valor de 2/3 partes del límite elástico y 2/5 partes de la tensión de rotura. En el uso de este valor debe usarse el espesor de virola descontando el efecto de la corrosión prevista.

La tensión máxima admisible para la prueba hidrostática, S_t , se muestra en la API 650, Tabla 4-A para varios materiales. Se obtiene de entre el menor valor de 3/4 partes del límite elástico y 3/7 partes de la tensión de rotura. En el uso de este valor debe usarse el espesor nominal de virola.

API 650, Tabla 5-2 (extracto)		Limite elástico	Tensión de rotura	Tensión de diseño para el producto	Tensión para prueba hidrostática
Biblioteca	Grado	F_y (MPa)	F_u (MPa)	S_d (MPa)	S_t (MPa)
Material 1	A 573 Gr.70	290	485	193	208
Material 2	A 36	250	400	160	171
Material 3	A 283 Gr. C	205	380	137	154
Material 4	A 106 Gr. B	240	415	160	178
Material 5	A 53 Gr. B	240	415	160	178

Tabla 4-A. Materiales permisibles para placas y tensiones admisibles.

4.2 Cálculo de espesores por el método del pie

El método del pie calcula los espesores necesarios en un punto situado 300 mm (1 pie) sobre la parte más baja de cada virola. Este método no debe usarse en tanque un diámetro superior a 61 metros.

El valor mínimo para el espesor en cada virola será el mayor de los calculados para los casos de almacenamiento del producto y para el desempeño de la prueba hidrostática:

$$t_d = \frac{4,9 * D * (H_d - 0.3) * S_G}{S_d} + C_1 \quad (1.5)$$

$$t_t = \frac{4,9 * D * (H_H - 0.3)}{S_t} \quad (1.6)$$

donde:

t_d : espesor de virola de diseño [mm].

t_t : espesor de virola para la prueba hidrostática [mm].

D : diámetro nominal del tanque, medido desde el punto medio de la virola más baja [m].

H_d y H_H : columna de líquido de diseño y de prueba hidrostática, respectivamente [m].

S_G : gravedad específica de diseño del producto almacenado [-].

C_1 : sobreespesor de corrosión para las virolas [mm].

S_d : tensión admisible debida al almacenamiento de producto [MPa].

S_t : tensión admisible para la prueba hidrostática [MPa].

En el cálculo del nivel de líquido para el cálculo de virola, H , debe tenerse en cuenta el efecto de la presión interna de diseño. La presión adicional en el espacio libre sobre el producto almacenado se convierte en una presión como columna de líquido H_p y H_w , añadiéndosela al nivel de líquido de diseño. De esta manera, diferenciando para los dos casos, las columnas de líquido H_d y H_H se obtiene como:

- Producto de diseño

$$H_d = P_o + H_p = P_o + \frac{(P_d + P_{fr})}{g * S_G} \quad (1.7)$$

- Prueba hidrostática

$$H_H = P_h + H_w = P_h + \frac{(P_t + P_{fr})}{g * S_{G1}} \quad (1.8)$$

donde:

P_o y P_h : nivel de líquido considerado en cada virola durante la operación normal y durante la prueba hidrostática, respectivamente [m].

P_d y P_t : presión interna de diseño durante la operación normal y durante la prueba hidrostática, respectivamente [kPa].

P_{fr} : presión que ejerce el peso muerto del techo flotante sobre el líquido = W_f / A_{fr} [kg/m²], calculado en el apartado

S_G y S_{G1} : gravedad específica de diseño del producto almacenado, y del producto para la prueba hidrostática [-].

Independientemente del cálculo de espesores, existen unos valores mínimos de espesores nominales (incluyendo corrosión) en función del diámetro nominal del tanque, mostrados en Tabla 4-B. Estos valores están basados en requerimientos constructivos.

API 650 – 5.6.1.1				
Diámetro nominal [m]	< 15	15 - < 36	36 - 60	> 60
Espesor mínimo [mm]	5 ^a	6	8	10
^a Si el diámetro es mayor a 3,2 m, el espesor de la virola más baja no debe ser menor a 6 mm.				

Tabla 4-B. Espesores mínimos en virolas.

El espesor nominal será el mayor valor entre $[t_d ; t_t]$ redondeado al milímetro.

En la sección 7 se comprueba la estabilidad de las virolas del tanque ante el pandeo que pueda sufrir debido a la velocidad de diseño del viento. Si fuera necesario por estabilidad pueden usarse rigidizadores intermedios, aumentarse el espesor de las virolas o emplear ambas medidas.

Las cargas puntuales radiales que pueda sufrir la virola debidas a cargas pesadas en la plataformas y pasos entre tanques deben ser distribuidas mediante secciones estructurales laminadas, nervios o secciones compuestas.

4.3 Geometría y materiales para las virolas

El número de nivel de virolas se obtendrá dividiendo la altura total del tanque entre el ancho de virola comercial que se quiere emplear, minimizando el número de costuras en sentido circunferencial. El ancho de virolas objetivo son las planchas de 2400 mm (96”), por ello:

$$n^{\circ} \text{ niveles} = \frac{H_t}{b_{\text{comercial}}} = \frac{25000 \text{ mm}}{2400 \text{ mm}} = 10.417 \rightarrow 11 \text{ niveles} \quad (1.9)$$

Para ajustar la altura del tanque, se intercambiara el ancho de las planchas de los niveles superiores, que serán las más delgadas, por la medida comercial de 2000 mm (80”). La siguiente Tabla 4-C muestra la altura alcanzada para varias combinaciones de ancho de plancha para 11 niveles de virola:

N.º niveles	N.º planchas de 2400 mm (96”)	N.º planchas de 2000 mm (80”)	Altura conseguida [mm]
11	11	0	26400
11	10	1	26000
11	9	2	25600
11	8	3	25200
11	7	4	24800

Tabla 4-C. Combinación de anchos para 11 niveles de virolas.

Se opta por la solución de 8 planchas de 2400mm y 3 planchas de 2000mm. Para obtener los 25 metros exactos, se recortan 20 mm de los 7 niveles más bajas y 15 mm de los 4 restantes.

Para la asignación de materiales a los distintos niveles de virolas, se proponen dos tipos de acero al carbono, colocando el de las mejores propiedades mecánicas en las virolas más bajas, y seleccionando un acero de propiedades intermedias para el resto de virolas superiores. El cambio de material vendrá marcado por la limitación en el espesor expuesto en la Tabla 4-B, incluyendo el sobreespesor de corrosión.

El ejercicio propuesto trata de discretizar la altura total del tanque en pequeñas virolas de 5 mm de altura, realizando el cálculo de espesor mediante el método del pie en cada una de ellas en los dos materiales propuestos. Además, se calcula a qué altura se produce este hecho, extrapolando el dato al nivel de virola en el que ocurre. Los espesores calculados son redondeados al milímetro.

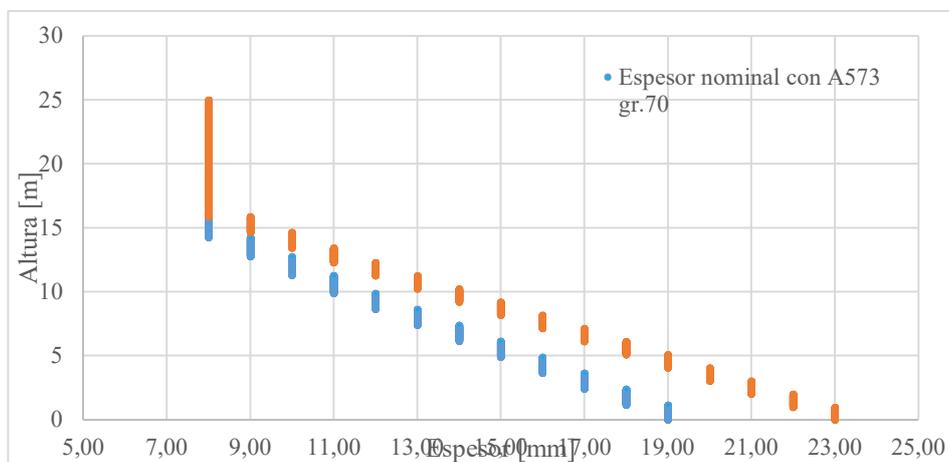


Figura 4-1. Espesor calculado discretizando la altura total del tanque.

Espesor mínimo + CA [mm]	Material	Grado	Altura [m]	Virola n°
8	Material 1	A 573 Gr. 70	14,255	6
	Material 2	A 36	15,890	7

Tabla 4-D. Altura donde se alcanza el espesor mínimo.

En la Figura 4-1 se observa la progresiva disminución en el espesor requerido conforme se alcanza más altura. A raíz de los datos de la Tabla 4-D, el material 2 alcanza el espesor mínimo en la virola 7, por lo que se instalara dicho material desde la virola 8 en adelante.

La distribución geométrica y asignación de materiales en las virolas resultara de la siguiente forma:

Nivel n°	Altura (m)	Material	Grade
1	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
2	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
3	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
4	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
5	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
6	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
7	2,380	Material 1	A 573 Gr. 70
8	2,385	Material 2	A 36
9	1,985	Material 2	A 36
10	1,985	Material 2	A 36
11	1,985	Material 2	A 36

Tabla 4-E. Distribución de altura y materiales de las virolas.

Adicionalmente, las virolas deber estar dispuestas del tal forma que permitan el libre movimiento vertical del techo flotante interno, debiendo quedar alineadas por la cara interior del tanque.

4.4 Cálculos - Espesor de virola

Diseño de virolas				API 650, Sec. 5.6	
Diámetro nominal	=Di + tmax	D	34019	mm	
<i>Es un cálculo iterativo, hasta que tmax coincida con el calculado</i>					
Gravedad específica de diseño del producto almacenado		Sg	0.7835	-	
Gravedad específica del agua para prueba hidrostática (agua dulce)		Sg1	1	-	
Nivel de líquido considerado para cálculo de espesor de virola		Po	23500	mm	
Nivel de líquido en prueba hidrostática = Po / Sg1 (agua dulce)		Ph	23500	mm	
Presión interna de diseño	= Pd / g	Pi'	296	mm col. Agua	
Presión durante prueba hidrostática	= Pt / g	Pt'	296	mm col. Agua	
Presión del techo flotante sobre el líquido	= (Wf/Afr)	Prf'	112	mm col. Agua	Ver Flotabilidad!
Presión de columna de líquido equivalente	=(Pi'+Pfr') / Sg	Hp	521	mm	API 650, F.2
Presión de columna de líquido equivalente en prueba hidrostática	=(Pt'+Pfr') / Sg1	Hw	408	mm	API 650, F.2
Columna de líquido de diseño	=Po + Hp	Hd	24021	mm	API 650, F.2
Columna de líquido de prueba hidrostática	=Ph + Hw	HH	23908	mm	API 650, F.2
CA - Virola		Cl	1.6	mm	
Espesor requerido (Diseño)		td	$\frac{4.9 \times D \times (H_d - 0.3) \times S_g}{S_d} + C_1$		API 650, Sec-5.6.3.2
Espesor requerido (Prueba hidrostática)		tt	$\frac{4.9 \times D \times (H_H - 0.3)}{S_t}$		API 650, Sec-5.6.3.2
Espesor mínimo requerido (corroído)		t MIN	6	mm	API 650, Sec-5.6.1.1, MDS
Espesor mínimo requerido (sin corroer)	= t MIN + C1	t MIN (CA)	7.6	mm	
Peso total de las virolas (sin corroer)		Ws	249616	kg	
Peso total de las virolas (corroído)		Ws'	216055	kg	

Nivel	Altura	Material	Grade			Diseño	=Po+Hp	Espesor requerido	Prueba hidrostática	=Ph+Hw	Espesor requerido	Espesor calculado	Espesor nominal (comercial)	Peso virola (sin corroer)	Peso virola (corroída)
n°	m	-	-	Sd [MPa]	St [MPa]	Po [m]	Hd [m]	td [mm]	Ph [m]	HH [m]	tt [mm]	[mm]	t [mm]	Ws [kg]	Ws' [kg]
1	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	23.50	24.02	17.62	23.50	23.91	18.93	18.93	19.00	37938	34741
2	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	21.12	21.64	16.02	21.12	21.53	17.02	17.02	18.00	35940	32744
3	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	18.74	19.26	14.41	18.74	19.15	15.12	15.12	16.00	31945	28749
4	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	16.36	16.88	12.80	16.36	16.77	13.21	13.21	14.00	27950	24755
5	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	13.98	14.50	11.19	13.98	14.39	11.30	11.30	12.00	23956	20761
6	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	11.60	12.12	9.59	11.60	12.01	9.39	9.39	10.00	19962	16767
7	2.380	Material 1	A 573 Gr. 70	193.33	207.86	9.22	9.74	7.98	9.22	9.63	7.48	7.48	8.00	15969	12774
8	2.385	Material 2	A 36	160.00	171.43	6.84	7.36	7.36	6.84	7.25	6.76	7.60	8.00	16002	12801
9	1.985	Material 2	A 36	160.00	171.43	4.46	4.98	5.42	4.46	4.86	4.44	7.60	8.00	13318	10654
10	1.985	Material 2	A 36	160.00	171.43	2.47	2.99	3.80	2.47	2.88	2.51	7.60	8.00	13318	10654
11	1.985	Material 2	A 36	160.00	171.43	0.49	1.01	2.18	0.49	0.89	0.58	7.60	8.00	13318	10654

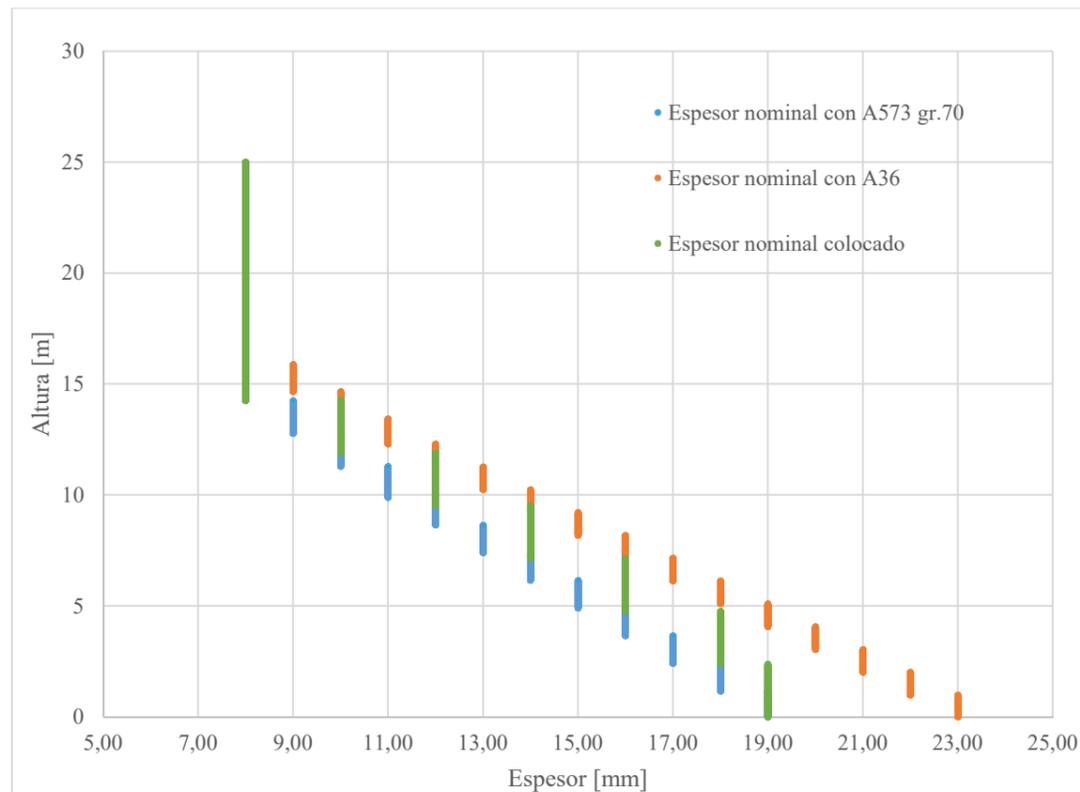


Figura 4-2. Espesor nominal VS espesores calculados cada 5 mm.

Siguiendo con el código de colores de la Figura 4-2, las siguientes tablas muestran las diferencias entre la masa real del tanque (en verde), y la masa de los tanques si el tanque no tuviese restricciones constructivas y pudiesen construirse de un único material y ajustando la altura de las virolas.

En las virolas 1-7 (en azul), donde se usa el material A 573 gr.70, se observa un incremento del 5% de la masa al tener que establecer los niveles de virolas. Toda la masa que el tanque tiene de más en estos niveles se verá compensada con la disminución de soldaduras en campo que se obtiene al usar unos anchos de plancha mayores.

En las virolas 8-11 (en naranja), donde se usa el material A36, no existe empeora en la cantidad de acero a emplear, ya que el espesor mínimo exigido por API 650 gobierna en el problema desde la virola 7. Cabe destacar las ventajas de usar un acero más resistente en la parte baja del tanque, ya que, de otro modo, si se hubiese empleado este material en la totalidad del tanque, se hubiese obteniendo un incremento en masa del casi 9%, con unos espesores mayores que dificultaría aún más las labores de soldadura de las planchas.

Nº virola	Grade	Suma de Masa real [kg]	Suma de Masa con A573 Gr.70 [kg]	Suma de Diferencia - Masa A573gr.70 vs Masa real [kg]	Suma de Masa con A36 [kg]	Suma de Diferencia - masa con A36 vs masa real [kg]
1	A 573 Gr. 70	37938	36918	1019	44448	-6510
2	A 573 Gr. 70	35941	33051	2890	39914	-3972
3	A 573 Gr. 70	31948	29246	2701	35379	-3431
4	A 573 Gr. 70	27895	25395	2500	30526	-2630
5	A 573 Gr. 70	23961	21775	2185	26041	-2081
6	A 573 Gr. 70	19967	18684	1284	21599	-1632
7	A 573 Gr. 70	15974	15974	0	17648	-1674
8	A 36	16007	16007	0	16007	0
9	A 36	13323	13323	0	13323	0
10	A 36	13356	13356	0	13356	0
11	A 36	13323	13323	0	13323	0
Total general		249632	237052	12580	271563	-21930
	Porcentaje		= Diferencia / Real	5.039%	= Diferencia / Real	-8.785%

5 FONDO

El siguiente capítulo establece el método para calcular los espesores de las virolas del tanque, mediante el método del pie. Además, establece el número de niveles a considerar en función de la altura total del tanque, así como la elección del material que se tomará para cada uno de ellos.

5.1 Placa de fondo

La placa de fondo del tanque debe tener un espesor corroído de al menos 6 mm. La pendiente mínima requerida es 1:120 hacia el centro del tanque, garantizando un movimiento mínimo del fluido que evite estancamientos.

API 650 define en el anexo L algunas geometrías para diseñar esta parte del tanque. La elección el tipo de fondo será función del tamaño del tanque, el fluido que se desee almacenar y la manera de disponer los sumideros para recogidas:

- Fondo plano
- Cónico, con el centro elevado, permitiendo el drenaje por la periferia del tanque.
- Cónico, con el centro bajo, permitiendo el drenaje por un sumidero en el centro del tanque.
- De lado a lado, a modo de tejado, con las caídas planas, permitiendo el drenaje por el punto bajo del tanque.
- Cónico, con el punto bajo excéntrico.

Las planchas del fondo que están más alejadas de las virolas no estarán excesivamente tensionadas a menos que ocurra un asentamiento anormal en la cimentación que esté bajo ellas.

En los extremos del fondo suele instalarse un anillo de goteo para la cimentación que previene de filtración de agua entre el fondo y la cimentación. Estas bandejas de goteo tienen los siguientes requisitos de diseño:

- Son de acero al carbono, con un espesor mínimo de 3 mm.
- Deben prolongarse al menos 75 mm desde el perímetro de la cimentación y luego plegarse interiormente hasta 90°, dejando el borde mirando hacia el suelo.

5.2 Placa anular

En tanques de gran tamaño, se suele disponer de una placa anular bajo la última virola que permita distribuir por la cimentación el peso de las mismas y que soporte las tensiones radiales de flexión originadas por la discontinuidad de la unión virola-suelo.

Cuando las virolas del nivel más bajo son de materiales pertenecientes a los grupos IV, IVA, V o VI se necesita disponer de una placa anular bajo ellas unida mediante soldadura a tope. Los materiales empleados en las virolas pertenecen a los siguientes grupos mostrados en Tabla 5-A, siendo necesario este elemento.

Extracto de la Tabla 4.4b – Grupos de materiales (API 650)	Material	Grupo
Virolas (1-7)	A573 Gr.70	IV / IVA
Virolas (8-11)	A36	I / II

Tabla 5-A. Grupos de material.

El espesor de la placa anular se obtiene entrando en la Tabla 5-B con el espesor corroído y la tensión de la virola más baja. La tensión en la virola final es el valor máximo entre la que provoca el líquido de diseño, S_{db} , y la que provoca la prueba hidrostática, S_{tb} . Se obtiene como un porcentaje del valor de la tensión usada en el cálculo de espesor, en función del espesor calculado y el espesor realmente seleccionado. Debe usarse el espesor corroído para la tensión por el producto de diseño, y el espesor nominal para la tensión en la prueba hidrostática.

$$S_{db} = \left(\frac{t_{d1} - C_1}{t_1 - C_1} \right) * S_d \quad (1.10)$$

$$S_{tb} = \left(\frac{t_{t1}}{t_1} \right) * S_t \quad (1.11)$$

donde:

t_{d1} : espesor de cálculo de la virola final con la condición de diseño [mm].

t_{t1} : espesor de cálculo de la virola final con la condición de prueba hidrostática [mm].

t_1 : espesor nominal de la virola final [mm].

S_d : tensión de diseño para el almacenamiento de producto en la virola final [MPa].

S_t : tensión de diseño para la prueba hidrostática en la virola final [MPa].

(API 650 – Tabla 5.1a) Espesor de última virola [mm] - Corroído	Esfuerzo en virola final [MPa]			
	<=190	<=210	<=220	<=250
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

Tabla 5-B. Espesor mínimo para la placa anular de fondo.

Los valores para el espesor de Tabla 5-B son válidos cuando la altura efectiva de producto sea igual o menor a 23 m. En caso de no cumplirse esta máxima, se debe realizar un análisis elástico para determinar el espesor de la placa anular.

Para el cálculo del ancho radial de la placa anular, a_w , se deben tener en cuenta los siguientes requisitos. La Figura 5-1 muestra la composición de longitudes que componen este elemento.

- El ancho radial desde el interior de la virola hasta cualquier junta de solape con la placa de fondo, l_{a1} , tiene un valor mínimo de 600 mm. Esta longitud asegura que el giro en el extremo interior, que es el que está más alejado de la virola, sea prácticamente cero.
- La proyección desde la parte exterior de la virola, l_{a2} , tiene un valor mínimo de 50 mm o aquel que permita soldar adecuadamente el aparejo situado entre el nivel inferior de virola y la proyección exterior, tomando el mayor de los dos casos. Por ello, el dimensionamiento de las silletas de anclaje del apartado 11.7.2 Silletas de anclaje influirá en este valor.
- El solape de la placa de fondo sobre la placa anular, l_{a3} , se tomará como 65 mm. El solape entre las placas de fondo es 50 mm, pero se aumenta este valor para corregir la forma poligonal que conforman todas las planchas del anillo anular en su parte interna. La parte exterior si debe tener forma circular. Este solape permite que las deformaciones de las placas del fondo no se propaguen directamente por la placa anular.
- El ancho radial total, a_{w2} , tiene un valor mínimo con la siguiente expresión:

$$a_w \geq a_{w2} = \frac{215 * t_b}{\sqrt{H * G}} \quad (1.12)$$

donde:

t_b : espesor nominal de la placa anular [mm].

H : nivel máximo de líquido de diseño [m].

S_G : gravedad específica de diseño del producto almacenado [-].

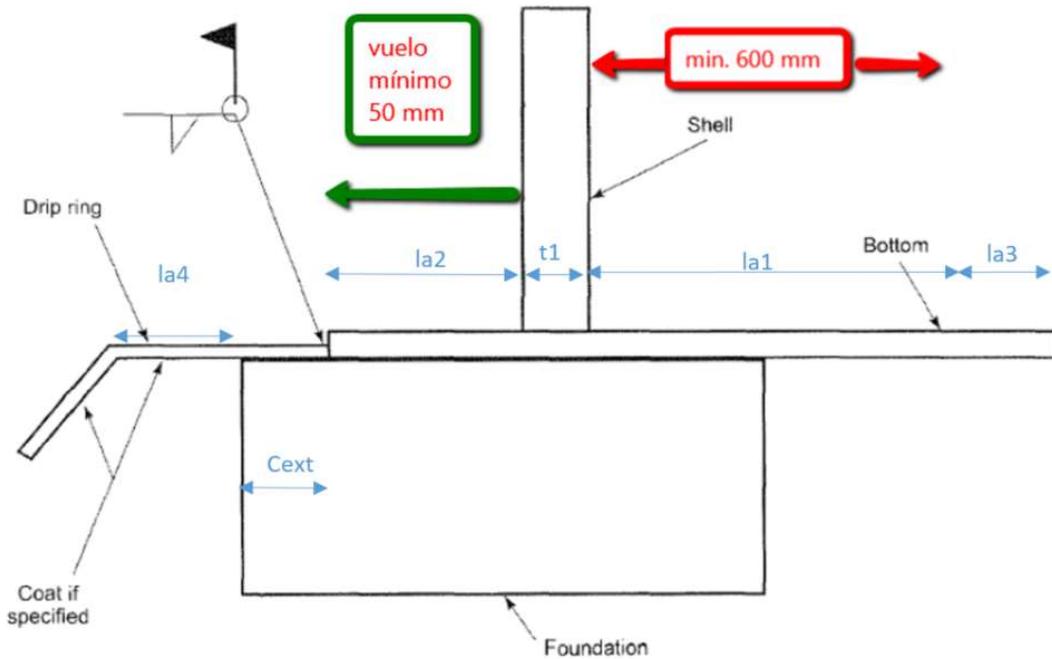


Figura 5-1. Perfil del anillo anular de fondo.

La zona de la cimentación situada bajo el perímetro de las virolas tiene más criticidad ya que si se producen asentamientos diferenciales, el peso de las paredes y del techo se reparte de manera desigual, provocando tensiones adicionales no deseables en la unión virola-fondo.

Este problema se extiende de igual manera por todos los niveles de las virolas, ya que la pérdida de circularidad crearía una incorrecta alineación de la tubuladura haciendo que la tubería conectada a ella ocasionara esfuerzos no esperados concentrados en esa zona. Esta pérdida de redondez puede afectar al techo flotante causando daños en el sello o incluso dejándolo atascado sin poder ejecutar su carrera correctamente.

5.3 Cálculos - Placa de fondo y anular

Placas de fondo 5.4				API 650, Sec 5.4
CA - Fondo / Anular		C3	1.6 mm	
Mínimo espesor requerido (corroído)		tmin	6 mm	API 650, sec 5.4.1
tmin + C3			7.6 mm	
Espesor dado en placa de fondo		tb	7.6 mm	
Pendiente en el fondo del tanque		(5:300)	0.016667 -	API 650, sec 5.4.4.
Mínima pendiente requerida para el fondo		(1:120)	Cumple	
Tipo de pendiente del fondo del tanque			Cónica, con centro elevado	API 650, Anexo L, Data Sheet, Line 12
Placa anular 5.5				
Espesor de cálculo de virola final (Diseño)		td1	17.62 mm	
Espesor de cálculo de virola final (Prueba hidrostática)		tt1	18.93 mm	
Espesor Nominal para virola final		t1	19.00 mm	
Esfuerzo por el líquido de diseño en virola final	= (td1-C1) / (t1-C1) * Sd	Sdb	178.05 MPa	API 650, Tabla 5.1a
Esfuerzo por la prueba hidrostática en virola final	= (tt1 / t1) * St	Stb	207.12 MPa	API 650, Tabla 5.1a
Máximo esfuerzo entre Sdb y Stb			207.12 MPa	
Entrando en Tabla 5.1a por:				
Espesor de última virola (mm) - Corroído	t <= 19	mm		
Esfuerzo en virola final (MPa)	<= 210	MPa		
El mínimo espesor requerido para la placa anular:		tbmin	6 mm	API 650, Tabla 5.1a
CA - Fondo / Anular		C3	1.6 mm	
Espesor de placa anular	= tbmin + C3	tb	7.6 mm	
Comprobación 5.5.3	¿ H x G <= 23 m ?	HxG	18.41 m	
			Se cumple. El espesor válido.	
Ancho de placa anular				API 650, sec 5.5.2
Gravedad específica de diseño del producto almacenado		Sg	0.7835 -	
Mínimo ancho radial de la placa anular entre la parte interna de la virola y cualquier junta de solape del resto del fondo		la1	600 mm	
Proyección exterior de la placa anular		la2	50 mm	API 650, sec 5.4.2 - max (50 mm; 5.1.5.7)
Solapamiento en la placa de fondo		la3	65 mm	
Mínimo ancho de la placa anular	= la1 + la2 + la3 + t1	aw1	734 mm	
Nivel máximo de líquido de diseño	= DLL	H	23500 mm	
Ancho calculado de la placa anular	= 215 * tb / (H * Sg)^0,5 H en metros	aw2	381 mm	
Mínimo ancho radial requerido de la placa anular	= max (aw1,aw2)	aw	734 mm	
Bandeja de goteo 5.4.5				
Mínimo espesor de la bandeja de goteo		tdrip	3 mm	API 650, sec 5.4.5
Mínima extensión desde el borde de la cimentación		la4	75 mm	API 650, sec 5.4.5
Extensión de la cimentación sobre la placa anular		Cext	250 mm	(ver en Cimentación)
Longitud de bandeja de goteo	=Cext + 2*la4	ldrip	400 mm	

6 PUERTA DE LIMPIEZA

Las aperturas en las virolas de los tanques son elementos donde se producen tensiones locales debido a la interrupción de la continuidad de la chapa. El diseño de las mismas debe garantizar la seguridad del tanque y de la estanqueidad del fluido. Entre sus funciones se pueden destacar:

- Ingreso / salida de fluido.
- Instrumentación.
- Muestreo.
- Registros para mantenimiento.
- Protección contra incendios.
- Venteos.

En este capítulo se desarrolla el diseño de la puerta de limpieza tipo rasante. A grandes rasgos, no es más que una tubuladura en la parte más baja del tanque con forma rectangular que sirve para desalojar la suciedad acumulada en el fondo del tanque durante los periodos de mantenimiento. Su cierre mecánico se realiza a través de una unión bridada.

6.1 Puerta de limpieza (Flush type cleanout door)

Algunos productos almacenados contienen sedimentos arrastrados, que tienden a depositarse en el fondo de tanque tras largos periodos de tiempo. Estos sedimentos forman una capa irregular en el suelo para la que las patas de apoyo de un techo flotante no están preparadas, generando torsión en la cubierta. Este problema se acentúa en tanques de grandes dimensiones que almacenan petróleo crudo proveniente directamente desde el yacimiento, ya que estos tanques permanecen durante muchos años en servicio antes de hacer una parada para mantenimiento.

h : altura de la apertura	203	610	914	1219 ^c
b : ancho de la apertura	406	610	1219	1219
W : ancho del arco de la placa de refuerzo	1170	1830	2700	3200
r_1 : radio de curvatura superior de la apertura	100	300	610	610
r_2 : radio de curvatura de la placa de refuerzo en virola	360	740	1040	1310
e : distancia entre ejes de pernos	32	38	38	38
f_3 : ancho de brida ^a (excepto para el fondo)	102	102	114	114
f_2 : ancho de brida para el fondo	89	95	121	127
g : espacio entre pernos especiales ^b	83	89	108	114
Número de pernos	22	36	46	52
Diámetro de pernos	20	20	24	24

^a Para espesores de cuellos mayores a 40 mm, incrementar f_3 hasta conseguir una distancia libre de 1.5 mm entre la soldadura del cuello con la brida y la cabeza del perno.
^b Espacio en las esquinas más bajas de la brida de la puerta de limpieza.
^c Solo para materiales de virola del grupo I, II, III o IV.

Tabla 6-A. Dimensiones de los accesorios puerta de limpieza tipo rasantes [mm]. (Tabla 5.9a en API 650).

Para el propósito de la limpieza del fondo, se dispone de un acceso a ras del fondo, con forma rectangular excepto en las esquinas superiores, donde se redondea el borde con un radio, r_1 , recogido en Tabla 6-A según el altura de la apertura, h . En función del grupo de material al que pertenezca la virola más baja, se establece una altura

máxima de apertura, siendo:

- 1200 mm en los grupos I, II, III, o IIIA.
- 900 mm en los grupos IV, IVA, V o VI.

Al eliminar material de la virola, se requiere un área mínima de refuerzo alrededor de la puerta de limpieza. El área transversal sobre el tope de la apertura, A_{cs} , tiene un valor mínimo de:

$$A_{cs} \geq A_{cs,\min} = \frac{K_1 * h * t}{2} \quad (1.13)$$

donde:

K_1 : coeficiente de área. Su cálculo se muestra en el apartado 0.

h : altura libre vertical de la apertura [mm].

t : espesor de cálculo de la virola más baja, incluyendo el sobrespesor de corrosión [mm].

El espesor nominal de la placa en el ensamble de la puerta de limpieza, $t_{cleanout}$, debe será menos tan grueso como el espesor de la placa de la virola adyacente del nivel más bajo, t_{virola} . El espesor nominal de la placa de refuerzo, t_p , y de la placa para el cuello, t_d , será como mínimo el espesor de la placa en el ensamble de la puerta de limpieza, $t_{cleanout}$.

$$[t_d ; t_p] \geq t_{cleanout} \geq t_{virola} \quad (1.14)$$

El refuerzo en el plano de la virola tendrá una altura, L , sobre la parte baja de la apertura que no excederá $1,5 * h$ salvo en caso de disponer de una apertura pequeña, donde $L - h \geq 150$ mm. En ese caso, si L resulta mayor a $1,5 * h$, solo se tendrá en cuenta la altura de $1,5 * h$ como parte efectiva.

El ancho mínimo de la placa de refuerzo del fondo desde el centro de la apertura, w_{cs} , se determina como:

$$w_{cs} = 250 \text{ mm} + t_{virola} + t_p \quad (1.15)$$

El espesor nominal de la placa de refuerzo, t_{bc} , debe ser mayor que la expresión:

$$t_{bc_min} = \frac{h^2}{360000} + \frac{b}{170} * \sqrt{H * S_G} + C_3 \quad (1.16)$$

donde:

b : ancho horizontal de la apertura [mm].

H : nivel máximo de diseño de producto [m].

S_G : gravedad específica de producto, no menos a 1 [-].

C_3 : sobrespesor de corrosión para el fondo / anillo anular.

En API 650 se muestran las siguientes tablas que definen el resto de elementos que componen esta apertura en la virola para diferentes dimensiones nominales.

		Tamaño de la apertura h x b							
		200x400		600x600		900x1200		1200x1200	
H: nivel de líquido máximo de diseño [m]	Presión equivalente [kPa] ^a	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^b Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^c Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^d Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^e Espesor de la placa de refuerzo del fondo
6,1	60	10	13	10	13	16	21	16	22
10,4	101	10	13	13	13	19	25	21	28
12,5	123	10	13	13	14	22	28	22	30
16,1	159	10	13	14	16	24	32	25	33

		Tamaño de la apertura h x b							
		200x400		600x600		900x1200		1200x1200	
H: nivel de líquido máximo de diseño [m]	Presión equivalente [kPa] ^a	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^b Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^c Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^d Espesor de la placa de refuerzo del fondo	tc: Espesor de la brida apernada y de la contrabrida	tb: ^e Espesor de la placa de refuerzo del fondo
18,3	179	11	13	16	18	25	33	28	35
19,5	191	11	13	16	18	27	35	28	36
21,9	215	11	13	18	19	28	36	30	40
Nota A: Presión equivalente basada en la columna de agua. Nota B: Máximo 25 mm. Nota C: Máximo 28 mm.					Nota D: Máximo de 40 mm. Nota E: Máximo de 45 mm. Nota F: Sumar el sobreespesor de corrosión a todos los elementos en caso de definirse.				

Tabla 6-B. Espesores mínimos [mm] para la contrabrida, brida y placa de refuerzo de fondo para las puertas de limpieza.

t, td: Espesor de la virola más baja ^a	H: nivel de líquido máximo de diseño [m]	L: Altura de placa de refuerzo de virola para el tamaño de apertura h x b [mm] ^a			
		200x400	600x600	900x1200	1200x1200 ^b
Todos	< 22	350	915	1372	1830
Nota A: Las dimensiones L y td puede variar dentro de los límites expuestos en la sección 6.1. Nota B: Las puertas de limpieza de 1200 x 1200 no se permiten en tanques con espesores en la última virola mayores a 38 mm.					

Tabla 6-C. Espesores y altura de la placa de refuerzo de la virola para las puertas de limpieza.

La puerta de limpieza y todos sus refuerzos se ensamblan en taller en la plancha de la virola, siendo este bloque sometido a un tratamiento de alivio de tensiones.



Figura 6-1. Puerta de limpieza rasante montada sobre plancha de la virola.

6.1.1 Cálculo del coeficiente de área para determinar el refuerzo mínimo de la puerta de limpieza

En la Figura 5.11 de API 650, se proporciona una gráfica para determinar el valor de K_1 , entrando con el valor de la ecuación (1.17) por el eje vertical. Ese valor es función de la altura máxima de diseño del líquido H , del diámetro del tanque D , el espesor de cálculo de la última virola t , y de la altura de la apertura h :

$$= \left[\frac{(H + 8.8) * D + 71.5}{1.408 * h} \right] * \sqrt{\frac{123 * t}{4.9 * (H - 0,3)}} \quad (1.17)$$

El valor de K_1 está comprendido entre 1 y 1.4. La curva que proporciona los valores intermedios se ha linealizado tomando puntos discretos de la misma, y obteniendo una curva aproximada mediante un polinomio de grado 6. La Figura 6-3 muestra el polinomio obtenido superpuesto a la curva de la normativa API, cuya expresión resulta:

$$K_1 = 64,885x^6 - 246,34x^5 + 378,31x^4 - 298,43x^3 + 125,89x^2 - 27,092x + 3,7414 \quad (1.18)$$

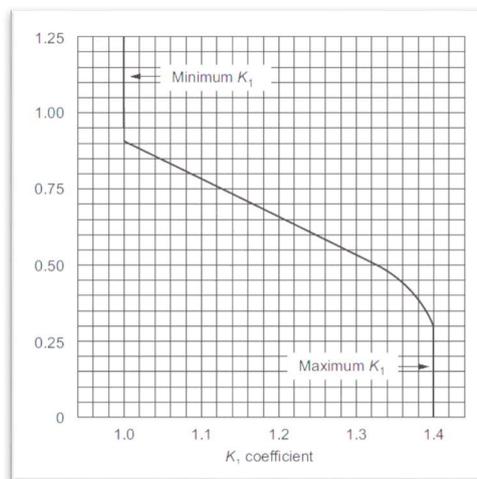


Figura 6-2. Gráfica para obtener K1, según API 650.

K1	
Eje vertical	K1
0,906499	0,999443
0,849266	1,04535
0,799118	1,08608
0,698278	1,16732
0,548381	1,28671
0,507500	1,31947
0,491693	1,33089
0,474250	1,34253
0,456807	1,35201
0,439365	1,35977
0,397939	1,37507
0,419742	1,36774
0,384312	1,37917
0,349971	1,38908
0,322172	1,39511
0,299279	1,39878

K1 máximo	
1	0,75
1	1,25

K1 mínimo	
1,4	0
1,4	0,5

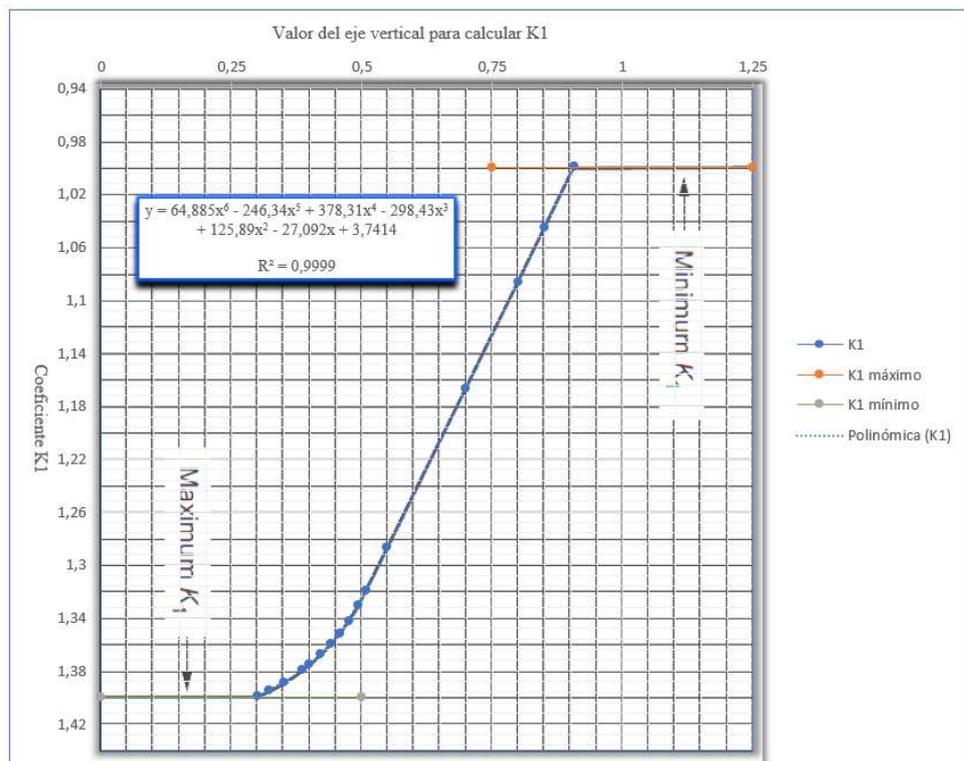


Figura 6-3. Polinomio para obtener K1 superpuesto a la gráfica API 650.

6.2 Cálculos - Puerta de limpieza

Flush Type Clean Out Door

Tamaño	36"x48" (900x1200mm)			
Diámetro nominal		D	34019 mm	
Nivel de líquido sobre cubierta en operación normal		H	23500 mm	
Espesor <u>de cálculo</u> de la virola más baja incluyendo CA		t	18.93 mm	
Espesor <u>nominal</u> de la virola más baja incluyendo CA		tvirola	19.00 mm	
<i>El material de la virola inferior es del grupo IV, IVA, V o VI</i>				
Altura vertical libre de la apertura		h	914 mm	API 650, Table 5.9a
Ancho horizontal de la apertura		b	1219 mm	API 650, Table 5.9a
Dimensiones nominales de la puerta de limpieza		h x b	900x1200	
<i>OJO! La unión virola-puerta de limpieza debe ser sometida a un tratamiento de alivio de tensiones según API650, apartado 5.7.4.1</i>				
Valor del eje vertical en la figura 5.11 para encontrar el coeficiente de área (k1)			0.706 -	API 650, Fig-5.11
Coeficiente de Área		K1	1.161 -	API 650, Fig-5.11
Área transversal sobre el tope de la apertura (mínima)	$= k1 * h * t / 2$	Acs_min	10042 mm ²	API 650, Sec. 5.7.7.4
Espesor seleccionado de la placa de refuerzo en virola		tp	24 mm	
<i>Comienzo por el espesor de la virola, y voy aumentando hasta cumplir la altura L. Resuelto con SOLVER.</i>				
Espesor del cuello de tubuladura		td	24 mm	
Altura mínima de la placa de refuerzo sobre la apertura	$= Acs_min / tp$	lr	418 mm	
Altura mínima requerida de la placa	$= h+td+lr$	Lmin	1356 mm	
Máxima altura permitida de la placa		L	1372 mm	API 650, Table-5.11.a
	<i>Si no se cumple, para el calculo de Acs tener solo en cuenta 1,5*h</i>	$\zeta Lmin < L?$	OK	1.149%
Área transversal sobre el tope de la apertura (calculada)	$= tp * (L-h-td)$	Acs	10416 mm ²	
		$\zeta Acs_min < Acs?$	OK	3.726%
Mínimo ancho de la placa de refuerzo del fondo desde el centro de la apertura	$= 250mm + tp + tvirola$	wcs	293.00 mm	API 650, Sec. 5.7.7.6
Gravedad específica de diseño del producto almacenado	SG \geq 1 (no menor que 1)	SG	1 -	
Mínimo espesor requerido en la placa de refuerzo del fondo	$= h^2 / 360000 + b/170 * (H*SG)^{0,5+C3}$	tbc_min	38.68 mm	API 650, Sec. 5.7.7.6
Mínimo espesor requerido en la placa de refuerzo del fondo según API STD con CA		tbc	39.00 mm	API 650, Table-5.10.a <i>Teniendo en cuenta el máximo espesor, según el tamaño de placa.</i>

7 RIGIDIZADORES INTERMEDIOS PARA EL VIENTO

El efecto de viento actúa de manera considerable en el comportamiento de las virolas, las cuales tienden a pandear, deformando la figura recta de las paredes del tanque. En tanque con techo fijo, la acción del viento es sólo externa, mientras que en los tanques abiertos incide también en la superficie interior, pudiendo causar el efecto de carga a vacío.

El techo fijo en un tanque ayuda a mantener las virolas rígidas y la carga del viento se transmite al fondo del tanque mediante tensiones axiales. En los casos de tanques abiertos por arriba o con techo flotante exterior no ocurre esto por lo que se instala en el borde superior, y muy cerca de él, un rigidizador primario a lo largo de todo el perímetro. En muchas ocasiones, también sirve como plataforma de acceso y mantenimiento.



Figura 7-1. Fallo de la virola durante el montaje.

7.1 Método para el cálculo del tanque equivalente

Las virolas de los tanques de almacenamiento son susceptibles de pandear bajo la influencia de la presión de viento y vacío interno, sobre todo cuando se encuentran vacíos o semivacíos. Las virolas deben ser analizadas para comprobar y asegurar su estabilidad antes esas condiciones.

Las paredes del tanque están construidas de planchas con espesores que van decreciendo en altura y un análisis de estabilidad se hace complicado, por lo que API 650 propone un método equivalente por el cual se convierte el tanque real en un tanque alternativo con un espesor igual al de la virola superior y de altura reducida.

La altura transformada del tanque se calcula transformando el ancho de cada nivel de virola como sigue, y sumando todos los niveles se obtiene la altura transformada equivalente, W_T :

$$W_{tr} = W * \left(\frac{t_{uniform}}{t_{actual}} \right)^{5/2} \quad (1.19)$$

$$W_T = \sum W_{tr} \quad (1.20)$$

donde:

W_{tr} : ancho transformado de cada nivel de virola [mm].

W : ancho real de cada nivel de virola [mm].

$t_{uniform}$: espesor nominal real en el nivel de la virola transformada [mm].

t_{actual} : espesor nominal en cada nivel de la virola para el que el ancho transformado se calculó [mm].

Con la altura total transformada calculada, la máxima altura del tanque sin rigidizadores se obtiene de:

$$H_1 = 9.47 * t_{uniform} * \left(\frac{t_{uniform}}{D} \right)^{3/2} * \left(\frac{190}{V} \right)^2 \quad (1.21)$$

donde:

H_1 : distancia vertical entre el rigidizador intermedio y la coronación del tanque [m].

$t_{uniform}$: espesor nominal real en el nivel de la virola transformada [mm].

D : diámetro nominal del tanque [m].

V : velocidad de diseño del viento (ráfaga de 3 segundos) [km/h].

Para calcular la velocidad de diseño del viento habría que tener en cuenta:

- la presión dinámica del viento, q_z , evaluada a una determinada altura Z sobre el suelo. Se calcula en el apartado 10.1.1.
- La presión de diseño externa, P_e , para evaluar la condición a vacío.

Con la suma de las dos presiones obtengo una presión equivalente, Q_c , que incluye ambos efectos, y con la que se calcula la velocidad equivalente del viento para evaluar la altura libre sin rigidizadores en el tanque. La ecuación resulta de despejar V en la ecuación (1.63) de la presión dinámica del viento recogida en ASCE 7. Todos los coeficientes de la ecuación (1.22) se detallan en el apartado 10.1.1.

$$V_d = \sqrt{\frac{Q_c}{f_{vd}}} = \sqrt{\frac{q_z + P_e}{0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * I_w}} \quad (1.22)$$

Un dato importante a tener en cuenta en la comprobación del pandeo de las virolas es si quiere verificarse en condiciones corroídas o no. En el apartado 7.6 se hace una comparativa entre las dos opciones, manteniendo el resto de parámetros.

7.2 Ubicación de los rigidizadores secundarios

Si la altura del tanque transformado, W_T , es mayor que la altura máxima, H_1 , es necesario colocar un rigidizador intermedio. Para una estabilidad equitativa arriba y abajo del rigidizador, éste se colocará sobre la altura media transformada. La ubicación de este elemento sobre la virola real se obtiene mediante la misma relación de transformación de la ecuación (1.19). Siempre que la altura sin rigidizar en las virolas sea menor que H_1 , se puede plantear una posición alternativa para el rigidizador. Si la mitad de la altura total del tanque transformado, $W_T / 2$, excede la altura máxima, H_1 , es necesario disponer de un segundo rigidizador para reducir la distancia libre.

Los rigidizadores deben colocarse sobre la virola a una distancia mínima de 150 mm de cualquier soldadura horizontal que une los diferentes niveles.

Como opción alternativa a colocar los rigidizadores se plantea en el apartado 7.5 la opción de aumentar el espesor de las virolas más altas hasta el punto en el que $W_T < H_1$, no necesitado de estos elementos. Se analiza también el incremento en peso que esta medida supone.

7.3 Módulo resistente de los rigidizadores secundarios

El módulo resistente mínimo necesario de un rigidizador intermedio se calcula como;

$$Z = \frac{D^2 * H_1}{17} * \left(\frac{V}{190} \right)^2 \quad (1.23)$$

donde:

Z : modulo resistente mínimo del rigidizador [cm^3].

D : diámetro nominal del tanque [m].

H_1 : distancia vertical entre el rigidizador intermedio y la coronación de las virolas o rigidizador inmediatamente superior.

V : velocidad del viento de diseño, según el apartado 7.1.

Los perfiles deben tener un agujero para drenar cualquier líquido que puede acumularse sobre ellos. Serán un 25 mm de diámetro, separados como máximo cada 2400 mm. El tipo de perfil con el que se harán los cálculos serán perfiles UPN.

7.4 Cálculos - Rigidizadores intermedios

Comprobación para rigidizadores intermedios por viento

				API 650, Sec 5.9.7
Diámetro nominal del tanque	D	34019	mm	
CA - Virola	C1	1.6	mm	
¿Comprobaré pandeo en condiciones corroídas? Data Sheet, Line 9	¿?	SI	-	API 650, Sec 5.9.7.1 - Nota 1
Espesor nominal de la virola superior	CA	1.6	mm	
	tuniform	6.40	mm	
<i>Para calcular la velocidad de viento de cálculo:</i>				
- La presión qz calculada según ASCE 7-05 en la parte superior del tanque, provocada por el viento.				
- Presión interna de vacío de arrastre hacia dentro para tanques abierto				
- Presión externa para tanques cerrado.				
Velocidad de presión a la altura Z	qz	0.555	kPa	ASCE 7-05, Sec 6.5.10 Ver en Viento
Presión de diseño (Externa)	Pe	0.500	kPa	
Velocidad de presión total a la altura Z incluyendo vacío	Qc = qz + Pe	1.055	kPa	
	= 0.613 * Kz * Kzt * Kd * Iw	0.8211	-	Ver en Viento
Velocidad del viento de diseño equivalente	= sqrt(Qc/(0.613 * Kz * Kzt * Kd * Iw))	35.85	m/s	ASCE 7-05, Sec 6.5.10
		129.05	km/h	
Factor de corrección de la velocidad	= (190/Vd) ²	2.1677	-	API 650, Sec 5.9.7.1
Ancho actual de cada virola	W			
Espesor de cada virola	tactual			Referencia a la tabla
Ancho transformado de cada virola	Wtr			API 650, Sec 5.9.7.2
Mínima altura de virola sin rigidizar	H1	10.721	m	API 650, Sec 5.9.7.1

$$W_{tr} = W \sqrt{\left(\frac{t_{uniform}}{t_{actual}}\right)^5}$$

$$H_1 = 9.47t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3 \left(\frac{190}{V}\right)^2}$$

Virola nº	Ancho W [m]	Espesor virola - CA tactual [mm]	Ancho equivalente Wtr [m]	Peso original [kg]	Altura real acumulada [m]	Altura transformada acumulada [m]
-						
1	2.380	17.40	0.195	37938	25.000	13.824
2	2.380	16.40	0.226	35940	22.620	13.628
3	2.380	14.40	0.313	31945	20.240	13.402
4	2.380	12.40	0.455	27950	17.860	13.088
5	2.380	10.40	0.707	23956	15.480	12.633
6	2.380	8.40	1.206	19962	13.100	11.926
7	2.380	6.40	2.380	15970	10.720	10.720
8	2.385	6.40	2.385	16003	8.340	8.340
9	1.985	6.40	1.985	13319	5.955	5.955
10	1.985	6.40	1.985	13319	3.970	3.970
11	1.985	6.40	1.985	13319	1.985	1.985
						0

Ancho transformado total WT = ΣWtr 13.824 m 249620 kg (virolas)

		1° rigidizador intermedio					
Virola n°		n° virola	Hi [m]			Inferior	Superior
-		8	6.912				
Virola n°		¿Rigidizador en virola?	Distancia transformada desde base de virola a rigidizador	Distancia real desde base de virola a rigidizador	¿Hay 150 mm entre el rigidizador y la soldadura horizontal de virola? API 650, sec 5.9.7.5	Hi - Distancia entre top angle y rigidizador intermedio Ni	
-		[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	SI	1.428	1.428	1.428	1.428	6.912	6.912
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-

		2° rigidizador intermedio					
Virola n°		n° virola	Hi [m]			Inferior	Superior
-		N/A	N/A				
Virola n°		¿Rigidizador en virola?	Distancia transformada desde base de virola a rigidizador	Distancia real desde base de virola a rigidizador	¿Hay 150 mm entre el rigidizador y la soldadura horizontal de virola? API 650, sec 5.9.7.5	Hi - Distancia entre top angle y rigidizador intermedio Ni	
-		[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-

Ni	W/Ni	H - WT/Ni		virola n° (por cálculo)	Hi (por cálculo)	virola n° (Físico)	Hi (Físico)	Hi (relativo)	Hi debe ser ≤ H1:	Z= D^2*H1/17 *(V/190)^2
n° rigid. intermedios	[m]	[m]	API 650 - sec. 5.9.7.2	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]		[cm3]
1	13.824	-3.103	Se necesita colocar un 1° rigidizador secundario en, o aumentar espesores	8	6.912	8	6.912	6.912	OK	217.1
2	6.912	3.809	No se necesita un 2° rigidizador secundario	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
3	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
4	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

desde top angle

Dint+2*t+hperfil						
Ni	Perfil UPN	Sección perfil	Wy perfil	Z < Wy	ø rigidizador	Peso rigid. (=Area*pi*D rig*rho)
n° rigid. intermedios	[-]	[cm2]	[cm3]	[check]	[mm]	[kg]
1	220	37.4	245	Cumple	34236	3158
2	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
3	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
4	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

kg 3158

7.5 Aumento del espesor mínimo en el tanque

Se analiza la evolución del aumento de peso al incrementar el espesor mínimo de las paredes del tanque hasta no necesitar rigidizadores intermedios.

La fotografía inicial se sitúa con un espesor nominal mínimo de 8 mm igual al que tiene las virolas (7-11).

Se aumenta el espesor nominal mínimo a los **10 mm** de la virola 6.

Probar con los espesores que ya tengo (de mm en mm)		Espesor nominal mínimo	tmin+C1	10 mm (con CA)	Diferencia por aumento de espesor			Altura real acumulada	Altura transformada acumulada
Virola n°	Ancho [m]	Espesor virola - C1 [mm]	Ancho equivalente [m]	[Δmm]	[kg]	[Δkg]	[m]	[m]	
-									
1		2,38	0,385	0,00	37938	0	25,000	16,845	
2		2,38	0,447	0,00	35940	0	22,620	16,460	
3		2,38	0,619	0,00	31945	0	20,240	16,013	
4		2,38	0,899	0,00	27950	0	17,860	15,394	
5		2,38	1,395	0,00	23956	0	15,480	14,495	
6		2,38	2,380	0,00	19962	0	13,100	13,100	
7		2,38	2,380	2,00	19962	3992	10,720	10,720	
8		2,385	2,385	2,00	20004	4001	8,340	8,340	
9		1,985	1,985	2,00	16649	3330	5,955	5,955	
10		1,985	1,985	2,00	16649	3330	3,970	3,970	
11		1,985	1,985	2,00	16649	3330	1,985	1,985	
WT = ΣWtr				16,845	267603	17983			
				Aumento del:		7%			

Ni	W/Ni	H - WT/Ni		virola n° (por cálculo)	Hi (por cálculo)	virola n° (Físico)	Hi (Físico)	Hi (relativo)	Hi debe ser ≤ H1:	Z
-	[m]	[m]	API 650 - sec. 5.9.7.2	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]		[cm3]
1	16,845	4,313	No se necesita rigidizador secundario	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
2	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
3	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Estableciendo como mínimo espesor del tanque 10 mm ya no necesitaría ningún rigidizador que evitase el pandeo de las virolas antes la acción del viento y la presión externa a vacío. Las planchas son suficientemente rígidas, pero penaliza la cantidad de acero a adquirir y a soldar, ya que esta medida supone un aumento del 7% del peso de las virolas del tanque, esto es unas 18 Tn adicionales. Retomando el peso del anillo rigidizador del caso original, el total suponía 3158 kg.

7.6 Comprobación en condiciones corroídas vs condiciones nominales

El resultado de no restar el sobreespesor de corrosión en la virola es el siguiente:

Diámetro nominal del tanque	D	34019	mm							
CA - Virola	C1	1,6	mm							
¿Comprobaré pandeo en condiciones corroídas? Data Sheet, Line 9	¿?	NO	-						API 650, Sec 5.9.7.1 - Nota 1	
	CA	0	mm							
Espesor nominal de la virola superior	tuniform	8,00	mm							
Mínima altura de virola sin rigidizar	H1	18,728	m						API 650, Sec 5.9.7.1	
Ancho transformado total	WT = ΣWtr	14,541	m							

Ni	W/Ni	H - WT/Ni	API 650 - sec. 5.9.7.2	virola nº (por cálculo)	Hi (por cálculo)	virola nº (Físico)	Hi (Físico)	Hi (relativo)	Hi debe ser ≤ H1:	Z= D ² *H1/17 *(V/190) ²
.	[m]	[m]		[-]	[m]	[-]	[m]	[m]		[cm ³]
1	14,541	4,187	No se necesita rigidizador secundario	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
2	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
3	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
4	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

En condiciones nominales no sería necesario colocar anillo de rigidizadores. La siguiente figura muestran la posición del rigidizador UPN 220 cuando se tiene en cuenta el efecto de la corrosión:

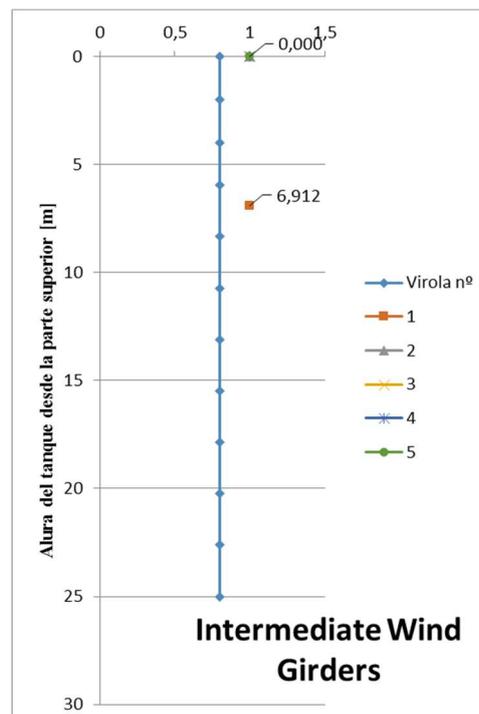


Figura 7-2. Posición del rigidizador intermedio por el viento en condiciones corroídas.

8 PLACA DEL TECHO FIJO Y PLACA DE COMPRESIÓN

Todo sistema físico tiende a disminuir su energía, tomando la forma donde la relación entre la superficie y el volumen es menor: una esfera.

- Principio físico -

Este capítulo trata el diseño de la placa de la cubierta, así como la problemática en la unión de la cubierta con las paredes de la virola debido a la tendencia del tanque a adquirir una forma redonda cuando está sometido a presión interna.

8.1 Tipos de techo

API 650 define las siguientes tipologías de techo fijo, no siendo una clasificación limitante:

- Techo cónico soportado: está formado por una superficie aproximadamente cónica que está soportada principalmente tanto por estructuras de vigas en el plano, como por celosías con o sin columnas.
- Techo cónico auto-soportado: está formado por una superficie aproximadamente cónica que está sólo soportada por su periferia.
- Domo auto-soportado: está formado por una superficie aproximadamente esférica que está solo soportada por su periferia.
- Techo geodésico: es un techo tipo domo formada de tal manera que cualquier sección horizontal es un polígono regular con tantos lados como placas en el techo haya que está solo soportado por su periferia.

Para los cálculos de este tanque se ha considerado un techo soportado sobre una estructura de vigas bajo la superficie cónica de la placa.

8.2 Placa del techo fijo

Las placas del techo deben tener un espesor nominal mínimo, t_{\min} , de 5 mm. Al especificarse un sobreespesor de corrosión para el techo, C_2 , este debe añadirse al espesor de la placa, t_h .

$$t_h = t_{\min} + C_2 \quad (1.24)$$

Para los techos cónicos soportados, la pendiente del techo deberá ser al menos 1:16.

8.3 Placa de compresión

Todos los tanques cerrados sometidos a una presión interna que excede el peso de las placas del techo tienden a adoptar una forma esférica, por lo que las tensiones meridionales y latitudinales en cualquier punto de contención tienden a igualarse. Este efecto es más acusado allí donde se acentúan las discontinuidades en la geometría del tanque, por lo que se diferencian dos claras zonas de distorsión:

- La unión virola-fondo.
- La unión techo-virola

En la Figura 8-1 se observa el efecto en un tanque cilíndrico de almacenamiento vertical con techo cónico. La acción de la presión bajo el techo provoca un esfuerzo de compresión en la unión techo-virola. Por ello, el área que compone esta zona debe ser suficientemente rígida para soportar esta tendencia del tanque y evitar posibles problemas de inestabilidad.

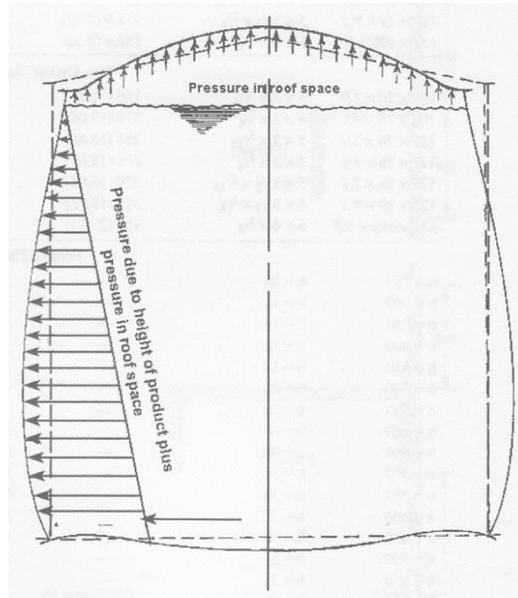


Figura 8-1. Representación del comportamiento de un tanque presurizado.

El área de compresión de la unión techo-virola puede dividida en tres elementos:

- El área de la placa del techo participante.
- El área de la plancha de la virola participante.
- En caso de no ser suficiente los dos elementos anteriores, se añaden secciones de acero en la unión, incrementando el área de compresión. También se puede prescindir de esta tercera parte aumentando el espesor de las dos primeras áreas.

La disposición de los elementos del anillo de compresión se detalla en la Figura F-2 de API 650, donde la zona participante aparece delimitada en varios arreglos. Las siguientes figuras muestran algunos ejemplos:

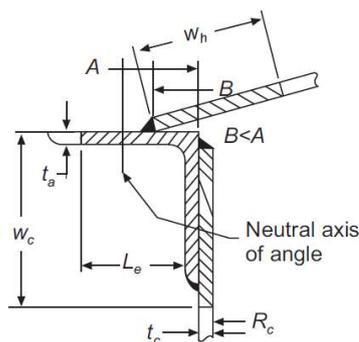


Figura 8-2. Detalle b para el anillo de compresión.

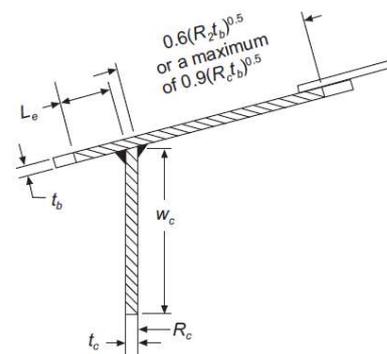


Figura 8-3. Detalle i para el anillo de compresión.

Particularizando el diseño del tanque para el detalle i, se establecen los siguientes parámetros:

θ : ángulo que forman el techo y la horizontal.

R_c : radio de la virola corroído.

R_2 : longitud de la normal al techo medida desde la línea central vertical del tanque = $R_c / \sin \theta$.

t_h : espesor de las placas del techo.

t_b : espesor de la placa de compresión (o techo en caso de no disponer de elemento intermedio entre techo y virola). t_{bc} : en condiciones corroídas.

L_e : longitud considerada de la placa de compresión proyectada fuera del tanque.

W_{h2} : ancho interior participante del techo. El menor valor entre: $[0.6 * \sqrt{R_2 * t_{bc}}, 0.9 * \sqrt{R_c * t_{bc}}]$.

W_h : ancho total participante de la placa de compresión = $L_e + W_{h2}$.

t_c : espesor corroído de la virola más alta.

W_c : ancho total participante de la virola = $0.6 * \sqrt{R_c * t_c}$.

La suma de las áreas del techo y de la virola resulta el área total disponible en el anillo de compresión, A_v , cuyo valor debe ser mayor al área requerida por las comprobaciones del apartado 8.4. Se trata de un proceso iterativo donde se irá aumentando el espesor de la placa de compresión, t_b , partiendo como dato inicial del espesor colocado a las placas del techo, t_h . Las dos condiciones a cumplir son:

- El área del anillo de compresión debe ser mayor que la mínima requerida en API 650, sección 5.10.5.2, cuya expresión es:

$$A_{r1} = \frac{p * D^2}{8 * F_a * \text{tg}\theta} \quad (1.25)$$

donde:

D : diámetro nominal del tanque.

F_a : la tensión de rotura permisible de los peor de los materiales de la unión techo virola, cuyo valor es el 60% de su límite elástico, $0.6 * F_y$.

θ : ángulo que forma el techo con la horizontal.

T : la mayor de las combinaciones de carga gravitatorias entre T_1 y T_2 .

$$\begin{aligned} T_1 &= D_R + (L_r \text{ ó } S_u \text{ ó } S_b) + 0.4 * P_e \\ T_2 &= D_R + P_e + 0.4 * (L_r \text{ ó } S_u \text{ ó } S_b) \end{aligned} \quad (1.26)$$

D_R : presión debida al peso muerto de techo.

L_r : carga viva del techo.

S_u : carga de nieve desequilibrada.

S_b : carga de nieve equilibrada.

P_e : presión de diseño externa.

- Con la presión interna establecida, no superando el valor máximo del apartado 8.5, el área total de compresión requerida según el Anexo F de API 650 se calcula como:

$$A_{r2} = \frac{200 * D^2 * \left(P_i - \frac{0.00127 * D_{LR}}{D^2} \right)}{F_y * \text{tg}\theta} \quad (1.27)$$

donde:

P_i : presión de diseño interna, [kPa].

D_{LR} : peso muerto de techo, [N].

8.4 Diseño de tanques para pequeñas presiones internas – Anexo F

Como regla general, la normativa API 650 es de aplicación para tanques de almacenamiento de líquido no refrigerados, con una temperatura de diseño menor a 93°C y una presión interna cercana a la atmosférica, que no debe exceder el peso de las placas del techo. Sin embargo, el anexo F de API 650 indica las pautas de diseño a tener en cuenta para tanques con techo cerrado sometidos a una pequeña presión interna. El siguiente árbol de decisión resume a grandes rangos los pasos a seguir:

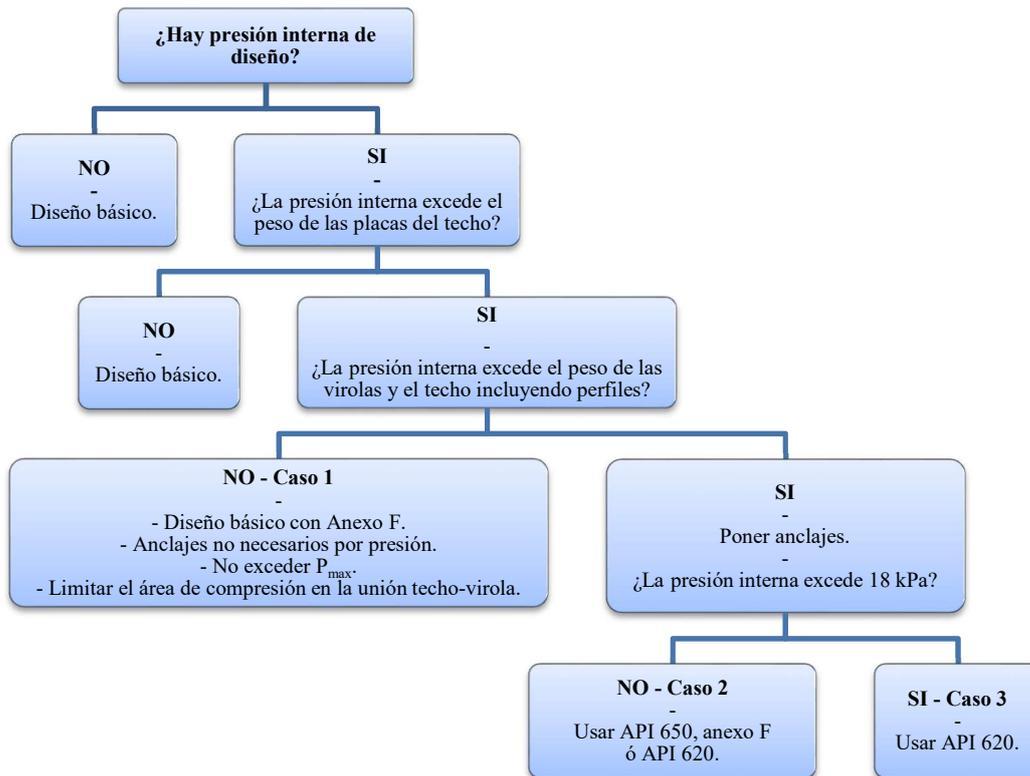


Figura 8-4. Árbol de decisión del anexo F de API 650.

Los casos en los que un diseño básico no es suficiente son los siguientes:

1. Cuando la presión interna multiplicada por el área seccional del diámetro nominal del tanque no sobrepasa el peso corroído del metal en las virolas, W_S , el techo, W_P y marcos soportados por ellos, W_R , hay que seguir los requerimientos definidos en API 650, anexo F.2 a F.6. La estabilidad al vuelco respecto a las condiciones sísmicas se determinará independientemente del levantamiento por presión interna. El diseño sísmico cumplirá los requerimientos del Anexo E de API 650, descritos en el apartado 1 de este trabajo.

$$W_T = W_S + W_P + W_R \quad (1.28)$$

$$P_i * A_t \leq W_T \quad (1.29)$$

2. Si la presión interna excede el peso nominal de las virolas, techo y marcos soportados por ellos, pero no sobrepasa 18 kPa(g), el tanque debe anclarse mediante un contrapeso, tal como un anillo de compresión en la cimentación, y deben seguirse las pautas del caso 1 añadiendo los requerimientos para tanques anclados por presión interna.

$$P_i * A_t > W_T, \text{ siendo } P_i \leq 18 \text{ kPa(g)} \quad (1.30)$$

3. En caso de superar los 18 kPa(g) como valor de presión interna, se debe diseñar con la normativa de tanques de almacenamiento a baja presión API 620.

8.5 Presión interna máxima

La presión interna máxima, P , de un tanque ya construido o que tiene los detalles de diseño establecidos, se calcula de manera general como:

$$P = \frac{A * F_y * tg\theta}{200 * D^2} + \frac{0.00127 * D_{LR}}{D^2} \quad (1.31)$$

donde:

A : área resistente a la compresión, [mm²].

F_y : menor límite elástico de los materiales en la unión techo-virola [MPa].

θ : ángulo que forman el techo y la horizontal.

D : diámetro nominal del tanque, [m].

D_{LR} : peso muerto de techo, [N].

En el caso de tanques sin anclajes, la presión interna máxima, P_{max} , está limitada por el levantamiento de base de la virola y no debe exceder el siguiente valor:

$$P_{max} \text{ [kPa]} = \frac{0.000849 * D_{LS}}{D^2} + \frac{0.00127 * D_{LR}}{D^2} - \frac{0.00153 * M_w}{D^3} \quad (1.32)$$

siendo:

D_{LS} : peso muerto de las virolas y sus aparejos, [N].

D_{LR} : peso muerto de techo, [N].

M_w : momento provocado por el viento, calculado en el capítulo de viento mediante la ecuación (1.69)

El fallo en la unión techo-virola ocurre generalmente cuando la tensión en el área del anillo de compresión alcanza el límite de elasticidad. API 650 proporciona la fórmula de la presión a la que el fallo ocurre, P_f , en función de la presión interna:

$$P_f = 1.6 * P_i - \frac{0.000746 * D_{LR}}{D^2} \quad (1.33)$$

En los casos en los que el diseño considera un techo frágil, esto es, la unión techo-virola está diseñada para fallar antes que la unión virola-fondo en el supuesto de una presión interna excesiva, se limita la presión interna máxima a un 80% de la presión de fallo calculada en (1.33).

$$P_{max} \leq 0.8 * P_f \quad (1.34)$$

8.6 Cálculos - Placa del techo y placa de compresión

Cálculo de la placa de techo y placa de compresión

Densidad Acero		ρ_{Steel}	7850 kg/m ³	
Mínimo espesor		t_{min}	5 mm	API 650, Sec 5.10.2.2
CA - Placa de techo / Placa de compresión		C2	1.6 mm	
Espesor mínimo requerido	$t_{min} + C2$	t_{min_c}	6.6 mm	
Mínimo espesor dado en Placa de techo		t_h	6.6 mm	
Diámetro nominal		D	34019 mm	
Radio horizontal interno		R_o	17000 mm	
Ángulo entre techo y la horizontal		Θ	9.5 °	
			0.1658 rad	
Mínima pendiente del techo	1:16		1/16 -	API 650, Sec 5.10.4.1 (Supported Cone Roofs)
Mínima ángulo del techo			0.0624 rad 3.5763 °	
Comprobación del ángulo del techo:	OK. El ángulo del techo es mayor que en mínimo indicado en API 650, Sec 5.10.4.1			
Altura de cono del techo	$= D/2 * \tan \Theta$	h	2846 mm	
Generatriz del cono del techo	$= [h^2 + (D/2)^2]^{0.5}$	gen	17246 mm	
Área superficial de la placa cónica del techo	$= \pi * [D/2 - (Wh/2 * \cos \Theta)] * (gen - Wh/2)$	A_{roof}	870.00 m ²	
Presión de diseño (Externa)		P_e	0.5 kPa	
Presión de diseño (interna)		P_i	2.9 kPa	
Carga viva del techo		L_r	1.0000 kPa	
Carga de nieve		S	0.2 kPa	
Carga de nieve balanceada (S_b)	$= 0.84 * S$	S_b	0.1680 kPa	
Carga de nieve desequilibrada (S_u)	$\Theta < 10^\circ : = S_b$ $\Theta > 10^\circ : = 1.5 * S_b$	S_u	0.2000 kPa	
			(Sin corroer) (Corroído)	
Carga muerta debida al peso de las placas del techo	$= A_{roof} * t_h * \rho_{Steel}$ $= A_{roof} * (t_h - C2) * \rho_{Steel}$	W_p	56984 kg	45054 kg
% diferencia de peso en condiciones corroídas				79%
Peso del techo estructural		R_{sw}	46444.15815 kg	Ver Estructura del techo
Peso de tubuladuras y misceláneos del techo		R_{nw}	3000 kg	Ver Estructura del techo
Peso de plataformas y railes		P_{rw}	10000 kg	Ver Estructura del techo
Carga muerta debida a aparejos del techo + plataformas	$W_r = R_{sw} + R_{nw} + P_{rw}$	W_r	59444.15815 kg	46999 kg
Área seccional del tanque	$A_t = \pi * R_o^2$	A_t	907.92 m ²	

Tabla resumen - Árbol de decisión del Anexo F para presión interna.

Condición	Descripción	Resultado	Observación
1	¿Tiene presión interna el tanque?	SI	Siguiente paso
2	¿La presión interna excede el peso de las placas del techo?	SI	Siguiente paso
3	¿La presión interna excede el peso del techo, virolas y marcos?	NO	Diseño básico + anexo F.1-F.6. Anclajes por presión interna no requeridos. No exceder P_{max} . Limitar el área de compresión techo/virola según F.5
4	¿La presión interna excede 18 kPa?	N/A	N/A

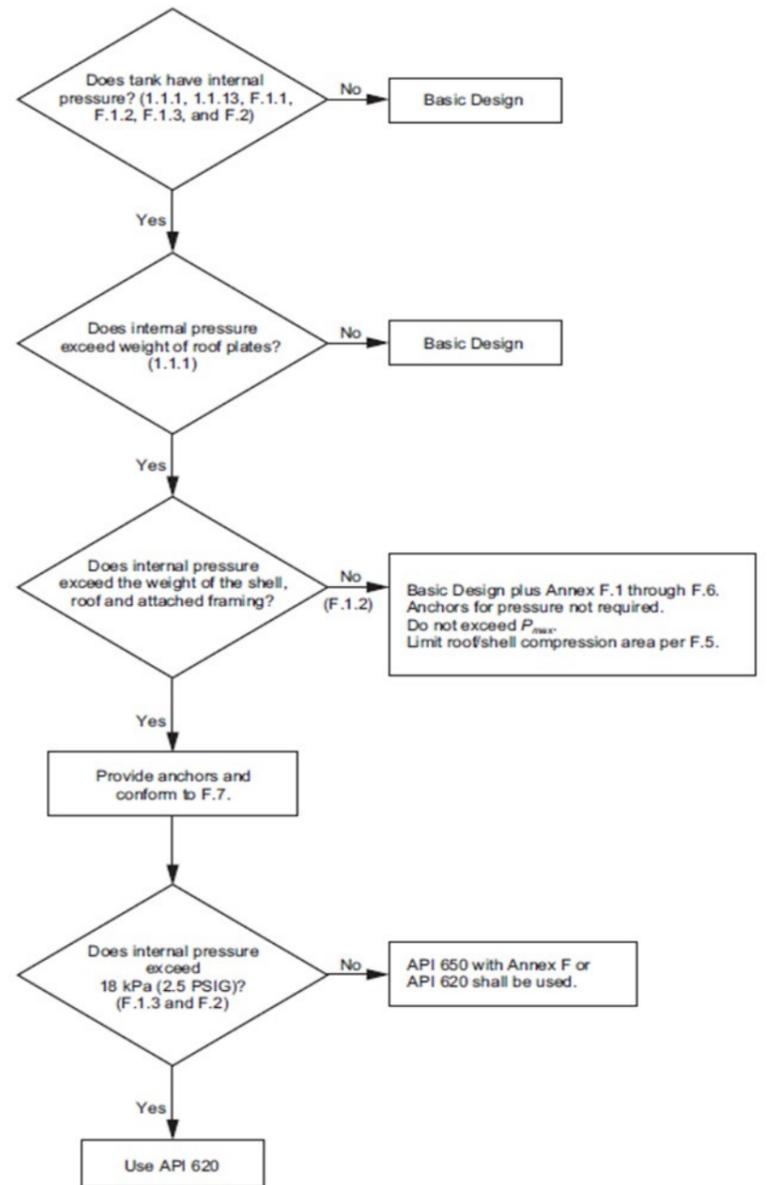
Árbol de decisión - anexo F - figura F.1

¿Pi > 0?	SI	
	Siguiente paso	

Presión interna total, Fpi		2633 kN
Peso de placas de techo (corroído): Wp		442 KN
¿Fpi > Wp?	SI	
	Siguiente paso	

Peso de la estructura del techo y aparejos (corroído): Wr = Rsw+Rnw+Prw		46999 kg
Peso virolas (corroído): Ws		216055 kg
Presión interna total, Fpi		2633 kN
Peso de virolas, techo, estructura de techo: Wt (corroído) = Ws + Wp + Ws		3024 kN
¿Fpi > Wt?	NO	
Presión de diseño (interna)		2.9 kPa
¿Pi > 18 kPa?	N/A	
	N/A	

Diseño básico + anexo F.1-F.6.
Anclajes por presión interna no requeridos.
No exceder Pmax.
Limitar el área de compresión techo/virola según F.5



Cálculo de la placa de techo y placa de compresión

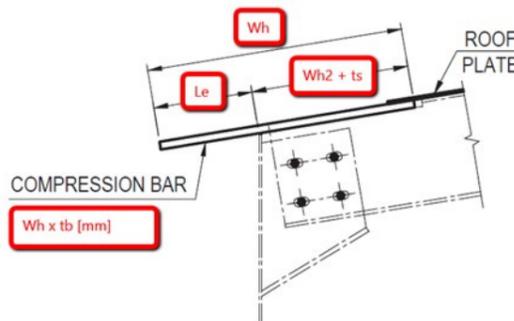
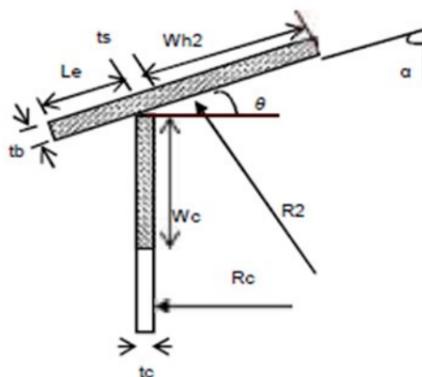
Espesor nominal de la placa de techo
 Espesor nominal de la placa de techo (corroído)
 Espesor nominal de la virola superior
 Espesor nominal de la virola superior (corroído)
 Mitad del ángulo del vértice del cono

tr	6.6 mm
th	5 mm
ts	8 mm
tc	6.4 mm
α	80.5 °
	1.4050 rad
Rc	17002 mm
R2	103010 mm

API 650, App-F Fig F-2 Detalle-i

Radio de virola - corroído
 Longitud de la normal al techo, medida desde la línea central vertical del tanque

= Rc / Sen Θ



Espesor de la placa de compresión / techo

Sin corroer

tb	19 mm	Solver
----	-------	--------

Resuelto con SOLVER para cumplir con los criterios de: API 650 5.10.5.2, F.5.1, F.6

Corroída

tbc	17.4 mm
-----	---------

Máxima longitud sin rigidizar de la placa de compresión por el lado exterior del tanque (Material de techo)

= tbc * 0,56 * (E/Fy)^0,5

Lemax	274.91 mm	AISC 360, tabla B4.1a, caso 1
-------	-----------	-------------------------------

Longitud considerada del anillo de compresión proyectada fuera del tanque		Le	250	mm	
Ancho interior participante del techo		Wh2	490	mm	
	min. $0,6 * \text{sqrt}(R2 * tbc)$		803	mm	
	$0,9 * \text{sqrt}(Rc * tbc)$		490	mm	
Ancho total participante del techo-placa de compresión	= Le + Wh2+ts	Wh	748	mm	
		(Sin corroer)		(Corroído)	
Peso de la placa de compresión	= Wh*tb(c)*2*π*Ro*ρsteel		11909	10906	kg
			116868	107026	N
Ancho participante de la virola	=0,6 * sqrt (Rc*tc)	Wc	198	mm	
Área dada por techo (corroída)	= Wh * tbc	a1	13007	mm2	
Área dada por virola (corroída)	= Wc * tc	a2	1267	mm2	
Área total disponible	= a1 + a2	Av	14273	mm2	
Anexo F.1 - F.6 + diseño básico					
API 650 - 5.10.5.2					
Peso nominal de techo y sus aparejos estructurales (aparejos permanentes + tubuladuras)	= Wp + Wr	DLR	116428	kg	
			1142569	N	
Carga muerta del techo	DLR / At	DR	128.24	kg/m2	
			1.258	kPa	
Combinación de carga T1	=DR+(Lr)+0,4*Pe	T1.1	2.458	kPa	API 650, 5.2.2.e(1.1)
	=DR+(Su)+0,4*Pe	T1.2	1.626	kPa	API 650, 5.2.2.e(1.2)
	=DR+(Sb)+0,4*Pe	T1.3	1.658	kPa	API 650, 5.2.2.e(1.3)
Combinación de carga T2	=DR+Pe+0,4*(Lr)	T2.1	2.158	kPa	API 650, 5.2.2.e(2.1)
	=DR+Pe+0,4*(Su)	T2.2	1.826	kPa	API 650, 5.2.2.e(2.2)
	=DR+Pe+0,4*(Sb)	T2.3	1.838	kPa	API 650, 5.2.2.e(2.3)
Máximo entre las combinaciones T1 y T2		T	2.458	kPa	API 650, 5.10.5.1
Limite elástico del peor material en la unión techo-virola	A 36	Fy	250	Mpa	
			250000	kPa	
Limite elástico permisible del material de la unión	= 0,6 * Fy	Fa	150	Mpa	
			150000	kPa	
Mínima área requerida en la unión techo-virola	= (T*D ²) / (8*Fa*tg Θ)	Ar1	14168	mm2	API 650, Sec 5.10.5.2
<i>Se comprueba si el área disponible participante en la unión techo-virola es mayor que la que API requiere en 5.10.5.2.</i>		¿Ar1 < Av?	OK	1%	
API 650 - Anexo F.5.1					
Mínima área requerida en la unión techo-virola	= [200*D ² *(Pi-(0,00127*DLR)/D ²)] / [Fy*tgΘ]	Ar2	9107	mm2	API 650. Appendix-F, Sec F.5.1
<i>Se comprueba si el área disponible participante en la unión techo-virola es mayor que la que API requiere en el anexo F.</i>		¿Ar2 < Av?	OK	57%	
API 650 - Anexo F.4					
Máxima presión de diseño y prueba según F.4.1	P = (1) + (2)	P	3.834	kPa	API 650. Appendix-F, Sec F.4.1
	= Av*Fy*tgΘ / [200*D ²]	(1)	2.580	kPa	
	= 0,00127*DLR/D ²	(2)	1.254	kPa	
Máxima presión de diseño y prueba según F.4.2 (tanques sin anclaje)		¿El tanque está anclado?	SI: No se aplica el cálculo.		
Peso nominal de las virolas y sus aparejos		DLS	263829	kg	[1] + [9] + [10] + [11] + [16]
			2589098	N	(calculado en Viento)
Momento por el viento		Mw	1.21E+07	N*m	API 650. Appendix-F, Sec F.4.2
	= 0.000849*DLS/D ² + 0.00127*DLR/D ² - 0.00153*Mw/D ³	Pmax_4.2	N/A	kPa	
Máxima presión en tanques con unión frágil según F.4.3		¿Unión frágil?	NO		
<i>Si se considera una unión frágil, se recomienda limitar la presión máxima de diseño a 0,8 Pf.</i>	≤ 0,8*Pf	Pmax_4.3	N/A	kPa	API 650. Appendix-F, Sec F.4.3
Presión interna máxima final	=min [P; Pmax_4.2; Pmax_4.3]	Pmax	3.834	kPa	

Se comprueba que la presión interna de diseño es menor a la presión máxima.

Se comprueba que la presión interna en la prueba hidrostática es menor a la presión máxima.

¿Pdiseño < Pmax?	OK	32%
¿Ptest < Pmax?	OK	32%

API 650 - Anexo F.6

Mínima presión de fallo calculada

$$= 1,6 \cdot P_i - 0,000746 \cdot DLR/D^2$$

Pr 3.903 kPa

API 650.
Appendix-F, Sec
F.6

Se comprueba que la presión interna de diseño es menor a la presión de fallo.

Se comprueba que la presión interna en la prueba hidrostática es menor a la presión de fallo.

¿Pdiseño < Pf?	OK	35%
¿Ptest < Pf?	OK	35%

9 PRESIÓN EXTERNA A VACÍO

El siguiente apartado explica las consideraciones a tener en cuenta cuando el tanque está sometido a una presión externa que pueda causar vacío dentro del mismo en condiciones normales de operación, siguiendo las indicaciones de API 650 en su anexo V. La presión externa debe estar entre 0,25 kPa sin exceder los 6,9 kPa.

Se definen los siguientes parámetros aplicables en todo el capítulo:

F_y : límite elástico del componente a la máxima temperatura de diseño [MPa].

f : tensión admisible de rotura menor de los materiales de la placa del techo, las virolas o los rigidizadores perimetrales a la máxima temperatura de operación [MPa].

f_c : tensión admisible compresión menor de los materiales de la placa del techo, las virolas, el fondo o los rigidizadores perimetrales a la máxima temperatura de operación [MPa]. Su valor depende de la zona de estudio:

- Región de los rigidizadores intermedios y en el fondo: $0.4 * F_y$, no mayor que 103 MPa.
- Región del rigidizador superior: $0.6 * F_y$, no mayor que 140 MPa.

9.1 Techo fijo

La carga total de diseño debida a la presión externa sobre el techo, P_r , se calcula como:

$$P_r = \max \begin{bmatrix} D_L + L_r + 0.4 * P_e \\ D_L + P_e + 0.4 * L_r \end{bmatrix} \quad (1.35)$$

donde:

D_L : carga muerta del tanque, incluyendo el peso de las virolas y elementos estructurales [kPa].

L_r : carga viva de sobre el techo proyectada horizontalmente [kPa].

P_e : presión externa de diseño [kPa].

Centrando la vista en el tipo de techo elegido, es decir, el techo soportado, la placa de techo que se extiende entre las vigas radiales puede diseñar como una viga simple, una viga de catenaria o un diafragma apoyado en varios puntos de soportado. Independientemente del modelo elegido, se deben abordar las siguientes consideraciones:

- Tensión admisible para esfuerzos de membrana y de flexión.
- Eficiencia junta en las soldaduras que unen las placas del techo.
- Condiciones de contorno asumidas en los extremos de la placa (viga).
- Criterio de deflexión admisible.
- Posibilidad de reversión del esfuerzo y carga por fatiga de las soldaduras en y entre los soportes de la placa del techo (en caso de diseño mediante viga de catenaria).

Este diseño se desarrolla con más profundidad en el apartado 12 Estructura del techo fijo.

9.2 Virola

9.2.1 Altura transformada

Para el análisis del efecto de la presión externa en un tanque con virolas de diferentes espesores se utiliza el espesor nominal de la virola más delgada, $t_{s\min}$ ó t_{s1} , y un método de transformación de la altura del tanque, H_{TS} , creando un modelo analítico de tanque que se supone con la misma resistencia al pandeo ante la presión externa que el tanque real.

El ancho transformado de cada nivel de virola se calcula multiplicando la altura real de la plancha, h_{act} , por el ratio $(t_{s1} / t_{act})^{2.5}$, siendo t_{act} el espesor real de cada virola. La altura total transformada se obtiene de la siguiente expresión:

$$H_{TS} = h_1 * \left(\frac{t_{s1}}{t_{s1}}\right)^{2.5} + h_2 * \left(\frac{t_{s1}}{t_{s2}}\right)^{2.5} + \dots + h_n * \left(\frac{t_{s1}}{t_{sn}}\right)^{2.5} \quad (1.36)$$

9.2.2 Comprobaciones para rigidizar

Se define un factor de estabilidad, ψ , que es función del valor de la presión externa de diseño, P_e . Las virolas deben comprobarse para dos condiciones, cuyo valor ψ resulta:

1. Combinación de viento y vacío.

Presión externa de diseño P_e	Factor de estabilidad ψ
$P_e \leq 0,25$	1
$0,25 < P_e \leq 0,70$	$(P_e + 0,70) / 0,95$
$0,70 < P_e$	$P_e / 0,48 < 2,5$

Tabla 9-A. Factor de estabilidad para la combinación de viento y presión de vacío.

La presión externa total para el diseño de la virola, P_s , con la que se comprueba esta condición es el mayor valor entre los siguientes:

$$P_s = \max \left[\begin{array}{l} P_e \\ W + 0.4 * P_e \end{array} \right] \quad (1.37)$$

donde:

P_e : presión externa de diseño especificada [kPa].

W : máxima presión consistente de viento con la velocidad de diseño de viento, V , calculada en el apartado 7.1, mediante la ecuación (1.22).

$$W = 1.48 * \left(\frac{V}{190}\right)^2 \quad (1.38)$$

2. Sólo vacío.

$$\psi = 3 \quad (1.39)$$

Esta condición de vacío se comprueba con la presión externa de diseño especificada, P_e .

Para comprobar que el pandeo que pueda producirse en las virolas del tanque sin rigidizadores ocurre en el régimen elástico debe cumplirse la ecuación (1.40). En caso contrario, habría que evaluar los efectos de la presión externa siguiendo *ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section VIII, Division 1*.

$$\left(\frac{D}{t_{s\min}}\right)^{0.75} \left[\left(\frac{H_{TS}}{D}\right) * \left(\frac{F_y}{E}\right)^{0.5} \right] \geq 0.00675 \quad (1.40)$$

Para comprobar si la altura libre del tanque es suficiente como para no colocar rigidizadores intermedios, la presión de las combinaciones 1 y 2 deben ser menor que el máximo indicado en la ecuación (1.41). Dicha comprobación puede hacerse de forma análoga, comprobando que el espesor del tanque de altura equivalente, $t_{s\min}$, no excede el límite de la ecuación (1.42).

$$P_s \text{ ó } P_e \leq \frac{E}{15203 * \psi * \frac{H_{TS}}{D} * \left(\frac{D}{t_{s\min}}\right)^{2.5}} \quad (1.41)$$

$$t_{s\min} \geq \frac{47.07 * [\psi * H_{TS} * (P_s \text{ ó } P_e)]^{0.4} * D^{0.6}}{E^{0.4}} \quad (1.42)$$

9.2.3 Rigidizadores circunferenciales

El máximo espaciamiento entre los rigidizadores intermedios, H_{safe}^{Max} , puede calcularse reescribiendo la ecuación de la presión externa máxima, estableciendo la altura como incógnita:

$$H_{safe}^{Max} = \frac{(t_{s\min})^{2.5} * E}{15203 * D^{1.5} * P_s * \psi} \quad (1.43)$$

Con este valor máximo y la altura transformada del tanque se calcula el número de rigidizadores intermedios necesarios, N_s , y el espaciamiento real al establecer el número entero de rigidizadores, H_{safe} . Este valor debe extrapolarse deshaciendo la relación de transformación de altura del tanque, obteniendo el espaciamiento real para cada espesor de virola, L_{sx} , y el espaciamiento intermedio arriba y debajo de un rigidizador, L_s :

$$N_s \geq \frac{H_{TS}}{H_{safe}^{max}} - 1 \quad (1.44)$$

$$H_{safe} = \frac{H_{TS}}{N_s + 1} \quad (1.45)$$

$$L_{sx} = H_{safe} * \left(\frac{t_{sx}}{t_{s1}}\right)^{2.5} \quad (1.46)$$

$$L_s = \frac{L_{sx} + L_{s(x+1)}}{2} \quad (1.47)$$

Conociendo la localización de los rigidizadores intermedios, los parámetros necesarios para su diseño son los siguientes:

- Número de olas, N , en la que la virola pandeará teóricamente bajo una presión externa uniforme. Para el diseño, este valor tendrá un valor mínimo de 2 y un máximo de 10. Se usa el mismo valor para el diseño tanto de los rigidizadores intermedios como los de los rigidizadores finales.

$$N^2 = \sqrt{\frac{445 * D^3}{t_{s\min} * H_{TS}}} \leq 100 \quad (1.48)$$

- Carga radial impuesta por la virola en el rigidizador, Q :

$$Q = 1000 * P_s * L_s \quad (1.49)$$

En la región del rigidizador, una parte de la virola, w_{shell} (a cada lado del rigidizador) contribuye a resistir el

pandeo, obteniendo un momento de inercia combinado, I_{act} , de la sección compuesta:

$$w_{shell} = 13.4 * \sqrt{D * t_{shell}} \quad (1.50)$$

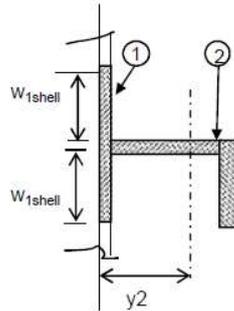


Figura 9-1. Elementos que resisten el pandeo en la región de rigidizador intermedio.

El área requerida, A_{reqd} , y el momento de inercia requerido, I_{reqd} , en la zona del rigidizador intermedio se calculan como:

$$A_{reqd} = \frac{Q * D}{2 * f_c} \quad (1.51)$$

$$I_{reqd} = \frac{37.5 * Q * D^3}{E * (N^2 - 1)} \quad (1.52)$$

Además, también se establece un área seccional requerida sólo para el perfil del rigidizador, A_{stiff} :

$$A_{stiff} = A_{reqd} - 26.84 * t_{shell} * \sqrt{D * t_{shell}} \quad (1.53)$$

Con todos los parámetros previamente definidos, el perfil metálico que formará el rigidizador intermedio a lo largo de todo el perímetro del tanque se debe escoger teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- La inercia real del conjunto debe ser mayor que la inercia requerida en la región: $I_{act} \geq I_{reqd}$.
- El área real del rigidizador debe ser mayor que el área requerida para el rigidizador: $A_{perfil} \geq A_{stiff}$.
- El área real del rigidizador debe ser mayor que el área total requerida en la región de que se opone al pandeo: $A_{perfil} \geq 0.5 * A_{reqd}$.

9.2.4 Rigidizadores finales (cima y fondo)

En estos rigidizadores, la carga radial impuesta por la virola, V_1 se determina con la ecuación (1.54), valiéndose el mismo valor del número de olas, N , del caso de los rigidizadores intermedios.

$$V_1 = 250 * P_s * H \quad (1.54)$$

La virola también opone cierta resistencia al pandeo, esta vez sólo por un lado del rigidizador, una distancia w_{shell} obteniendo un momento de inercia combinado, I_{act} , de las secciones compuestas. En la zona de la cima, se considera que el techo no interviene en la sección efectiva. En la zona del fondo, el ancho de la placa de fondo que se considera actuando como rigidizador es una distancia máxima de 16 veces el espesor de la placa anular.

Rigidizador en la cima:	Rigidizador en el fondo:
$w_{shell} = 13.4 * \sqrt{D * t_{s1}} \quad (1.55)$	$w_{shell} = 13.4 * \sqrt{D * t_{sn}} \quad (1.56)$

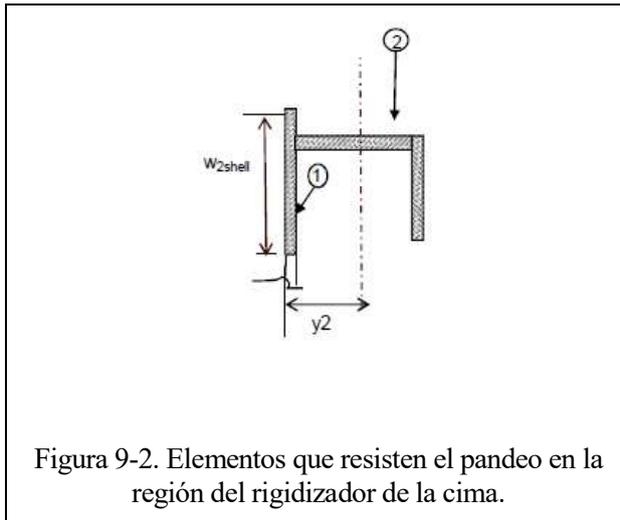


Figura 9-2. Elementos que resisten el pandeo en la región del rigidizador de la cima.

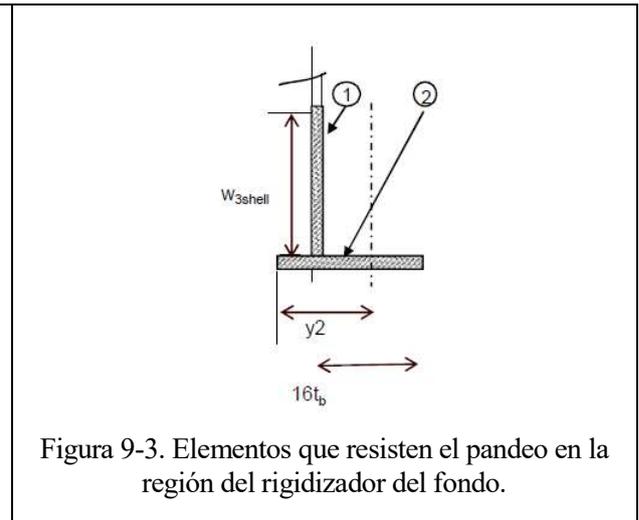


Figura 9-3. Elementos que resisten el pandeo en la región del rigidizador del fondo.

El área requerida, A_{reqd} , y el momento de inercia requerido, I_{reqd} , en la zona de los rigidizadores de la cima y el fondo se calculan como:

$$A_{reqd} = \frac{V_1 * D}{2 * f} \quad (1.57)$$

$$I_{reqd} = \frac{37.5 * V_1 * D^3}{E * (N^2 - 1)} \quad (1.58)$$

Además, también se establece un área seccional requerida sólo para el perfil del rigidizador, A_{stiff} :

Para rigidizadores de la parte alta en techos cónicos:

$$A_{stiff} = A_{reqd} - t_{cone} * X_{cone} - t_{s1} * X_{shell} \quad (1.59)$$

Para rigidizadores de la parte alta en domos o techos sombrilla:

$$A_{stiff} = A_{reqd} - t_{dome} * X_{dome} - t_{s1} * X_{shell} \quad (1.60)$$

Para rigidizadores en la parte baja:

$$A_{stiff} = A_{reqd} - t_b * X_{btm} - t_{sn} * X_{shell} \quad (1.61)$$

El perfil metálico que formarán los rigidizadores finales a lo largo de todo el perímetro del tanque se debe escoger teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- a) La inercia real del conjunto debe ser mayor que la inercia requerida en la región: $I_{act} \geq I_{reqd}$.
- b) El área real del rigidizador debe ser mayor que el área requerida para el rigidizador: $A_{perfil} \geq A_{stiff}$.

9.3 Fondo

El fondo del tanque debe comprobarse a presión externa cuando se cumple alguna de las condiciones siguientes, evaluando los esfuerzos de membrana del fondo sometido a una carga uniforme y restringido por la placa anular del anillo de compresión en la unión virola-fondo:

- 1) Si la presión externa total de diseño, P_r , en el fondo excede la suma del peso de las placas del fondo y peso del líquido bajo el nivel mínimo de diseño. La corrosión debe ser también considerada.
- 2) Si el área alrededor del tanque puede inundarse de líquido, debe garantizarse que el depósito contiene suficiente líquido para contrarrestar el levantamiento provocado.

9.4 Cálculos – Presión externa (Anexo V)

Anexo V: Diseño de tanques de almacenamiento para presión externa

Presión de diseño (Externa) Pe 0.005 barg
0.5 kPa

Aplica si $0,25 < Pe < 6,9 \text{ kPa}$

¿Aplicar anexo V? SI

PARA VIROLA

EL anexo V utiliza el espesor nominal de la virola más delgada y el método de la virola transformada para establecer el número y la localización de Rigidizadores Intermedios.

Las virolas deberán ser comprobadas para dos condiciones:

- 1 Combinación de Viento + Vacío
- 2 Sólo Vacío

Condición 1 Combinación de Viento + Vacío
Factor de estabilidad ψ 1.2632 - API 650, Anexo V, Sec V.8.1

API 650, Anexo V, Sec V.8.1	Pe	ψ	límite inf.
$Pe \leq 0,25$	1	1.0000	0
$0,25 < Pe \leq 0,70$	$(Pe + 0,70) / 0,95$	1.2632	0.25
$0,70 < Pe$	$Pe / 0,48 < 2,5$	1.0417	0.7

Condición 2 Sólo Vacío
Factor de estabilidad ψ 3.0000 - API 650, Anexo V, Sec V.8.1

Comprobación - Pandeo ocurrirá elásticamente en la virola cilíndrica sin rigidizar

Pandeo elástico ocurrirá si se cumple la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{D}{t_{s\min}}\right)^{0.75} \left[\left(\frac{H_{TS}}{D}\right)\left(\frac{F_y}{E}\right)^{0.5}\right] \geq 0.00675$$

$$0.05042 \geq 0.00675$$

El pandeo ocurrirá elásticamente

Límite de elasticidad del componente a la máxima temperatura de operación

Fy 250 MPa

donde $f_c = 0,4F_y$ (no menor que 103 Mpa) $0,4 * F_y = 100$ fc 103 MPa

donde $f_c = 0,6F_y$ (no menor que 140 Mpa) $0,6 * F_y = 150$ fc 150 MPa

Diámetro nominal D 34.019 m

Altura del tanque H 25.000 m

Módulo de elasticidad del material de techo E 199000 MPa

Rigidizadores intermedios y en el fondo

Rigidizadores superiores

API 650, app M.6, table M.2a

CA - Virola C1 1.6 mm

CA - Placa de techo / Placa de compresión C2 1.6 mm

CA - Fondo / Anular C3 1.6 mm

¿Comprobaré pandeo en condiciones corroídas? Data Sheet, Line 9 ¿? SI - API 650, Sec 5.9.7.1 - Nota 1

Espesor nominal de la virola superior CA_{virola} 1.6 mm

t_{smin} 6.40 mm

CA_{techo} 1.6 mm

Espesor nominal del techo t_{cone} 5.00 mm

Espesor nominal de la placa de compresión t_{compresion} 17.40 mm

CA_{fondo} 1.6 mm

Espesor nominal del fondo t_{fondo} 6.00 mm

Virola n°	H (Ancho) [m]	ts1 [mm]	tact (Espesor virola - CA) [mm]	X = (ts1/tact)^2,5 [-]	Ancho transformado HTS = X*H [m]	Lsx = Hsafe2*[tsx/tsmin]^2,5 [m]
1	2.380	6.400	17.40	0.082	0.195	56.159
2	2.380	6.400	16.40	0.095	0.226	48.435
3	2.380	6.400	14.40	0.132	0.313	34.991
4	2.380	6.400	12.40	0.191	0.455	24.077
5	2.380	6.400	10.40	0.297	0.707	15.511
6	2.380	6.400	8.40	0.507	1.206	9.094
7	2.380	6.400	6.40	1.000	2.380	4.608
8	2.385	6.400	6.40	1.000	2.385	4.608
9	1.985	6.400	6.40	1.000	1.985	4.608
10	1.985	6.400	6.40	1.000	1.985	4.608
11	1.985	6.400	6.40	1.000	1.985	4.608

Altura transformada total del tanque HTS **13.824** m

Comprobación - Requerimiento de rigidizador intermedio para tanque sin rigidizar

API 650, App-V, Sec V 8.1.2

La presión externa de diseño (usando ψ apropiado de V8.1) y la presión externa específica (vacío) (usando $\psi=3$) para un tanque sin rigidizar debe cumplir lo siguiente:

Presión externa de diseño	= Pe ó W+0,4Pe	Ps	0.883 kPa
donde:	=1,48 (V/190)^2	Pe	0.500 kPa
		W	0.683 kPa
		W+0,4Pe	0.883 kPa
		e	
Presión externa especificada (vacío)		Pe	0.500 kPa
con Ps - condición.1 (viento + vacío)		0.883 <=	0.391
		NO se cumple el requisito de rigidizadores intermedios	
con Pe - condición 2 (sólo vacío)		0.5 <=	0.165
		NO se cumple el requisito de rigidizadores intermedios	

Espesor nominal de la virola más delgada requerida para la presión externa:

API 650, App-V, Sec V 8.1.3

		t _{min}	
		6.40 >=	8.86 mm
con Ps - condición.1 (viento + vacío)		NO se cumple el requisito de rigidizadores intermedios	
con Pe - condición 2 (sólo vacío)		6.40 >=	9.98 mm
		NO se cumple el requisito de rigidizadores intermedios	

Máximo espaciado de rigidizadores intermedios = (t_{min})^2,5*E / [15203*(D^1,5)*Ps*] Hsafe **6.131** m

API 650, App-V, Sec V 8.2.1.2

Número de rigidizadores intermedios requeridos basado en Hsafe Ns+1 = HTS / Hsafe Ns **1.25485** -

API 650, App-V, Sec V 8.2.1.3

Espacio actual entre rigidizadores (transformado) Ns **2** -
Hsafe2 **4.608** m

Nº de olas con las que una virola pandearía bajo presión externa uniforme

API 650, App-V, Sec V 8.2.2.1

$$= [445*D^3 / (t_{min}*HTS^2)]^{0,5} \leq 100$$

por diseño: 2 < N < 10

N ²	119.69 -
N ²	100 -
N	10 -

Carga radial impuesta en el rigidizador intermedio por la virola = 1000*Ps**L*_s Q **(tabla)** N/m

API 650, App-V, Sec V 8.2.2.3

Ancho contribuyente de virola en cada lado del rigidizador intermedio = 13,4*(D*t_{shell})^0,5 wishell **(tabla)** mm

API 650, App-V, Sec V 8.2.2.4

Momento de inercia requerido en la región del rigidizador intermedio = 37,5*Q*D^3 / [E*(N^2-1)] I_{reqd} **(tabla)** cm⁴

API 650, App-V, Sec V 8.2.2.5

Área total requerida en la región del rigidizador intermedio = $Q \cdot D / (2 \cdot f_c)$

Aireqd (tabla) mm²

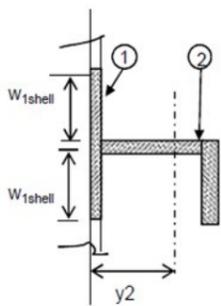
API 650, App-V, Sec V 8.2.2.6.1

Área total requerida del rigidizador intermedio - Sólo perfil estructural = Aireqd - $26,84 \cdot t_{shell} \cdot (D \cdot t_{shell})^{0.5}$

Aistiff (tabla) mm²

API 650, App-V, Sec V 8.2.2.6.1

Ni: n° rigid. Interm	¿Hace falta?	virola n° (por cálculo)	Lsi acumulado (por cálculo)	virola n° (Físico)	Lx acumulado	Lx (relativo)	Lx debe ser ≤ Lsx:	Qi	tshell	wishell	Ireq	Aireq	Astiff	Perfil puesto	Area	Yi	D rigidizador	Peso rigid. (=Area * pi * D rig * rho)
		[-]	[m]	[-]	[m]	[m]		[N·m]	[mm]	[mm]	[cm ⁴]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kg]
1	SI	9	4.608	9	4.608	4.608	OK	4067.53	6.4	197.72	304.82	672	-1863	L 80x10*	15.1	5.66	3412.6	1270.8
2	SI	7	9.216	7	9.216	4.608	OK	4067.53	6.4	197.72	304.82	672	-1863	L 80x10*	15.1	5.66	3412.6	1270.8
3	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
4	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



- b Ancho del área respectiva
- d Profundidad del área respectiva
- Y Distancia desde X-X hasta el centro de gravedad de cada pieza
- In Momento de inercia de cada pieza en el eje paralelo a la virola
- y2 Distancia desde el centro de gravedad del conjunto hasta X-X: $\Sigma A Y / \Sigma A$
- y1 Distancia el centro de gravedad de cada pieza al centro de gravedad del conjunto
- Iact Momento de inercia de cada pieza en X-X: $\Sigma (I_n + A y_1^2)$. Respecto a la cara interna de la virola.
- Ymax Distancia del borde más lejano a X-X hasta el centro de gravedad del conjunto
- Z Modulo resistente: I / Y_{max}

Piezas (para el rigidizador n°)	bi [cm]	di [cm]	Yi [cm]	Ai [cm ²]	In [cm ⁴]	Ai · Yi [cm ³]	Y2 [cm]	y1 [cm]	Iact [cm ⁴]
I	Ancho	Profundidad						= Y2 - Yi	
1	39.54	0.64	0.32	25.31	0.86	8.10	-	2.00	101.64
2	L 80x10*		5.66	15.1	87.5	85.47	-	-3.34	256.41
Total				40.41		93.56	2.32		358.05

Perfil elegido: L 80x10* como rigidizador intermedio
 Área - Aperfil 15.1 cm²
 Momento de inercia respecto al eje paralelo a la virola 87.5 cm⁴

Valor a comparar 1

Valor a comparar 2

Iact ≥ Ireq ?	358.05	> = [cm ⁴]	304.82	Cumple	API 650, App-V, Sec V 8.2.2.4
Aperfil ≥ Aistiff req ?	15.10	> = [cm ²]	-18.63	Cumple	API 650, App-V, Sec V 8.2.2.6.2
Aperfil ≥ 0,5* Aireqd ?	15.10	> = [cm ²]	3.36	Cumple	API 650, App-V, Sec V 8.2.2.6.2

El cálculo y ubicación de estos rigidizadores intermedios se ha hecho en condiciones corroídas. En caso realizar el estudio con los espesores nominales, tanto el número como el perfil varían. Las siguientes figuras muestran la ubicación de los perfiles según los casos:

- En condiciones corroídas se necesitan 2 rigidizadores intermedios, L 80x8.
- En condiciones nominales se necesita 1 rigidizador intermedio, L 90x10.

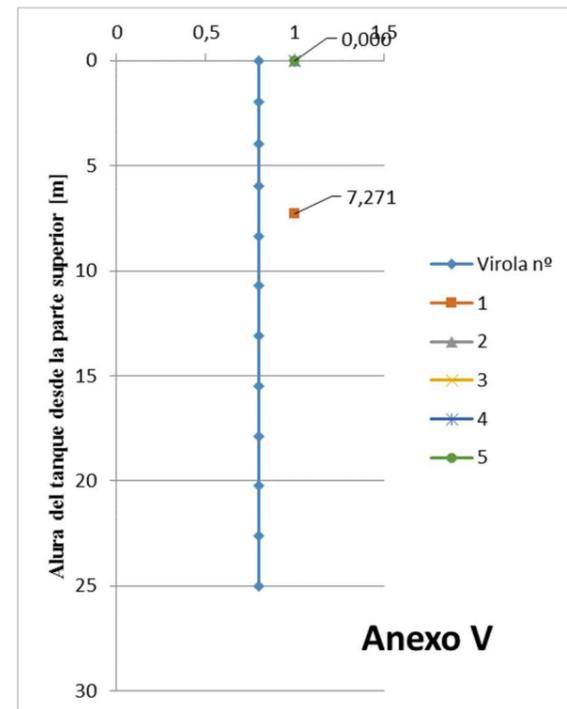
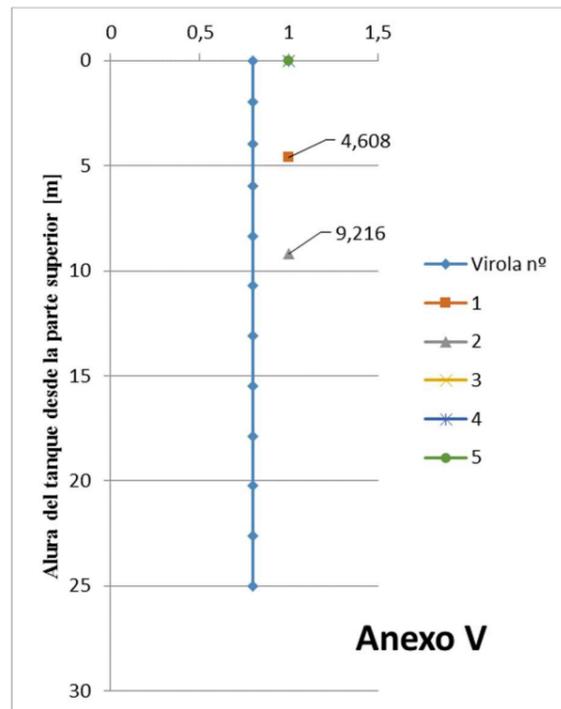


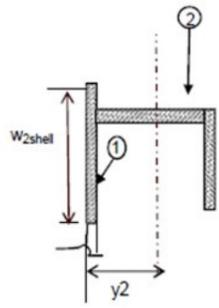
Figura 9-4. Posición de los rigidizadores intermedios en condiciones corroídas.

Figura 9-5. Posición del rigidizador intermedio en condiciones nominales.

Rigidizadores finales (tope y fondo)

Carga total externa en el techo	$= \max [DL+Lr+0,4*Pe ; DL+0,4*Lr+Pe]$	Pr	4.530 kPa	API 650, App-V, Sec V.7
Área seccional del tanque		At	907.92 m ²	
Peso de virolas, techo, estructura de techo (corroído)		Wt	3023.62 kN	
Carga muerta del tanque		DL	3.330 kPa	
		Lr + 0,4 Pe	1.200 kPa	
Combinaciones de carga viva y presión externa:		0,4 * Lr +	0.900 kPa	
		Pe		
Espesor de la virola más elevada		tsl	6.400 mm	
Espesor de la virola más baja		tsn	17.400 mm	
Ancho contribuyente de virola en el rigidizador superior	$= 13,4*(D*tsl)^{0,5}$	wshell_top	197.72 mm	API 650, App-V, Sec V 8.2.3
Ancho contribuyente de virola en el rigidizador inferior	$= 13,4*(D*tsn)^{0,5}$	wshell_btm	326.02 mm	API 650, App-V, Sec V 8.2.3
Carga radial impuesta en el rigidizador final por la virola	$= 250*Ps*H$	V1	5517 N·m	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.1
Momento de inercia requerido en la región del rigidizador final	$= 37,5*V1*D^3 / [E*(N^2-1)]$	Iireqd	413.45 cm ⁴	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.2
Área total requerida en la región del rigidizador final	$= V1*D/(2*f)$	Aireqd_top	625.62 mm ²	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.3.1
		Aireqd_btm	911.10 mm ²	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.3.1
Espesor nominal de la placa de compresión	$\max(12,5\text{mm}) = 83*D/\text{sen}\Theta*(Pr/(1,72*E))^{0,5}$	tcone	12.50 mm	API 650, App-V, Sec V 7.2.1
Longitud de techo en la region del anillo de tensión/compresión	$= 13,4 [D*tcone/\text{sin } \Theta]^{0,5}$	Xcone	680.17 mm	API 650, App-V, Sec V 7.2.3
Área total requerida del rigidizador superior - Sólo perfil estructural	$= \text{Areqd} - ts1*wshell_top - tcone*Xcone$	Aistiff	-9142 mm ²	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.3.2
Espesor nominal del fondo		tb	6.00 mm	
Longitud de la placa de fondo en la region del anillo de tensión/compresión	$= 16*tb$	Xbtm	121.60 mm	
Área total requerida del rigidizador inferior - Sólo perfil estructural	$= \text{Areqd} - tsn*wshell_btm - tb*Xbtm$	Aistiff	-5491 mm ²	API 650, App-V, Sec V 8.2.3.3.2

Rigid. Finales	¿Hace falta?	virola nº (por cálculo)	tshell	wshell	V1	Iireqd	Aireqd	tcone - tbtm	Xcone - Xbtm	Aistiff	Perfil puesto	Area	Yi	D rigidizador	Peso rigid. (=Area * pi * D rig*rho)
			[mm]	[mm]	[N·m]	[cm ⁴]	[mm ²]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kg]
Top	SI	11	6.4	197.72	5517.11	413.45	626	12.50	680.2	-9142	L 100x8*	15.5	7.26	3415.8	1305.7
Bottom	SI	1	17.4	326.02	5517.11	413.45	911	6.00	121.6	-5491	N/A	0	0	3403.48	0.0



b	Ancho del área respectiva
d	Profundidad del área respectiva
Y	Distancia desde X-X hasta el centro de gravedad de cada pieza
In	Momento de inercia de cada pieza en el eje paralelo a la virola
y2	Distancia desde el centro de gravedad del conjunto hasta X-X: $\Sigma A Y / \Sigma A$
y1	Distancia el centro de gravedad de cada pieza al centro de gravedad del conjunto
I1	Momento de inercia de cada pieza en X-X: $\Sigma (I_n + A y1^2)$
Ymax	Distancia del borde más lejano a X-X hasta el centro de gravedad del conjunto
Z	Modulo resistente: I / Y_{max}

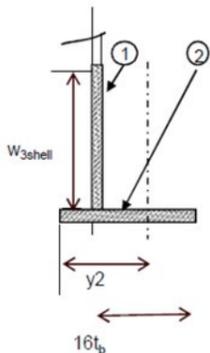
Piezas (para el rigidizador n°)	bi [cm]	di [cm]	Yi [cm]	Ai [cm ²]	In [cm ⁴]	Ai · Yi [cm ³]	Y2 [cm]	y1 [cm]	I1 [cm ⁴]
TOP	Ancho	Profundo						= Y2 - Yi	
Virola sup - 1	19.77	0.64	0.32	12.65	0.43	4.05	-	3.82	185.16
Rigidizador - 2	L 100x8*		7.26	15.5	145	112.53	-	-3.12	295.81
Total				28.15		116.58	4.14		480.97

Perfil elegido: **L 100x8*** como rigidizador top
 Área: **15.5** cm²
 Momento de inercia en el eje paralelo a la virola: **145** cm⁴

	Valor a comparar 1		Valor a comparar 2	
Iact ≥ Iireq ?	480.97	> = [cm ⁴]	413.45	Cumple
Aperfil ≥ Aistiff req ?	15.50	> = [cm ²]	-91.42	Cumple

API 650, App-V, Sec V 8.2.3
API 650, App-V, Sec V 8.2.3.2

la2	Proyección exterior de la placa anular =	5.00 cm	<i>Se modifica en Anclajes!</i>
b	Ancho del área respectiva		
d	Profundidad del área respectiva		
Y	Distancia desde X-X hasta el centro de gravedad de cada pieza		
In	Momento de inercia de cada pieza en el eje paralelo a la virola		
y2	Distancia desde el centro de gravedad del conjunto hasta X-X: $\Sigma A Y / \Sigma A$		
y1	Distancia el centro de gravedad de cada pieza al centro de gravedad del conjunto		
I1	Momento de inercia de cada pieza en X-X: $\Sigma (I_n + A y1^2)$		
Ymax	Distancia del borde más lejano a X-X hasta el centro de gravedad del conjunto		
Z	Modulo resistente: I / Y_{max}		



Piezas (para el rigidizador n°)	bi [cm]	di [cm]	Yi [cm]	Ai [cm ²]	In [cm ⁴]	Ai · Yi [cm ³]	Y2 [cm]	y1 [cm]	I1 [cm ⁴]
BOTTOM	Ancho	Profundo						= Y2 - Yi	
Virola - 1	32.60	1.74	5.87	56.73	14.31	332.99	-	0.61	35.70
Fondo - 2	0.6	19.06	9.53	11.44	346.21	108.99	-	-3.05	452.31
Rigidizador - 3	N/A		0	0	0	0.00	-	0.00	0.00
Total				68.16		441.97	6.48		488.01

Perfil elegido: **N/A** como rigidizador para el bottom
 Área: **0** cm²
 Momento de inercia en el eje paralelo a la virola: **0.00** cm⁴

	Valor a comparar 1		Valor a comparar 2	
Iact ≥ Iireq ?	488.01	> = [cm ⁴]	413.45	Cumple
Aperfil ≥ Aistiff req ?	68.16	> = [cm ²]	-54.91	Cumple

API 650, App-V, Sec V 8.2.3
API 650, App-V, Sec V 8.2.3.2

PARA FONDO

Densidad del producto	= Sg * 1000	rho_p	784 kg/m3
Volumen permanente en el tanque	= pi * Di ² / 4 * (MFL)	Vmin	908 m3
Peso del producto retenido en el tanque	= rho_p * Vmin	Wrem	711356 kg
Peso de las placas de fondo		Wb	43432 kg
Presión externa de diseño		Pr	4.530 kPa
Área seccional del tanque		At	908 m2
Carga en el tanque debida la presión externa	= Pr*At	W_Pr	4113 kN 419128 kg

El fondo del tanque deberá ser evaluado para presión externa si alguna de las siguientes condiciones es aplicable:

Condición 1	F1: Presión externa de diseño en el fondo W_Pr	>	F2: Peso de las placas del fondo y peso del líquido bajo el nivel mínimo de diseño Wb+Wrem
		419128 >	754787 kg

F1 < F2: la placa de fondo es segura y NO se necesita una evaluación de los esfuerzos de membrana

Condición 2	¿Área alrededor del tanque es inundable?	NO	NO se necesita una evaluación de los esfuerzos de membrana
-------------	--	----	--

Cálculo de pesos

Descripción	nº	Sin corroer [kg]	Corroído [kg]	
Virola	[1]	249616	216055	
Angular en la cima	[2]	0	0	
Placa de fondo / Placa anular	[3]	55013	43432	
Placa de techo fijo (incluyendo placa de compresión)	[4]	56984	45054	
Conjunto estructural del techo	[5]	46444	40200	
Conjunto del techo flotante interno (TFI)	[6]	99747	86335	
Plataforma / pasos	[7]	10000	10000	Estimado
Escalera espiral	[8]	6000	6000	Estimado
Rigidizadores externos por vacío (Anexo V)	[9]	3847	3847	
Rigidizadores por viento intermedios	[10]	3158	3158	
Tubuladuras y piping interno - Virolas	[11]	6000	5400	Estimado
Tubuladuras y piping interno - Techo	[12]	6000	5400	Estimado
Soportes para PCI	[13]	4000	3600	Estimado
Bandeja de goteo (Drip tray)	[14]	1022	1022	
Pozo medidor y Anti Rotación para el TFI	[15]	2500	2250	Estimado
Puerta de limpieza	[16]	1208	1045	
Misceláneos	[17]	6200	6200	Estimado
Peso total en vacío y para montaje	[18]	557739	478997	
Peso del contenido	[19]	16649672	16649672	
Peso del agua durante la hidráulica	[20]	21250378	21250378	
Peso total durante operación	[21]	17207410	17128669	[18]+[19]
Peso total durante prueba hidráulica	[22]	21808117	21729376	[18]+[20]

10 VIENTO

Las cargas de viento se imponen sobre el tanque para comprobar la estabilidad al vuelco.

10.1 Cargas de viento

Para el cálculo de las cargas de viento de diseño sobre el tanque tanto horizontal como vertical se siguen las directrices de ASCE 7-05, en el apartado 6.5.15 *Cargas de viento de diseño en otras estructuras*, cuya fórmula reza:

$$F = q_z * G * C_f * A_f \quad (1.62)$$

donde:

q_z = presión dinámica evaluada a una altura z del centroide del área A_f usando la exposición definida en el apartado 6.5.6.3 de ASCE 7-05.

G = factor de ráfaga, definido en el apartado 6.5.8 de ASCE 7-05, con valor 0,85 para estructura rígidas.

C_f = coeficiente de fuerza, definido en las Figuras 6-21 de ASCE 7-05.

A_f = área proyectada normal al viento, siendo:

- $D * H$ para el viento horizontal. En D se suma la proyección del ancho de la escalera.
- $\frac{\pi * D^2}{4}$ para el viento vertical.

10.1.1 Presión dinámica

La presión dinámica por el viento evaluada a una altura z se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I_w \quad (1.63)$$

- K_z es el coeficiente de exposición de la presión dinámica a una determinada altura sobre el suelo. Dependiendo de la categoría de exposición, la tabla 6-3 de ASCE 7-05 recoge los siguientes valores que se muestran en la gráfica:

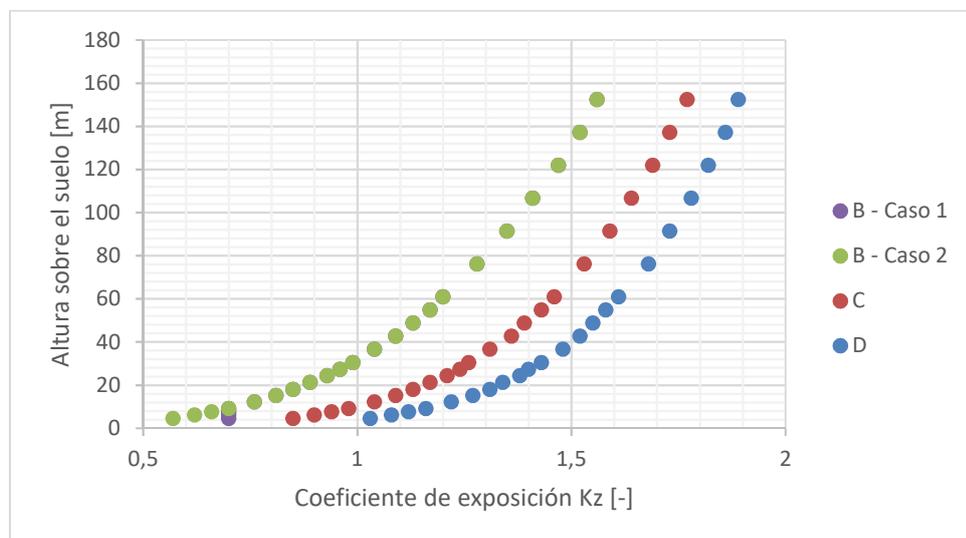


Figura 10-1. Coeficiente de exposición K_z . (Tabla 6-3 de ASCE 7-05)

Para todas las categorías de exposición el comportamiento aumenta cada vez con menor pendiente

conforme se evalúa en un punto más elevado. La categoría de exposición depende de la rugosidad de la superficie en la dirección contraria al viento. Las categorías de rugosidad de la superficie se clasifican según:

- B: áreas urbanas y suburbanas, boscosas u otros terrenos con numerosos obstáculos cercanos entre ellos que tiene tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.
 - C: terreno abierto con obstáculos dispersos con alturas generalmente inferiores a 9,1 metros. Esta categoría incluye campo abierto, praderas y las superficies de agua en las regiones propensas a los huracanes.
 - D: áreas planas, sin obstáculos y superficies de agua fuera de las regiones propensas a los huracanes. Esta categoría incluye suelos lisos de barro, salinas y hielo sin romper.
- K_{zt} es el factor topográfico, cuyo valor se toma igual a 1, al suponer que el tanque no se ubicará en zonas con colinas o escarpadas próximas.
 - K_d es el factor de direccionalidad del viento. La tabla 6-4 de ASCE 7-05 define este parámetro en función de la tipología de la estructura. Para tanques circulares, se fija el valor en 0.95.
 - V es la velocidad básica del viento.
 - I_w es el factor de importancia para las cargas de viento. Se obtiene de la tabla 6-1 de ASCE 7-05. Varía en función de la categoría de estructura, definida en la tabla 1-1 de ASCE 7-05, y de la característica del emplazamiento a ser más propenso a huracanes. La categoría IV recoge los tanques de almacenamiento de combustible.

ASCE 7.05 – Tabla 6-1	Factor de importancia (cargas de viento) - I_w			
	Categoría	I	II	III
Regiones no propensas a huracanes y regiones propensas a huracanes con $V = 137-160$ km/h y Alaska	0,87	1	1,15	1,15
Regiones propensas a huracanes con $V > 160$ km/h	0,77	1	1,15	1,15

Tabla 10-A. Factor de importancia (Cargas de viento)

10.1.2 Coeficientes de fuerza

La figura 6.21 de ASCE 7-05 indica los coeficientes de fuerza según el área transversal a la que el viento se enfrenta en chimeneas, tanques, dispositivos en techos y estructuras similares.

Cross-Section	Type of Surface	h/D		
		1	7	25
Square (wind normal to face)	All	1.3	1.4	2.0
Square (wind along diagonal)	All	1.0	1.1	1.5
Hexagonal or octagonal	All	1.0	1.2	1.4
Round ($D\sqrt{q_z} > 2.5$) ($D\sqrt{q_z} > 5.3$, D in m, q_z in N/m^2)	Moderately smooth	0.5	0.6	0.7
	Rough ($D'/D = 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Very rough ($D'/D = 0.08$)	0.8	1.0	0.2
Round ($D\sqrt{q_z} \leq 2.5$) ($D\sqrt{q_z} \leq 5.3$, D in m, q_z in N/m^2)	All	0.7	0.8	1.2

Notes:

1. The design wind force shall be calculated based on the area of the structure projected on a plane normal to the wind direction. The force shall be assumed to act parallel to the wind direction.
2. Linear interpolation is permitted for h/D values other than shown.
3. Notation:
 D : diameter of circular cross-section and least horizontal dimension of square, hexagonal or octagonal cross-sections at elevation under consideration, in feet (meters);
 D' : depth of protruding elements such as ribs and spoilers, in feet (meters); and
 h : height of structure, in feet (meters); and
 q_z : velocity pressure evaluated at height z above ground, in pounds per square foot (N/m^2).

Figura 10-2 Coeficiente de fuerza (Fig.6-21. ASCE 7-05)

Para la carga de viento horizontal sobre las virolas, el viento se encontrará con un área redondeada de proyección $H \cdot D$, por lo que el coeficiente de fuerzas horizontal, C_{fh} , se marca en amarillo en la tabla.

Para la carga de viento vertical sobre el techo, el viento se encontrará con el área del techo cónico, por lo que el coeficiente de fuerzas vertical, C_{fv} , se marca en rojo en la tabla, dependiendo del valor $D \cdot \sqrt{q_z}$. Al no definirse en tabla claramente como identificar el techo cónico, se identifica como una superficie plana, lo cual es más restrictivo.

10.1.3 Fuerzas de diseño del viento

La fuerza resultante horizontal del viento actuando sobre las virolas del tanque se calcula como sigue:

$$F_H = q_z * G * C_{fh} * A_f \quad (1.64)$$

La fuerza resultante vertical del viento actuando sobre el techo fijo del tanque se obtiene como:

$$F_V = q_z * G * C_{fv} * A_{roof} \quad (1.65)$$

10.2 Acciones sobre el tanque

10.2.1 Fuerzas desestabilizadoras

Para comprobar si un tanque necesita disponer de anclajes mecánicos debido al momento de vuelco que se produce en la unión entre el fondo y las virolas, deben tenerse en cuenta las siguientes fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras.

- Presión interna de diseño

La presión interna de diseño, P_i , ejerce una fuerza sobre el techo del tanque. El momento M_{Pi} que provoca en la junta del fondo con la virola se calcula por la ecuación (1.66). Este momento siempre tendrá carácter desestabilizador.

$$M_{Pi} = P_i * \frac{D}{2} * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (1.66)$$

- Carga de viento horizontal y vertical de diseño

La carga de viento horizontal, F_H , actuando sobre las virolas origina un momento de vuelco desestabilizador con resultante en la altura media del tanque, M_{WH} .

$$M_{WH} = F_H * \frac{H}{2} \quad (1.67)$$

La carga de viento vertical, F_V , actuando sobre el techo origina un momento de vuelco desestabilizador con resultante en el centro del tanque, M_{WV} .

$$M_{WV} = F_V * \frac{D}{2} \quad (1.68)$$

El momento de vuelco total debido a la presión del viento por efecto de empuje horizontal en las virolas y levantamiento del tanque, M_W , se calcula como la suma de ambos efectos.

$$M_W = M_{WH} + M_{WV} \quad (1.69)$$

10.2.2 Fuerzas estabilizadoras

- Peso de las virolas y elementos estructurales unidos a ellas

El peso muerto de las virolas y todos aquellos elementos estructurales unidos a ellas, D_s , provoca un momento estabilizador en la junta del fondo de la virola, M_{DL} , con la siguiente expresión:

$$M_{DL} = D_s * g * \frac{D}{2} \quad (1.70)$$

- Peso del líquido almacenado

El peso del líquido por unidad de longitud perimetral, w_L , se estima usando una gravedad específica de 0.7 y con el tanque lleno hasta la mitad del nivel máximo de llenado, H_f . Su valor es el menor de los siguientes:

$$w_L = \min \left\{ \begin{array}{l} 140.8 * H_f * D \\ 59 * t_b * \sqrt{F_{by} * H_f} \end{array} \right\} \quad (1.71)$$

F_{by} es el límite elástico de la placa bajo la virola. El espesor de esta placa, t_b , debe considerarse sin el sobreespesor de corrosión y su valor no debe exceder el valor de la virola más baja corroída. En caso de que la placa bajo las virolas sea más gruesa que el resto de la placa de fondo, la proyección mínima de la placa más gruesa hacia dentro debe ser el mayor entre 450 mm o L_b , sin exceder $0,035 * D$:

$$L_b = 0.0291 * t_b * \sqrt{\frac{F_{by}}{H}} \leq 0.035 * D \quad (1.72)$$

Para calcular el momento estabilizador que el peso de líquido ejerce sobre el tanque, M_F , se opera como:

$$M_F = w_L * \pi * D \quad (1.73)$$

- Peso del techo y sus elementos estructurales vinculados

El peso muerto de la chapa del techo y todos aquellos elementos unidos a ella, D_r , provoca un momento estabilizador en la junta del fondo de la virola, M_{DLR} , con la siguiente expresión:

$$M_{DLR} = D_r * g * \frac{D}{2} \quad (1.74)$$

10.3 Comprobación de levantamiento

Las comprobaciones para un tanque sin anclajes ante un posible levantamiento son las siguientes. En caso de no cumplirse alguna de las mismas, el tanque deberá ser anclado mecánicamente.

- 1) Tanque vacío

$$0,6 * M_w + M_{Pi} < \frac{M_{DL}}{1.5} + M_{DLR} \quad (1.75)$$

- 2) Tanque lleno

$$M_w + F_p * M_{Pi} < \frac{(M_{DL} + M_F)}{2} + M_{DLR} \quad (1.76)$$

- 3) Tanque vacío en combinación con viento horizontal

$$M_{ws} + F_p * M_{Pi} < \frac{M_{DL}}{1.5} + M_{DLR} \quad (1.77)$$

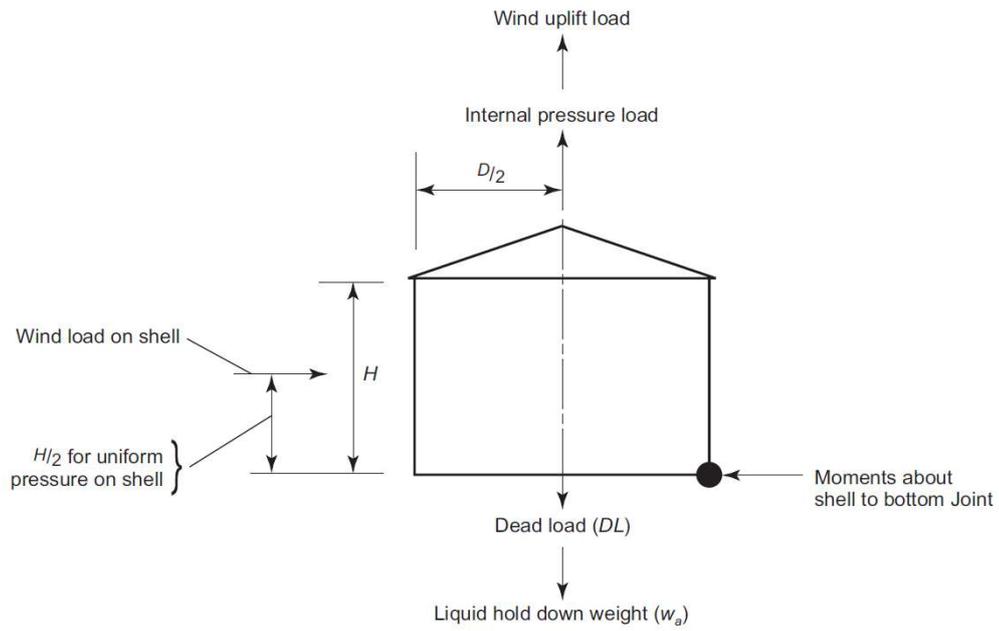


Figura 10-3 Comprobación de vuelco en tanques sin anclajes

10.4 Cálculos – Viento

Análisis de Viento				API 650, sec 5.11 ASCE 7-05
Altura del depósito hasta el bordillo del techo	Ht	25000	mm	
Altura de cono del techo	h	2846	mm	
Espesor de la virola más gruesa (sin corroer)	tmax	19.00	mm	
Diámetro interno del depósito	Di	34000	mm	
Diámetro nominal	D	34019	mm	
Diámetro exterior del depósito	Do	34038	mm	
				ASCE 7-05, Sec. 6.5.3 Design Procedure
Velocidad básica del viento	V	93.60	km / h	
		26.00	m/s	DBSE-AE Anejo D
Factor de direccionalidad del viento	Kd	0.95		Table 6-4, ASCE 7-05 <i>Chimneys, Tanks, and Similar Structures - Round</i>
Categoría de clasificación de edificios y estructuras	Seleccionar :	IV	-	Table 1-1. ASCE 7-05
<i>Ancillary structures (including, but not limited to, communication towers, fuel storage tanks, cooling towers, electrical substation structures, fire water storage tanks or other structures housing or supporting water, or other fire-suppression material or equipment) required for operation of Occupancy Category IV structures during an emergency Aviation control towers, air traffic control centers, and emergency aircraft hangars</i>				
	Seleccionar :	Regiones no propensas a huracanes y regiones propensas a huracanes con V= 137-160 km/h y Alaska		
Factor de Importancia (cargas de viento)	Iw	1.15		Table 6-1 - ASCE 7.05
Rugosidad del terreno	Seleccionar :	C	-	ASCE 7.05, Sec 6.5.6.2 Surface Roughness Categories.
Categoría de exposición del viento	Seleccionar :	C	-	ASCE 7.05, Sec 6.5.6.3 Exposure Categories.
Altura de la cimentación sobre el nivel del terreno	zf	1	m	(suposición)
Altura total sobre el nivel del terreno	= Ht + zf	z	26	m índice en Tabla 6.3 - ASCE 7.05
Coefficiente de exposición de la presión dinámica	(calculado para z total)	Kz	1.226	- Table 6.3 de ASCE 7-05
Factor topográfico		Kzt	1	ASCE 7-05, Sec 6.5.7.2 Topographic Factor.
Factor de ráfaga (gust factor)		G	0.85	ASCE 7-05, Sec 6.5.8.1 & API 650 Sec 5.9.7.1
Presión dinámica a la altura Z	= $0,613 * Kz * Kzt * Kd * V^2 * Iw$	qz	555.03	N/m2 ASCE 7-05, Sec 6.5.10
			0.56	kPa
Ratio Ht/D			0.7353	-
Valor $D * \sqrt{(qz)}$			801	N/m2 > 5,3
Coefficiente de fuerza	Horizontal	Cfh	0.5	- ASCE 7-05, Figura 6-21, Round Moderately Smooth surface
	Vertical	Cfv	1.3	- ASCE 7-05, Figura 6-21, Square sections normal to face
<i>(Factor vertical = 1,3 considerado como una aproximación conservadora de ASCE 7-05, Figura 6-21, ya que no está claramente definido para techo cónicos)</i>				
Diámetro del tanque (incluyendo ancho para la escalera)	Dd	34838	mm	
- ancho de escalera		800	mm	(suposición)
Área proyectada normal a la dirección del viento	= Dd * Ht	Af	871	m2
Altura media del tanque desde la base	= Ht / 2	Hm	12500	mm
Área proyectada del techo sobre la base	= $\pi * D^2 / 4$	Aroof	909	m2
Carga de viento horizontal de diseño	= $qz * G * Cfh * Af$	FH	205	kN ASCE 7-05, Sec 6.5.15 Design Wind Loads on Other Structures
Carga de viento vertical de diseño	= $qz * G * Cfv * Aroof$	FV	557	kN ASCE 7-05, Sec 6.5.15 Design Wind Loads on Other Structures
Momento de vuelco (@ virola - fondo) debido a la presión de viento Horizontal	= FH * Hm	MWH	2568	kN * m

Momento de vuelco (@ virola - fondo) debido a la presión de viento Vertical	= FV * D/2	MWV	9482	kN * m	
Momento de vuelco total debido a MWH + MWV	= MWH + MWV	MW	12050	kN * m	
Cortante total en la base debido al viento		FW	205	kN	
Comprobación para los anclajes requeridos debido al viento					API 650, sec 5.11.2
Presión interna de diseño		Pi	2.9	kPa	
Peso de las virolas + techo estructural soportado por las virolas que no está anclado al techo		Ds	249616	kg	(1) + (2)
Peso de la placa del techo + cualquier elemento estructural asociado a ella		Dr	103428	kg	(4) + (5)
Factor de combinación de presión		Fp	0.4	-	API 650, sec 5.2.2
<i>Se define como el ratio entre presión normal de operación y presión de diseño, con un mínimo de 0,4. En otro caso, resultaría ATM / Pdesigno (=0barg/0,029 barg). 0,4 es un valor de minoración de las fuerzas estabilizadoras.</i>					
Fuerza debida a la presión interna de diseño sobre el techo	= Pi * Aroof	Fpi	2636	kN	
			268599	kg	
Momento sobre la junta virola-fondo debido a la presión interna de diseño	= Fpi * D/2	Mpi	44836	kN * m	API 650, Sec 5.11.2
			4568743	kg * m	
Momento de vuelco total debido al viento sobre la virola y la junta con el fondo, resultante de la presión del viento horizontal + vertical		MW	12050	kN * m	
			1227918	kg * m	
Momento sobre la junta virola-fondo debido al peso de virolas + techo estructural soportado por las virolas que no está anclado al techo	= Ds * D/2	MDL	41667	kN * m	API 650, Sec 5.11.2
			4245846	kg * m	
Fuerza resistente del líquido por unidad circunferencial de virola usada para resistir el momento de vuelco en la virola	= min (A1, A2)	wL	27134	N/m	API 650, Sec 5.11.2.3
			2765	kg/m	
	wL= 59 * tb * sqrt(Fby * Hf)	A1	27134	N/m	
	valor de 140,8 Hf * D	A2	112562	N/m	
	siendo tb el espesor corroído de la placa de fondo bajo las virolas	tb	6	mm	
	Fby: Límite elástico de la placa de fondo	Fby	250	Mpa	
			36259	Psi	
	Hf: altura de líquido de diseño	Hf	23500	mm	=DLL
Momento sobre la junta virola-fondo debido al líquido (wL)	= (wL * π * D)*D/2	MF	49325	kN * m	API 650, Sec 5.11.2
			5026253	kg * m	
Momento sobre la junta virola-fondo debido al peso de la placa del techo + cualquier elemento estructural asociado	= Dr * D/2	MDLR	17265	kN * m	API 650, Sec 5.11.2
			1759254	kg * m	
Momento de vuelco (@ virola - fondo) debido a la presión de viento Horizontal	= FH * Hm	MWS	2568	kN * m	
			261689	kg * m	
Tanques sin anclajes deben cumplir los siguientes criterios de levantamiento:		[kN *m]	[kN *m]		
Momento desestabilizador < Momento estabilizador		M desestab.	< M estab.		
0,6 MW + MPi < MDL/1,5 + MDLR	1) Tanque vacío	52066	45042	No cumple.	
MW + Fp *MPi < (MDL+MF)/2 + MDLR	2) Tanque lleno	29984	62761	Cumple	
MWS + Fp *MPi < MDL/1,5 + MDLR	3) Vacío con factor + Vhorizontal	20502	45042	Cumple	

Las condiciones no se cumplen. Es necesario anclar mecánicamente el tanque.

11 SISMO

El anexo E de API 650 proporciona una serie de pautas mínimas para el diseño sísmico de tanques soldados de acero para almacenamiento. El objeto principal de esas directrices es la protección de vidas humanas y la prevención fallos catastróficos en el tanque.

Dicho anexo E está basado en métodos de diseño mediante tensiones admisibles (ASD) para la combinación de carga definida en el mismo, los cuales usan un análisis de fuerza lateral equivalente que aplica fuerzas laterales estáticas equivalentes sobre un modelo matemático lineal del tanque basado en una pared rígida y fija.

Los requisitos para el movimiento de terreno se derivan de ASCE-7, que se basa en un determinado movimiento sísmico de tierra máximo definido como el movimiento debido a un evento que ocurre con una probabilidad del 2% de excedencia durante un período de 50 años (un intervalo de recurrencia de aproximadamente 2500 años).

Los procedimientos de diseño pseudo-dinámicos descritos en el anexo E están basados en métodos analíticos de espectros de respuesta y consideran dos modos de respuesta del tanque y su contenido:

- Modo impulsivo
- Modo convectivo

Se determinan la fuerza sísmica lateral equivalente y el momento de vuelco a aplicar en las paredes del tanque, que son consecuencia de la respuesta de las masas al movimiento lateral del terreno. También se toman medidas para asegurar la estabilidad de las paredes del tanque ante el vuelco y para resistir el pandeo de las mismas ante el resultado de la compresión longitudinal.

Los procedimientos de diseño se basan en espectros de respuesta amortiguada ajustados a las características específicas del terreno particular:

- Modo impulsivo: espectro de respuesta amortiguada del 5%.
- Modo convectivo: espectro de respuesta amortiguada del 0,5%.

11.1 Particularización del lugar

11.1.1 Clase de terreno del sitio

El tipo de terreno sobre el que se construye el tanque influye en el espectro de respuesta de aceleraciones. Las aceleraciones máximas consideradas de la respuesta espectral de terremoto para la aceleración pico de terreno, serán modificadas por los coeficientes de sitio apropiados. La máxima respuesta espectral de aceleraciones máxima considerada en terremotos para la aceleración pico del terreno se modifica con los coeficientes de sitio F_a y F_v según Tabla 11-A y Tabla 11-B, recogidas en API 650, anexo E (E.4.4).

Aceleración máxima considerada de la respuesta espectral de terremoto en periodos cortos					
Site Class	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	a	A	a	a	a

a) Se requiere investigación geotécnica específica del sitio y análisis de respuesta dinámica

Tabla 11-A Valor de F_a en función de la Clase de Sitio.

Aceleración máxima considerada de la respuesta espectral de terremoto en periodos de 1-seg					
Site Class	S1 =< 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 >= 0,5
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	a	A	a	a	a

a) Se requiere investigación geotécnica específica del sitio y análisis de respuesta dinámica

Tabla 11-B Valor de F_v en función de la Clase de Sitio.

Las clases del terrero del sitio (\bar{v}_s te Class) se clasifican según:

- A) Roca dura con velocidad de onda de cizallamiento medida, $\bar{v}_s > 1500$ m/s.
- B) Roca 760 m/s $< \bar{v}_s \leq 1500$ m/s.
- C) Suelo muy denso y roca blanda con 360 m/s $< \bar{v}_s \leq 760$ m/s, o bien con resistencia de penetración estándar, $N > 50$ o $\bar{s}_u > 100$ kPa.
- D) Suelo rígido con 180 m/s $\leq \bar{v}_s \leq 360$ m/s, o bien con $15 \leq N \leq 50$ ó 50 kPa $\leq \bar{s}_u \leq 100$ kPa.
- E) Un perfil de suelo con $\bar{v}_s < 180$ m/s, o con $N < 15$, $\bar{s}_u < 50$ kPa, o cualquier perfil con más de 3 m de arcilla blanda definida como suelo con índice de plasticidad, $IP > 20$, contenido de humedad, $w \geq 40\%$ y $\bar{s}_u < 25$ kPa.
- F) Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio:
 - a. Suelos vulnerables a posibles fallas o colapsos bajo cargas sísmicas tales como suelos licuables, arcillas rápida y altamente sensibles, suelos plegables débilmente cementados. Sin embargo, dado que los tanques suelen tener un período impulsivo de 0,5 segundos o menos, no se requieren evaluaciones específicas del sitio, pero se recomienda determinar aceleraciones espectrales para los suelos licuables.
 - b. Turbas y / o arcillas altamente orgánicas ($H_s > 3$ m de turba y / o arcilla altamente orgánica, donde H_s = espesor de suelo).
 - c. Arcillas de plasticidad muy alta ($H_s > 8$ m, con $IP > 75$).
 - d. Arcillas muy gruesas, de rigidez baja/media ($H_s > 36$ m).

11.1.2 Grupo de uso sísmico (SUG)

En función de tipo de servicio que presta y el riesgo hacia el público, los tanques se clasifican en Grupos de Uso Sísmico (SUG). La elección de un SUG mayor implica un valor más alto del Factor de Importancia (I), usado para definir los parámetros de aceleración de diseño. La Tabla 11-C descrita en API 650, Anexo E (E.5.1.2) indica el valor de I en función de SUG tomado.

SUG	I
I	1
II	1,25
III	1,5

Tabla 11-C Factor de importancia (I) y clasificación del grupo de suelo sísmico (SUG)

11.1.2.1 Grupo de uso sísmico III

Este grupo engloba aquellos tanques cuya función se considera esencial en el medio para la seguridad pública o aquellos cuyo contenido pueda plantear un riesgo serio al público ante posibles vertidos y falta de control del contenido o protección. Si no existen fuentes alternativas o redundantes, los tanques con el siguiente servicio se pueden considerar SUG III:

- Estaciones de bomberos, rescate y policía.
- Hospitales e instalaciones de servicio de emergencia.
- Estaciones de generación de potencia u otros servicios requeridos como instalaciones de respaldo ante emergencias en instalaciones catalogadas como SUG III.
- Centros de comunicaciones designados como esenciales.
- Estructuras que contengan suficiente cantidad de tóxicos o sustancias explosivas consideradas peligrosas para el público, pero que carecen de salvaguardias secundarias para evitar una exposición pública generalizada.
- Instalaciones de producción, distribución o tratamiento de agua requeridas para mantener la presión de agua para la extinción de incendios en ámbitos de dominio municipal o público (no industrial).

No es frecuente considerar SUG III los tanques de almacenamiento en terminales petroleras, gaseoductos de instalaciones de almacenamiento y otros emplazamientos industriales, a menos que existan circunstancias extenuantes.

11.1.2.2 Grupo de uso sísmico II

Se incluyen en este grupo aquellos tanques que deben continuar prestando servicio tras ocurrir un sismo para el bienestar público o aquellos cuyo contenido pueda plantear un riesgo moderado al público ante posibles vertidos y falta de control del contenido o protección. Si no existen fuentes alternativas o redundantes, los tanques con el siguiente servicio se pueden considerar SUG II:

- Estaciones de generación de potencia y otras instalaciones de servicio público no incluidas en SUG III y que requieran de operación continua.
- Instalaciones de tratamiento de agua y efluentes necesarios una tratamiento primario y desinfección de agua potable

11.1.2.3 Grupo de uso sísmico I

SUG I es la clasificación más frecuente. Si no existen fuentes alternativas o redundantes, los tanques con las siguientes aplicaciones se pueden considerar SUG I:

- Tanques de almacenamiento en terminales o áreas industriales aisladas del acceso público que tienen medidas secundarias de prevención y control de derrames.
- Tanques sin medidas secundarias de prevención y control de derrames que están suficientemente apartadas de zonas de acceso público reduciendo al mínimo el peligro.

11.2 Movimiento de terreno en lugares no definidos por los métodos de ASCE 7

En función del parámetro de aceleración de diseño pico del terreno para sitios no abordados por métodos ASCE, S_p , se definen el parámetro de respuesta de aceleración, 5% amortiguado, para periodos cortos S_s , y el parámetro de respuesta de aceleración, 5% amortiguado, para un periodo de 1 segundo S_1 .

$$S_s = 2,5 * S_p \quad (1.78)$$

$$S_1 = 1.25 * S_p \quad (1.79)$$

Para obtener el máximo espectro de respuesta de aceleración del sitio para periodos cortos S_{MS} , y para periodo

igual a 1 segundo S_{M1} se hace:

$$S_{MS} = F_a * S_S \quad (1.80)$$

11.3 Espectro de respuesta de aceleraciones de diseño

El método analítico pseudo-dinámico desarrollado en API 650, Anexo E se basa en el periodo natural de la estructura del tanque. A menos que se lleve a cabo análisis específico del sitio o una evaluación de la interacción de la estructura del suelo, este método es independiente del periodo del modo impulsivo. Dicho valor es casi siempre menor que T_s , situándolo en la zona plana con los valores máximos de los espectros de respuesta.

11.3.1 Periodo convectivo (chapoteo)

El periodo natural del primer modo de chapoteo o periodo convectivo de comportamiento del producto almacenado, T_c , se calcula con la ecuación (1.81), K_s donde es el coeficiente del periodo de chapoteo, definido en la ecuación (1.82) y representado en Figura 11-1. Se aprecia que cuanto más alta sea la relación D/H, más influencia tendrá la parte convectiva, esto es, en los tanques más aplastados el chapoteo cobra mayor relevancia.

$$T_c = 1,8 * K_s * \sqrt{D} \quad (1.81)$$

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68 * H}{D}\right)}} \quad (1.82)$$

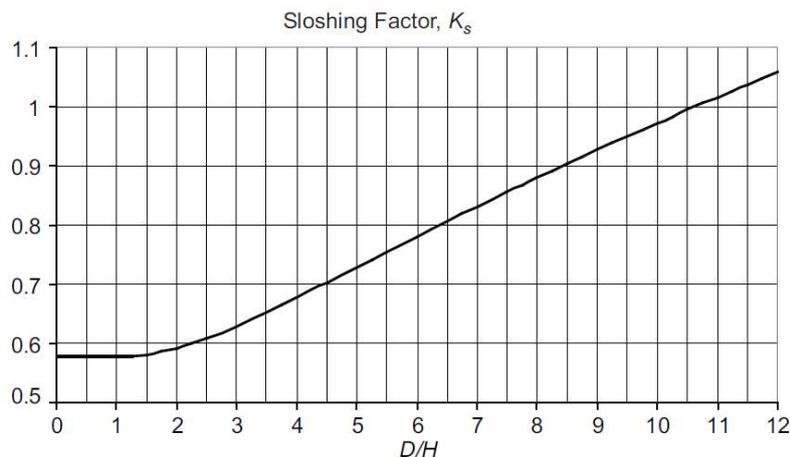


Figura 11-1 Coeficiente del periodo de chapoteo (K_s).

11.3.2 Coeficientes del espectro de aceleraciones

En regiones fuera de EE.UU. donde los requisitos regulatorios para determinar el movimiento de terreno de diseño son diferentes a los métodos de ASCE 7, el periodo transitorio dependiente de la zona para movimientos de terreno de larga duración, T_L , es igual a 4 segundos. Además, se define el factor de escala, Q, con valor 1 cuando ASCE 7 no es de aplicación. El parámetro K está definido en API 650 como el coeficiente para ajustar la aceleración espectral de 5% a 0,5% amortiguado, con un valor igual a 1,5 si no se especifica lo contrario.

$$T_L = 4 \text{ segundos} \quad (1.83)$$

$$Q = 1 \quad (1.84)$$

$$K = 1,5 \quad (1.85)$$

El parámetro T_s relaciona la amplitud del espectro de respuesta de aceleraciones entre el periodo corto y el periodo de 1 segundo, adaptando estas aceleraciones a la clase de terreno del sitio mediante la ecuación (1.86):

$$T_s = \frac{F_v * S_1}{F_a * S_s} \quad (1.86)$$

Por otro lado, según la manera de anclar el tanque al terreno, se obtienen los factores de modificación de respuesta (impulsivo y convectivo) para métodos de diseño mediante tensiones admisibles (ASD), recogidos en la Tabla 11-D.

Sistema de anclaje	R _{wi} (impulsivo)	R _{wc} (convectivo)
Autoanclado	3,5	2
Mecánicamente anclado	4	2

Tabla 11-D Factores de modificación de respuesta para métodos ASD

En los casos donde solamente se ha definido la aceleración pico del terreno S_p , puede sustituirse por S_0 en las ecuaciones indicadas en API 650, E.4.6.1 para el cálculo de los parámetros espectrales de aceleración impulsivo y convectivo, A_i y A_c , respectivamente.

Parámetro espectral de aceleración impulsiva, A_i :

$$A_i = 2,5 * Q * F_a * S_p * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \geq 0.007$$

y para $S_1 \geq 0.6$:

$$A_i \geq 0.625 * S_p * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \quad (1.87)$$

Parámetro espectral de aceleración convectiva, A_c :

$$\text{Para } T_c \leq T_L; \quad A_c = 2,5 * K * Q * F_a * S_p * \left(\frac{T_s}{T_c} \right) * \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i$$

$$\text{Para } T_c > T_L; \quad A_c = 2,5 * K * Q * F_a * S_p * \left(\frac{T_s * T_L}{T_c^2} \right) * \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad (1.88)$$

11.4 Comportamiento del líquido

La manera en la que se comporta un líquido en un contenedor cilíndrico vertical ante un movimiento sísmico se puede dividir en dos componentes: componente impulsiva y componente convectiva.

La **componente impulsiva** es la parte del líquido en la zona baja del tanque que se mueve solidariamente a él. Experimenta las mismas aceleraciones y desplazamientos que el tanque y el subsuelo sobre el que se cimenta. Se presupone que el tanque es rígido. El periodo natural de vibración asociado a esta componente es función del tamaño y la rigidez del propio tanque, y suele encontrarse entre 0,1 y 0,4 segundos. En la Figura 11-2 se muestra un espectro de respuesta sísmica. La componente impulsiva y su frecuencia natural asociada estarán sujetas a aceleraciones cercanas a los valores máximos mostrados.

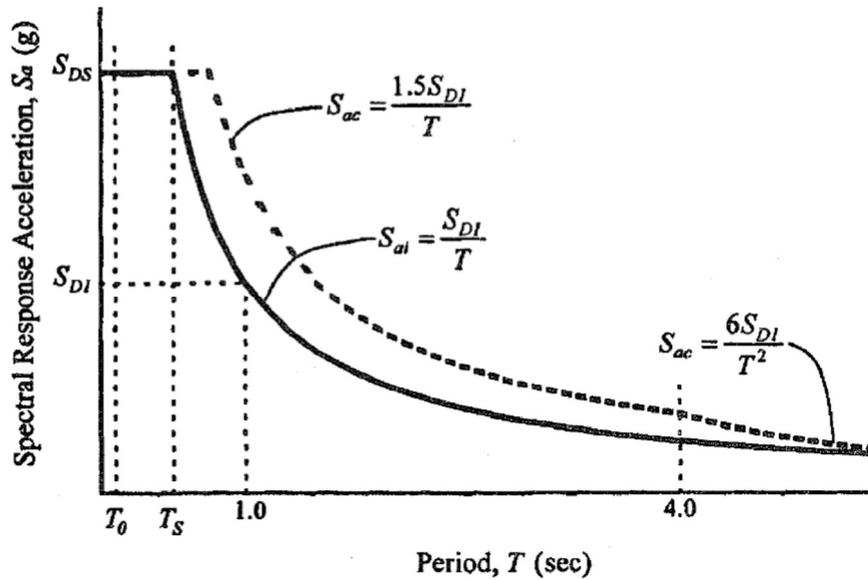


Figura 11-2 Espectro de respuesta de diseño típico para tanques de almacenamiento de líquidos (ASCE-7).

La componente convectiva es la parte del líquido en la zona más alta del tanque que se mueve libremente formando olas y chapoteando. Tiene un periodo natural de respuesta mucho más largo que la parte impulsiva y suele encontrarse en torno a 5-10 segundos, dependiendo del tamaño del tanque. La Figura 11-2 muestra que esta parte del líquido está sujeta a aceleraciones menores.

El modelo que representa el comportamiento del tanque se muestra en Figura 11-3. La componente impulsiva se representa unida rígidamente a las paredes del tanque mientras que la componente convectiva están unida mediante resortes.

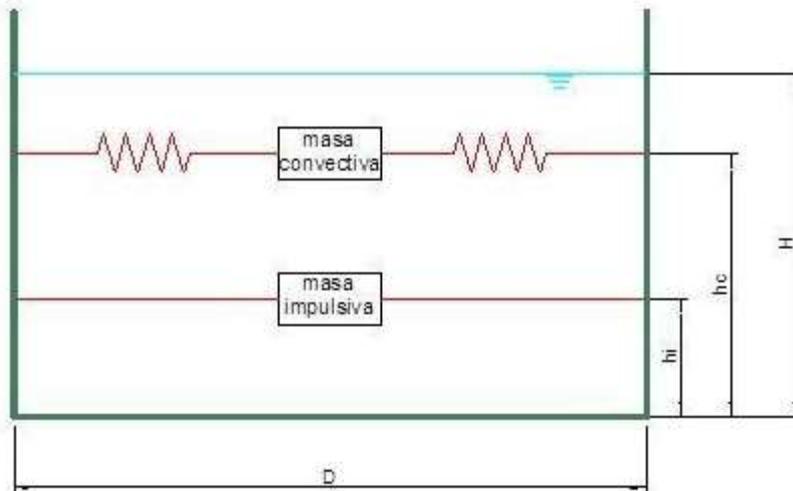


Figura 11-3 Modelo de masas impulsiva y convectiva en un tanque de almacenamiento.

La proporción de líquido que se reparte entre la parte impulsiva y la convectiva depende de la relación de forma diámetro/altura (D/H) del tanque. El anexo E de API 650 no tiene en cuenta la altura del tanque, y determina las masas efectivas y la altura de sus centros de gravedad como se representa en Figura 11-4 y Figura 11-5, respectivamente. Según las figuras, para un mismo volumen a almacenar, el tanque con más altura tendrá mayor componente impulsiva, mientras que la parte convectiva será más importante en un tanque más bajo.

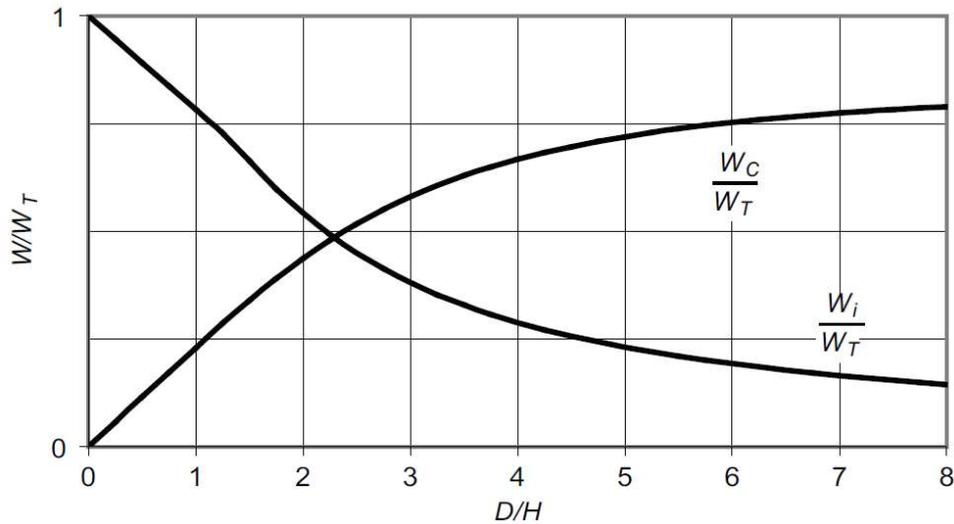


Figura 11-4 Ratio del peso de líquido efectivo.

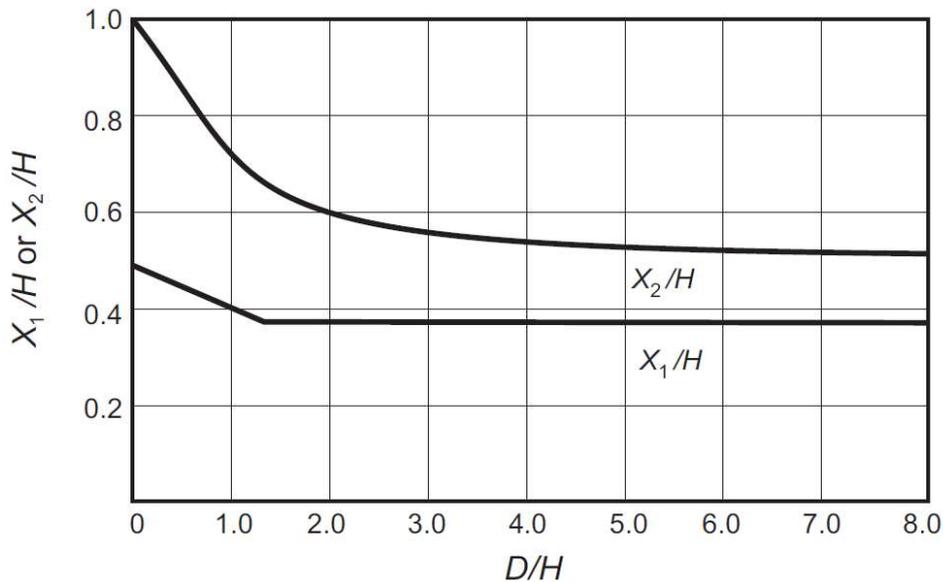


Figura 11-5 Centro de gravedad de las fuerzas efectivas.

Las expresiones para calcular el peso efectivo impulsivo W_i en función del peso total del líquido W_p , y su centro de acción para las fuerzas efectivas laterales respecto al anillo perimetral X_i o respecto a la losa de cimentación X_{is} , se muestran en las ecuaciones (1.89) (1.90) (1.91) (1.92) (1.93) (1.94), respectivamente. Dependiendo de la relación diámetro-altura, se tienen diferentes ecuaciones:

- $D/H \geq 1.333$

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 * \frac{D}{H}\right)}{0.866 * \frac{D}{H}} * W_p \quad (1.89)$$

$$X_i = 0.375 * H \quad (1.90)$$

$$X_{is} = 0.375 * \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{\tanh\left(0.866 * \frac{D}{H}\right)}{0.866 * \frac{D}{H}} - 1.0 \right) \right] * H \quad (1.91)$$

- $D/H < 1.333$

$$W_i = \left(1 - 0.218 * \frac{D}{H}\right) * W_p \quad (1.92)$$

$$X_i = \left(0.5 - 0.094 * \frac{D}{H}\right) * H \quad (1.93)$$

$$X_{is} = \left(0.500 + 0.060 * \frac{D}{H}\right) * H \quad (1.94)$$

Las expresiones para calcular el peso efectivo impulsivo W_c en función del peso total del líquido W_p su centro de acción para las fuerzas efectivas laterales respecto al anillo perimetral X_c o respecto a la losa de cimentación X_{cs} , se muestran en las ecuaciones (1.95) (1.96) (1.97), respectivamente.

$$W_c = 0.230 * \frac{D}{H} * \tanh\left(\frac{3.67 * H}{D}\right) * W_p \quad (1.95)$$

$$X_c = 1.0 - \left[\frac{\cosh\left(\frac{3.67 * H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 * H}{D} * \sinh\left(\frac{3.67 * H}{D}\right)} \right] * H \quad (1.96)$$

$$X_{cs} = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 * H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67 * H}{D} * \sinh\left(\frac{3.67 * H}{D}\right)} \right] * H \quad (1.97)$$

11.5 Fuerzas de diseño

11.5.1 Efectos sísmicos verticales

El efecto vertical de las aceleraciones debe ser considerado actuando tanto hacia arriba como hacia abajo combinado con los efectos de las aceleraciones laterales mediante la raíz de la suma de cuadrados. Estos efectos no tienen por qué ser combinado simultáneamente para determinadas cargas, fuerzas y en la resistencia al vuelco del tanque si se siguen las ecuaciones expresadas en el Anexo E de API 650. El valor de la fuerza vertical sísmica se representa en la ecuación (1.98), y se obtiene multiplicando el peso efectivo por un parámetro vertical de aceleración sísmica, que es función del espectro de respuesta de aceleración considerado para periodo corto 5% amortiguado.

$$F_v = \pm A_v * W_{eff} \quad (1.98)$$

$$A_v = 0.47 * S_{DS} = 0.47 * (Q * F_a * S_s) \quad (1.99)$$

Otro factor a considerar es la gravedad específica efectiva incluyendo los efectos sísmicos vertical se calcula como:

$$G_e = G * (1 - 0.4 * A_v) \quad (1.100)$$

11.5.2 Cortante total de diseño en la base (Tanque lleno)

El método para diseñar tanques de almacenamiento que resistan las fuerzas sísmicas convierte la masa efectiva y presión dinámica del fluido en fuerzas laterales equivalentes y una distribución lateral de fuerzas. El cortante sísmico en la base del tanque, V , se calcula mediante la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los componentes impulsivos e convectivos, mediante la ecuación (1.101).

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (1.101)$$

El cortante de diseño en la base debido a la componente impulsiva por el peso efectivo del tanque y su contenido, V_i , considera las virolas y sus aparejos, la placa del techo y sus aparejos fijos, la estructura del techo, el fondo del tanque y el líquido efectivo impulsivo. Se calcula mediante la ecuación (1.102).

$$V_i = A_i * (W_s + W_r + W_f + W_i) \quad (1.102)$$

El cortante de diseño en la base debido a la componente convectiva por el peso efectivo chapoteo, V_c , se calcula mediante la ecuación (1.103).

$$V_c = A_c * W_c \quad (1.103)$$

11.5.3 Momento sísmico de vuelco

El momento sísmico de vuelco se aplica en la base del tanque, y se determina mediante la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los componentes impulsivos e convectivos multiplicados por el respectivo brazo al centro de acción de cada fuerza.

Dependiendo del lugar respecto al cual se toman los momentos, se diferencia entre:

- Momento de vuelco en el anillo perimetral, M_{rw} : se aplica en la base del perímetro donde apoyan las virolas del tanque. Este momento se utiliza para determinar las cargas en el anillo perimetral de la cimentación, las fuerzas en los anclajes del tanque y para comprobar la compresión longitudinal en las virolas. Su expresión es:

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i * (W_i * X_i + W_s * X_s + W_r * X_r)]^2 + [A_c * (W_c * X_c)]^2} \quad (1.104)$$

- Momento de vuelco en la losa, M_s : se aplica en la base de la cimentación. Este momento también tiene en cuenta la presión de la base del tanque sobre el terreno, y se utiliza para diseñar la cimentación del depósito.

$$M_s = \sqrt{[A_i * (W_i * X_{is} + W_s * X_s + W_r * X_r)]^2 + [A_c * (W_c * X_{cs})]^2} \quad (1.105)$$

Los centros de acción para las partes impulsiva y convectiva del líquido almacenado, $X_{i(is)} / X_{c(cs)}$ fueron detallados en el apartado 11.4.

El centro de acción de las virolas X_s se calcula hallando la componente vertical del centro de gravedad de conjunto de paredes sin corroer.

$$X_s = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i * Y_i)}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (1.106)$$

# Virola	Peso virola [kg]	C.G. virola [m]	(Peso virola) *(C.G. virola) [kg*m]
1	W_1	Y_1	$W_1 * Y_1$
2	W_2	Y_2	$W_2 * Y_2$
N	W_n	Y_n	$W_n * Y_n$

Tabla 11-E Cálculo del centro de gravedad del conjunto de virola

El centro de acción del techo fijo X_r , se estima considerando que se sitúa a dos terceras parte de la altura del

cono que forma.

$$X_r = H + \frac{2}{3} * \left[\frac{D}{2} * \text{tg}(\theta) \right] \quad (1.107)$$

El momento de vuelco se debe definir en la parte baja de cada virola que compone el tanque mediante interpolación lineal atendiendo a las siguientes consideraciones:

- Si el tanque tiene techo fijo, el cortante y el momento de vuelco impulsivos se aplican en parte superior de la virola.
- El cortante y el momento de vuelco impulsivos para cada virola se incluyen teniendo en cuenta el peso y centro de gravedad de cada nivel de virola.
- El momento de vuelco debido al líquido almacenado se aproxima mediante una distribución lineal donde el valor máximo es el calculado en el anillo perimetral M_{rw} y el valor cero se encuentra a la altura del nivel máximo de líquido.

11.5.4 Fuerzas dinámicas circunferenciales debidas al líquido (Hoop stress)

Los esfuerzos dinámicos circunferenciales producido por el líquido almacenado debido a un movimiento sísmico se calculan de la siguiente manera, dependiendo de las relaciones de forma entre el diámetro y la altura del tanque, D/H, y la distancia desde el nivel máximo de producto hasta el punto de análisis de fuerzas, Y.

Esfuerzo impulsivo circunferencial de membrana en la virola, N_i :

- $D/H \geq 1.333$

$$N_i = 8.48 * A_i * G * D * H * \left[\frac{Y}{H} - 0.5 * \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] * \tanh \left(0.866 * \frac{D}{H} \right) \quad (1.108)$$

- $D/H < 1.333$ y $Y < 0.75 * D$

$$N_i = 5.22 * A_i * G * D^2 * \left[\frac{Y}{0.75 * D} - 0.5 * \left(\frac{Y}{0.75 * D} \right)^2 \right] \quad (1.109)$$

- $D/H < 1.333$ y $Y \geq 0.75 * D$

$$N_i = 2.6 * A_i * G * D^2 \quad (1.110)$$

Esfuerzo convectivo circunferencial de membrana en la virola, N_c :

$$N_c = \frac{1.85 * A_c * G * D^2 * \cosh \left[\frac{3.68 * (H - Y)}{D} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68 * H}{D} \right]} \quad (1.111)$$

En la comprobación de ambos esfuerzos circunferenciales impulsivo y convectivo en la base de cada virola se aprecia cómo N_i va disminuyendo su valor cuanto más alta sea la virola de estudio, mientras que N_c muestra un efecto contrario.

Por otro lado, el esfuerzo circunferencial debido a la presión hidrostática del fluido almacenado N_h se obtiene a partir de la fórmula empleada en el cálculo de espesores de virola mediante el método del pie, donde la altura de líquido incluye la presión interna del tanque como presión hidrostática.

$$N_h = 4.9 * D * (H_d - 0,3) * G \quad (1.112)$$

Finalmente, la tensión circunferencial total se determina combinando los esfuerzos dinámicos circunferenciales con la presión hidrostática de diseño que origina el líquido almacenado. La ecuación también incluye el efecto de la aceleración vertical.

$$\sigma_T = \sigma_h + \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v * N_h / 2.5)^2}}{t} \quad (1.113)$$

11.6 Resistencia a las cargas de diseño

11.6.1 Anclajes

La resistencia que un tanque de almacenamiento opone al momento sísmico de vuelco en la base de las virolas M_{rw} puede provenir de dos fuentes:

- El peso de las virolas, el peso del techo sobre las virolas y el peso parcial de contenido del tanque adyacente a las virolas en aquellos que no dispongan de anclajes.
- Sistemas mecánicos de anclaje.

11.6.1.1 Tanques auto-anclados

En los tanques auto-soportados, una parte del contenido puede ser empleado para resistir el vuelco. El anclaje del tanque depende de las dimensiones de la placa anular del fondo que se disponga para evitar el levantamiento debido al momento de vuelco. Dicha placa puede ser parte del tanque o un elemento adicional que se suelde. La fuerza estabilizadora ante el vuelco por unidad de longitud perimetral en la zona de la placa anular, w_a viene dada por la siguiente ecuación (1.114):

$$w_a = 99 * t_a * \sqrt{F_y * H * G} \leq 201.1 * H * D * G_e \quad (1.114)$$

Este valor máximo está basado en una dimensión máxima radial asociada al resistir el levantamiento en el fondo del tanque equivalente al 3.5% del diámetro del tanque. Si se alcanza el valor máximo de w_a , se fija el valor del ancho del anillo anular medido desde la parte interior de la virola, L , en $0.035 * D$. Se puede usar un valor de L llamado L_s , que es menor que el determinado en la ecuación (1.117). Si este valor reducido L_s se usa, w_a también deberá ser reducida mediante la siguiente ecuación (1.115):

$$w_a = 5742 * H * G_e * L_s \quad (1.115)$$

Para que un tanque puede ser considerado auto-anclado, deben cumplirse las siguientes condiciones:

- a) La fuerza estabilizadora es adecuada para asegurar la estabilidad del tanque. Esto significa tener un ratio de anclaje $J \leq 1.54$.
- b) El ancho máximo de la placa anular considerado para resistir el levantamiento es 3.5% del diámetro del tanque.
- c) Se cumple la condición de tensión admisible en los esfuerzos longitudinales de compresión (ecuación (1.123)).
- d) El espesor de la placa anular no es mayor que el espesor de la virola más baja.
- e) Se satisfacen los requisitos de flexibilidad de tuberías expuestas en la sección E.7.3 de API 650.

Se define el ratio de anclaje como la relación entre el momento de vuelco y las fuerzas estabilizadoras que lo impiden, mediante la ecuación (1.116):

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 * [w_t * (1 - 0.4 * A_v) + w_a - 0.4 * w_{int}]} \quad (1.116)$$

donde w_t es la fuerza por unidad de longitud perimetral debida al peso de las virolas y el techo actuando sobre la base del tanque, y w_{int} es la fuerza de diseño de levantamiento por unidad de longitud perimetral debida a la presión del producto almacenado. Si el valor de w_{int} resulta negativo, no se tiene en cuenta para el cálculo de la

ratio de anclaje.

Ratio de anclaje, J	Criterio
$J \leq 0.785$	Levantamiento no calculado bajo el momento de vuelco sísmico de diseño. El tanque está auto-anclado. La carga de compresión en las virolas se distribuye linealmente sobre el diámetro del tanque como en flexión simple. El eje neutral de tanque permanece en la posición central.
$0.785 < J \leq 1.54$	El tanque se levanta y se crea un esfuerzo por el balanceo de líquido, pero es estable para la carga de diseño siempre que se cumplan los requisitos de esfuerzos longitudinales de compresión. El tanque está auto-anclado. El eje neutral del tanque se mueve progresivamente hacia afuera y la compresión en la virola se concentra en una porción menor de perímetro.
$J > 1.54$	El tanque no es estable estructuralmente y no está auto-anclado para la carga de diseño. Las posibles acciones a llevar son: <ul style="list-style-type: none"> - Incrementar el espesor de la placa anular para aumentar la fuerza estabilizadora para retener el producto si no se ha llegado a la condición de $L < 0.035 * D$. - Incrementar el espesor de la virola. Esto implica tener que aumentar consecuentemente el espesor de las virolas superiores en la misma proporción. - Cambiar las proporciones del tanque para hacer mayor el diámetro y reducir la altura máxima de llenado. - Añadir anclajes mecánicos.

Tabla 11-F Criterios de la ratio de anclaje, J .

El espesor de la placa de anular del fondo bajo las virolas puede ser mayor o igual al espesor de la placa de fondo general con los requisitos que se listan, independientemente del modo de anclaje:

- El espesor t_a que se usa en la ecuación de w_a , (1.114) ó (1.115), no debe ser mayor que el espesor de la virola inferior t_s corroída.
- El espesor t_a que se usa en la ecuación de w_a , (1.114) ó (1.115), no debe exceder el espesor real de la placa puesta bajo las virolas descontando el sobreespesor de corrosión del fondo.
- Cuando la placa puesta bajo las virolas es más gruesa que el resto del fondo del tanque, la proyección de la placa desde el interior de las virolas hacia afuera, L , debe ser mayor de 0.45 metros o del valor de la ecuación (1.117). Sin embargo, L no puede ser mayor a $0,035 * D$.

$$L = 0.01723 * t_a * \sqrt{\frac{F_y}{H * G_e}} \quad (1.117)$$

11.6.1.2 Tanques mecánicamente anclados

Si la configuración del tanque hace que no se cumplan los requisitos para considerar el auto-anclaje, éste debe ser anclados mediante dispositivos mecánicos como pernos de anclaje o pletinas. El eje neutral del tanque ante el vuelco permanece en el centro del tanque. El peso resistente del producto no se usa para reducir la carga de levantamiento en los anclajes, cuyo diseño debe proporcionar la siguiente resistencia por unidad de longitud perimetral:

$$w_{AB} = \frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} - w_t * (1 - 0.4A_v) \quad (1.118)$$

más el levantamiento debido a presión interna de diseño. La carga de viento no necesita ser incluida en la combinación con las cargas sísmicas.

La carga de anclaje de diseño se define en la ecuación (1.119), donde n_A es el número de anclajes equiespaciados sobre el perímetro del tanque:

$$P_{AB} = w_{AB} * \left(\frac{\pi * D}{n_A} \right) \quad (1.119)$$

Los embebidos en la cimentación y aparejos que componen el anclaje se diseñan con la carga de aparejos de anclaje, P_L , que es la menor entre el límite elástico multiplicado por el área del anclaje o tres veces P_{AB} .

La tensión máxima admisible para los anclajes no debe exceder los siguientes valores cuando se diseña sólo para la carga sísmica o en combinación con otras combinaciones de carga:

- Para pernos de anclaje y pletinas, la tensión admisible será un 80% de límite elástico del material. De esta manera, estos elementos plastificarán antes de que los aparejos fallen. Así se indica en la Tabla 11-I. Cargas de levantamiento.
- Para otras partes, 133% de la tensión admisible en previsión a concentraciones locales de tensión.
- La máxima tensión admisible en la virola para los aparejos del anclaje se limita a 170 MPa sin incremento para la carga sísmica. Estas tensiones pueden ser usadas en combinación con otras cargas para cargas sísmicas cuando la carga combinada domine.

El número mínimo de anclajes para un tanque debe ser seis y no debe haber más de 3 metros entre cada uno de ellos. Al usar pernos de anclaje, el diámetro corroído no debe ser menor a 25 mm. Las pletinas de acero al carbono deberán tener un espesor nominal de al menos 6 mm, con un sobrespesor de corrosión de 1.5 mm en cada superficie para una distancia de al menos 75 mm, pero no mayor de 300 mm sobre una superficie de hormigón.

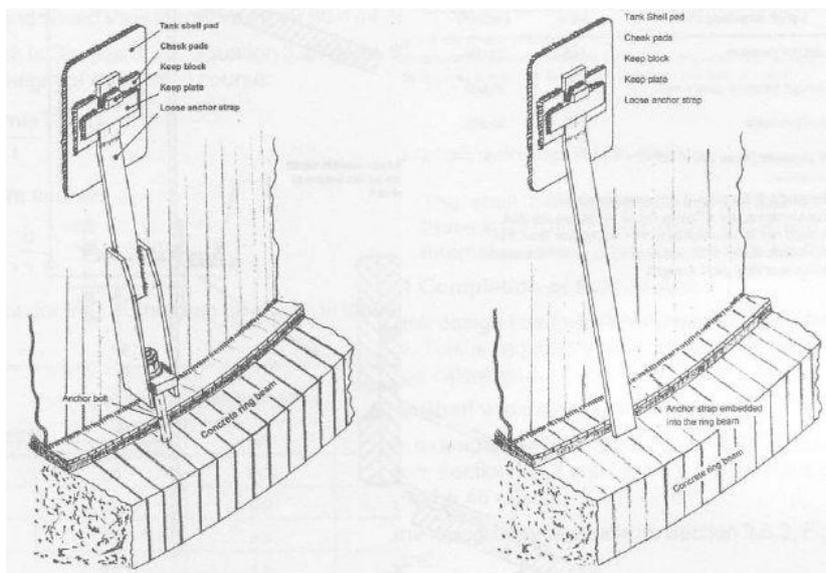


Tabla 11-G Anclajes mecánicos

Los embebidos de los anclajes en la cimentación deben ser suficientemente rígidos para soportar hasta el límite elástico especificado del anclaje.

11.6.2 Compresión longitudinal en las virolas

11.6.2.1 Tanques auto-anclados

La tensión de compresión longitudinal máxima que se da en la base de las virolas en un tanque cuando no se hace cálculo de levantamiento, esto es, $J < 0.785$, se determina mediante la ecuación (1.120):

$$\sigma_c = \left(w_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (1.120)$$

La tensión de compresión longitudinal máxima que se da en la base de las virolas en un tanque cuando si se requiere un cálculo de levantamiento, esto es, $J > 0.785$, se determina mediante la ecuación:

$$\sigma_c = \left(\frac{w_t * (1 + 0.4 * A_v) + w_a}{0.607 - 0.18667 * J^{2.3}} - w_a \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (1.121)$$

11.6.2.2 Tanques mecánicamente anclados

La tensión de compresión longitudinal máxima que se da en la base de las virolas en un tanque mecánicamente anclado se determina mediante la ecuación (1.122):

$$\sigma_c = \left(w_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (1.122)$$

11.6.2.3 Tensión de compresión longitudinal máxima admisible

La tensión longitudinal máxima de compresión en las virolas, σ_c , debe ser menor que la tensión longitudinal admisible por sismo, F_c , detallada en API 650, cuya fórmula tiene en cuenta la mayoración del 33% para los métodos de diseño mediante tensiones admisibles (ASD). El peor escenario para analizar estos esfuerzos ocurre cuando el tanque está lleno hasta el máximo nivel de diseño.

$$\sigma_c \leq F_c \quad (1.123)$$

$$\text{Si } \frac{G * H * D^2}{t_s} \geq 44; \quad F_c = \frac{83 * t_s}{D} \quad (1.124)$$

$$\text{Si } \frac{G * H * D^2}{t_s} < 44; \quad F_c = \frac{83 * t_s}{2.5 * D} + 7.5 * \sqrt{G * H} < 0.5 * F_{ty} \quad (1.125)$$

Estas ecuaciones tienen en cuenta la reducción del valor admisible por el pandeo que se produzca debido a imperfecciones en el proceso de fabricación de las virolas, al no ejecutarse perfectamente cilíndricas, y considera también el efecto de la presión interna dentro del tanque.

11.6.3 Esfuerzos circunferenciales (Hoop stress)

La máxima tensión admisible por la combinación la presión hidrostática y los esfuerzos circunferenciales de membrana del líquido debido al sismo, σ_a será la menor de los siguientes casos:

- La máxima tensión admisible de diseño para el producto del material de la virola, incrementada un 33%.
- El 90% del límite elástico del material de la virola indicado en API 650, tabla 5.2, por la eficiencia de junta, E.

Se debe comprobar que este valor admisible es mayor que los esfuerzos circunferenciales totales debido almacenamiento y movimiento del líquido en la base de cada una de las virolas mediante la ecuación (1.113).

$$\sigma_T \leq \sigma_a \quad (1.126)$$

11.6.4 Altura libre

La ola de chapoteo del líquido debe tenerse en cuenta para determinar la altura libre requerida sobre la altura del nivel máximo de llenado. En los tanques con SUG I es opcional realizar este cálculo, mientras que en SUG II y SUG III esta comprobación es necesaria. La altura de la ola de chapoteo sobre la altura de diseño del producto se estima con la siguiente ecuación (1.127):

$$\delta_s = 0.42 * D * A_f \quad (1.127)$$

El coeficiente de aceleración para el cálculo de la ola de chapoteo, A_f , se estima dependiendo del SUG asignado y el valor del periodo convectivo.

Para SUG I y II:

$$\text{Si } T_C \leq 4; \quad A_f = 2.5 * K * Q * F_a * S_p * I * \frac{T_S}{T_C} \quad (1.128)$$

$$\text{Si } T_C > 4; \quad A_f = 2.5 * K * Q * F_a * S_p * I * \frac{4 * T_S}{T_C^2} \quad (1.129)$$

Para SUG III:

$$\text{Si } T_C \leq T_L; \quad A_f = 2.5 * K * Q * F_a * S_p * \frac{T_S}{T_C} \quad (1.130)$$

$$\text{Si } T_C \leq T_L; \quad A_f = 2.5 * K * Q * F_a * S_p * \frac{T_S * T_L}{T_C^2} \quad (1.131)$$

La siguiente tabla muestra valores mínimos a considerar para la altura de la ola de chapoteo.

Valor de $S_Ds = Q * F_a * S_s$	SUG I	SUG II	SUG III
$< 0,33g\%$	(a)	(a)	δ_s (c)
$\geq 0,33g\%$	(a)	$0.7 * \delta_s$ (b)	δ_s (c)
(a) Se recomienda una altura libre de $0,7 * \delta_s$ para consideraciones económicas, pero no es obligatoria. (b) Se requiere una altura libre igual a $0,7 * \delta_s$ a menos que se dé una de las siguientes condiciones: 1) Se proporciona un contenedor secundario para controlar el derrame del producto. 2) El techo y las paredes están diseñadas para contener el chapoteo del líquido. (c) Se requiere una altura libre igual a δ_s , a menos que se dé una de las siguientes condiciones: 1) Se proporciona un contenedor secundario para controlar el derrame del producto. 2) El techo y las paredes están diseñadas para contener el chapoteo del líquido.			

Tabla 11-H Altura libre mínima requerida.

En tanques con techos flotante es habitual disponer suficiente altura libre para asegurar que los sellos del techo permanecen entre la altura de las virolas. No se considera que la presencia del elemento flotante modifique o inhiba el comportamiento del chapoteo del producto almacenado.

11.7 Levantamiento

Cuando el tanque requiera estar anclado, ya sea por estabilidad al vuelco debido a la presión por el viento (apartado 10.3 Comprobación de levantamiento), por requisitos ante sismo según el Anexo E de API 650 (apartado 11.6.1 Anclajes), por la presión interna de diseño según el Anexo F de API (apartado 8.4), o por otras razones, deben cumplirse una serie de requisitos mínimos descritos en este apartado.

Caso de carga de levantamiento	Fórmula neta de levantamiento, U [N]	Tensión admisible en los pernos de anclajes, F_{ba} [MPa]	Tensión admisible en los aparejos del anclaje, [MPa]
Presión de diseño	$[(P - 0.08 * t_h) * D^2 * 785] - W_1$	$\frac{5}{12} * F_y$	$\frac{2}{3} F_{ty}$
Presión de prueba	$[(P_t - 0.08 * t_h) * D^2 * 785] - W_1$	$\frac{5}{9} * F_y$	$\frac{5}{6} F_{ty}$

Caso de carga de levantamiento	Fórmula neta de levantamiento, U [N]	Tensión admisible en los pernos de anclajes, F_{na} [MPa]	Tensión admisible en los aparejos del anclaje, [MPa]
Presión de fallo ^a	$\left[(1.5 * P_f - 0.08 * t_h) * D^2 * 785 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}
Carga de viento	$P_{WR} * D^2 * 785 + \left[4 * \frac{M_{WH}}{D} \right] - W_2$	$0.8 * F_y$	$\frac{5}{6} F_{ty}$
Carga sísmica	$\left[4 * \frac{M_{rw}}{D} \right] - W_2 * (1 - 0.4 * A_v)$	$0.8 * F_y$	$\frac{5}{6} F_{ty}$
Presión de diseño ^b + Viento	$\left[(F_p * P + P_{WR} - 0.08 * t_h) * D^2 * 785 \right] + \left[4 * \frac{M_{WH}}{D} \right] - W_1$	$\frac{5}{9} * F_y$	$\frac{5}{6} F_{ty}$
Presión de diseño ^b + Sismo	$\left[(F_p * P - 0.08 * t_h) * D^2 * 785 \right] + \left[4 * \frac{M_{rw}}{D} \right] - W_1 * (1 - 0.4 * A_v)$	$0.8 * F_y$	$\frac{5}{6} F_{ty}$
Presión de fragilidad ^c	$\left[(3 * P_f - 0.08 * t_h) * D^2 * 785 \right] - W_3$	F_y	F_{ty}

Tabla 11-I. Cargas de levantamiento.

- a. La presión de fallo aplica a tanques fallando bajo el caso 3 del apartado 8.4 (F.1.3 en API 650). Esto es que la presión interna excede 18 kPa. La presión de fallo se calcula usando espesores nominales.
- b. F_p se define como el ratio entre la presión de operación y la presión de diseño, con un valor mínimo de 0,4.
- c. La presión de fragilidad aplica sólo a los tanques diseñados con un techo cuya unión virola-techo se haya diseñado para ser frágil. La presión de fragilidad se calcula usando espesores nominales.

Los parámetros definidos en la Tabla 11-I son:

A_v : parámetro vertical de aceleración sísmica, [%g].

D : diámetro del tanque, [m].

F_p : factor de combinación de presión, [-].

F_{ty} : límite elástico del material de la virola más baja, [MPa].

F_y : límite elástico del material de los pernos de anclaje, [MPa].

H : altura del tanque, [m].

M_{WH} : momento de vuelco (@ virola - fondo) debido a la presión de viento horizontal, igual a $P_{WS} * D * \frac{H^2}{2}$, [N*m].

M_{rw} : momento sísmico en el anillo, [N*m].

P : presión de diseño, [kPa].

P_f : presión de fallo, [kPa].

P_t : presión de prueba, [kPa].

P_{WR} : presión de viento para levantamiento del techo, [kPa].

P_{WS} : presión de viento sobre las virolas, [N/m²].

t_h : espesor de la placa del techo (corroído cuando se usa con W_1 y nominal cuando se usa con W_3), [mm].

W_1 : peso muerto de las virolas (corroídas) y cualquier carga muerta, exceptuando la placa del techo (corroída), [N].

W_2 : peso muerto de las virolas (corroídas) y cualquier carga muerta, incluyendo la placa del techo (corroída), [N].

W_3 : peso muerto de las virolas (sin corroer) y cualquier carga muerta, exceptuando la placa del techo (sin corroer), [N].

11.7.1 Cargas en los pernos de anclaje

Los anclajes dispuestos deben resistir cada una de las combinaciones de carga descritos en la Tabla 11-I. La carga en cada anclaje, T_b , es:

$$T_b = U / N_a \quad (1.132)$$

donde:

U : la carga neta de levantamiento descrita en la Tabla 11-I.

N_a : número de anclajes.

Se define el diámetro del círculo de pernos de anclajes, BCD , añadiendo dos veces al diámetro exterior del tanque, D_o , la distancia hasta el centro de los pernos, e :

$$BCD = D_o + 2 * e \quad (1.133)$$

El diámetro mínimo de perno de anclaje y la distancia mínima entre ellos se indicaba en el apartado 11.6.1.2 Tanques mecánicamente anclados. El área sometida a tensión de cada perno, A_s , se obtiene del apartado 19.1. Con esta área se obtiene un diámetro equivalente del área tensionada, d_s , al cual se le descuenta el espesor de corrosión considerado, llegando a un diámetro equivalente del área tensionada corroída, $d_{(s-CA)}$.

$$d_{(s-CA)} = \left(\frac{4 * A_s}{\pi} \right) - CA = d_s - CA \quad (1.134)$$

La tensión real cada uno de los pernos, σ_b , será la distribución de la carga en cada anclaje, T_b , en el área equivalente tensionada corroído de cada perno. Esta tensión real deberá ser menor que la tensión admisible en los pernos de anclajes, F_{ba} . Se escogerá el tamaño nominal de perno que, con menor área, satisfaga la ecuación (1.135).

$$\sigma_b = \frac{T_b * 4}{\pi * d_{(s-CA)}^2} \leq F_{ba} \quad (1.135)$$

11.7.2 Silletas de anclaje

Los aparejos de anclaje unen físicamente pernos de anclaje con la virola. Cuando se requieren pernos de anclajes para soportar las virolas del tanque, las silletas de anclaje son necesarias para distribuir la carga sobre las virolas. Su uso minimiza las flexiones secundarias en las virolas cuando el tanque se está llenando o cuando la presión

del viento o un sismo actúa en el mismo.

La carga de diseño del perno de anclaje para el cálculo del aparejo, P_L , será el valor mínimo de los siguientes, indicado en el apartado 11.6.1.2:

$$P_L = \min [F_{ba} * A_s ; 1.5 * T_b] \quad (1.136)$$

En el diseño de la silleta debe evaluarse la ubicación del perno de anclaje para evitar la interferencia con la placa de fondo o anular que esté bajo las virolas. Se define una tolerancia para la ubicación del perno, ξ_b , que también será usada para definir el diámetro del agujero para alojar el perno.

La geometría de las silletas se define mediante Figura 11-6.

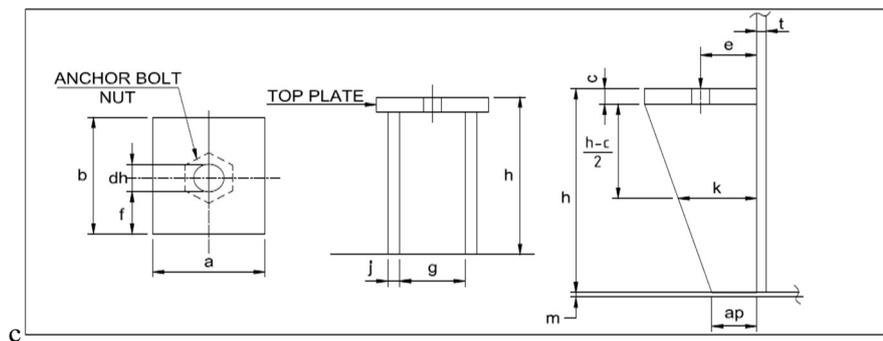


Figura 11-6. Geometría de la silleta de anclaje.

d_b : diámetro del perno.

d_h : diámetro del agujero para alojar el perno.

a : ancho de la placa superior de la silleta (sobre la virola).

b : longitud de la placa superior de la silleta (dirección radial).

e : excentricidad del perno de anclaje en dirección radial desde el exterior de la virola ($e_{\min} = 0.886 * d_b + 0.572$ ”).

f : distancia radial desde el exterior de la placa al contorno del agujero ($f_{\min} = d_b / 2 + 1/8$ ”).

g : distancia en las caras internas de las chapas verticales ($g_{\min} = d_b + 1$ ”).

m : espesor de la placa anular / de fondo sobre la que apoya la silleta.

a_p : proyección de la placa anular / de fondo más allá de la virola.

h : altura de la silleta.

t : espesor corroído de la virola final.

c : espesor de la placa superior de la silleta.

j : espesor de la placa vertical ($j_{\min} = \max [1/2$ ”; $0,04 * (h - c)]$)

k : ancho medio de las placas verticales.

La tensión crítica en la placa superior de la silleta ocurre entre el agujero y los bordes libres de la placa. Se puede considerar como una viga con los extremos parcialmente fijos, con una carga parcial de la carga del perno distribuida a lo largo de parte del tramo, como se muestra en la Figura 11-7. El espesor de la placa superior de la silleta, c , se calcula con la fórmula:

$$c = \sqrt{\frac{P_L}{S * f} * (0.375 * g - 0.22 * d)} \quad (1.137)$$

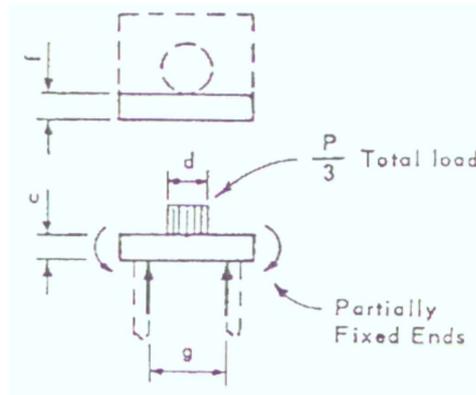


Figura 11-7. Distribución de cargas en la placa superior de la silleta – modelo de viga.

La altura de la silleta debe ser suficientemente alta para distribuir la carga del perno de anclaje a la virola sin provocarle sobreesfuerzos. Se origina una flexión causada por la excentricidad del perno de anclaje respecto a la virola, al no estar alineado el perno con la virola. Excepto en caso usarse un anillo continuo como parte superior de las silletas, la tensión máxima ocurre en la dirección vertical y es la combinación de la flexión más el propio esfuerzo de levantamiento. Una aproximación de este comportamiento se representa con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{P_L * e}{t^2} * \left[\frac{1.32 * Z}{\frac{1.43 * a * h^2}{R * t} + \sqrt[3]{4 * a * h^2}} + \frac{0.031}{\sqrt{R * t}} \right] \quad (1.138)$$

donde el factor reductor, Z , se expresa como:

$$Z = \frac{1}{\frac{0.177 * a * m}{\sqrt{R * t}} * \left(\frac{m}{t}\right)^2 + 1} \quad (1.139)$$

La tensión máxima recomendada en AISI E-2 Parte VII es $S_{max} = 172 \text{ MPa}$. Es una tensión local que ocurre justo encima de la parte superior de la silleta. Ya que disminuye rápidamente lejos de la silleta, se justifica una tensión admisible superior a la normal, pero no se recomienda un aumento para cargas temporales, como terremotos o vientos. Recomendaciones:

La altura máxima de silleta recomendada es $h_{max} = 3 * a$. La altura mínima de silleta, h_{min} debe ser:

- 150 mm, ó
- 300 mm cuando la placa de fondo / anular sea menor o igual a 9.5 mm y se considera más de 160 m/h en terremotos y vientos.

Si la altura de silleta calcula es excesiva, se reduciría la excentricidad e si fuese posible, o se usarían más pernos de menor diámetro. Otra solución sería usar una placa superior de silletas continua alrededor del perímetro del tanque. Ello requeriría comprobar la tensión máxima en dirección circunferencial, considerando el anillo como si estuviese sometido a cargas puntuales equiespaciadas iguales a $P * e / h$. Se considera como parte del anillo las zonas de la virola situadas a $16 * t$ arriba y debajo del anillo en la silleta.

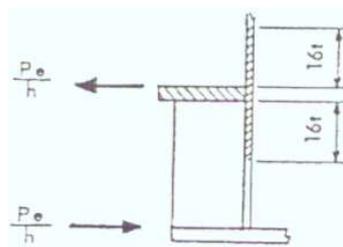


Figura 11-8. Silleta con anillo continuo en la parte superior.

El espesor de la placa vertical, j , debe ser al menos el mayor de los valores en la ecuación (1.140), y cumplir la ecuación (1.141). Estos límites aseguran un máximo valor de $L/r=86.6$ para que el pandeo se produzca en el régimen elástico, y una tensión media máxima en las chapas verticales de 86 MPa, incluso asumiendo que ninguna carga se transmite a la virola a través de la soldadura.

$$j_{\min} = [13 \text{ mm} ; 0,04 * (h - c)] \quad (1.140)$$

$$j * k \geq P_L / 25 \quad (1.141)$$

Se asume una distribución de cargas como la mostrada en la Figura 11-9, donde habría una bisagra en la parte baja de la silleta. De esta manera, la placa de fondo o anular sólo recibe empuje horizontal, sin momento. Las cargas son en términos de tensión por unidad de longitud de soldadura, cuyas expresiones son:

$$W_V = \frac{P_L}{a + 2 * h} \quad (1.142)$$

$$W_H = \frac{P_L * e}{a * h + 0.667 * h^2} \quad (1.143)$$

$$W = \sqrt{W_V^2 + W_H^2} \quad (1.144)$$

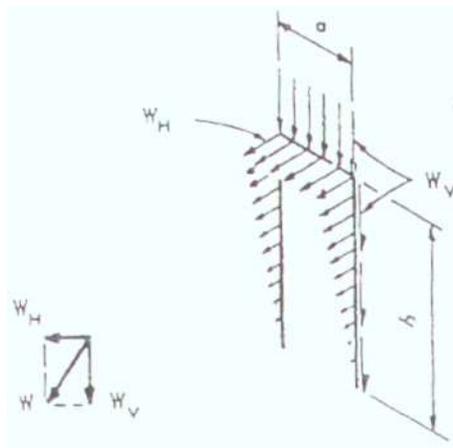


Figura 11-9. Cargas en la soldadura de la silleta de anclaje.

El límite de resistencia a la tracción del material de soldadura dependerá del tipo de electrodo seleccionado. En la Tabla 19-E se muestran las propiedades mecánicas de algunos tipos de electrodos de soldadura. El tamaño del filete de soldadura, w_s , será 6 mm ($1/4''$).

La tensión admisible del filete de la soldadura, W_{adm} , se calcula minorando la tensión nominal de la soldadura, $F_{nBM} = 0.6 * f_{Exx}$, multiplicada por el área de la sección transversal sobre la base de metal, A_{BM} , con un factor de seguridad $\Omega = 2$.

$$F_{nBM} = 0,6 * f_{Exx} \quad (1.145)$$

$$A_{BM} = \frac{1}{\sqrt{2}} * w_s \quad (1.146)$$

$$W_{adm} = \frac{F_{nBM} * A_{BM}}{\Omega} \quad (1.147)$$

La tensión admisible debe ser menor o igual que la tensión real en la soldadura:

$$W \leq W_{adm} \quad (1.148)$$

11.8 Cálculos – Sismo / Anclaje

Anexo E - Diseño sísmico de tanque de almacenamiento		API 650, Anexo-E	
Altura del depósito hasta el bordillo del techo	H1	25000	mm
Altura de cono del techo	H2	2846	mm
Diámetro nominal	D	34019	mm
Nivel máximo de líquido de diseño	H	23500	mm
Clase de terreno del sitio	Clasificación definida en API 650, App E. E.4.4	B	-
Grupo de uso sísmico, SUG		III	-
Factor de importancia, establecido por el SUG	I	1.5	- API 650, Tabla E-5
Aceleración máxima del terreno	SP	0.07	%g NCSE-02 en Sevilla
Parámetro de respuesta con un 5% de amortiguamiento para periodo corto (0,2 seg)	= 2,5 * Sp Ss	0.175	%g API 650, App.E, E.4.3-1
Parámetro de respuesta con un 5% de amortiguamiento para 1 seg	= 1,25 * Sp S1	0.0875	%g API 650, App.E, E.4.3-2
Coefficiente de ampliación de aceleración del sitio (periodo de 0,2-seg)	Fa	1	- API 650, Tabla E-1
Coefficiente de ampliación de velocidad del sitio (periodo de 1-seg)	Fv	1	- API 650, Tabla E-2
Máximo espectro de respuesta de aceleración considerado para periodo corto	= Fa * Ss SMS	0.175	%g -
Máximo espectro de respuesta de aceleración considerado para periodo de 1-seg	= Fv * S1 SM1	0.0875	%g -
<u>Periodo convectivo de chapoteo</u>			
Coefficiente de periodo de chapoteo	$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}}$	Ks	0.5816 - API 650, Anx E, E.4.5.2
Periodo del primer modo de chapoteo	$T_c = 1.8K_s\sqrt{D}$	Tc	6.106 s API 650, Anx E, E.4.5.2
Periodo de transición para largos periodos de movimientos de terreno		TL	4 s API 650, Anx E, E.4.6.1
<i>El modo convectivo de vibración del líquido genera una ola sísmica que debe ser menor que el espacio libre de líquido del tanque.</i>			
Factores de modificación de respuesta			
	¿Tipo de anclajes del tanque?	Mecánicamente anclado	
Factor reductor de fuerza para modo impulsivo usando métodos de esfuerzos de diseño admisible		Rwi	4 - API 650, Anx E, E.5.1.1
Factor reductor de fuerza para modo convectivo usando métodos de esfuerzos de diseño admisible		Rwc	2 - API 650, Anx E, E.5.1.1
<i>Para sitios donde sólo se define la aceleración máxima de terreno (Sp), se sustituye S0 por Sp en las ecuaciones para calcular los parámetros de espectro de respuesta de aceleración impulsiva y convectiva (Ai; Ac)</i>			
		Q=1, si no se especifica otro valor en la normativa a aplicar, donde ASCE 7 no aplica.	
Valor de factor de escala		Q	1.000 API 650, Anx E, E.4.6.1
	= (Fv*S1) / (Fa*Ss)	TS	0.500 API 650, Anx E, E.2.2
Parámetro de espectro de aceleración impulsiva		Ai	0.0656 %g
	= SDS * (I/Rwi)		0.0656 %g API 650, Anx E, E.4.6.1
a) Ai >= 0,007	= 2,5*Q*Fa*Sp*(I/Rwi)		0.0656 %g
Si S1 >= 0,6	0.007	¿Se cumple?	NO
b) Ai >= 0,5*S1*(I/Rwi)	0.6		0.0656 %g
	0.0164		
Coefficiente para ajustar la aceleración espectral de 5% a 0,5% amortiguado		K	1.5 - API 650, Anx E, E.2.2
Parámetro de espectro de aceleración convectivo		Ac	0.0106 %g API 650, Anx E, E.4.6.1
a) Para Tc <= TL	Ac = 2,5 * K * Q * Fa * Sp * (Ts/Tc) * (I/Rwc)		0.0161 %g
	¿Ac <= Ai?		0.0161 %g

b) Para $T_c > T_L$	$A_c = 2,5 * K * Q * F_a * S_p * (T_s * T_L / T_c^2) * (I / R_{wc})$		0.0106	%g	
ζT_c vs T_L ?	$\zeta A_c \leq A_i$? b) Para $T_c > T_L$		0.0106	%g	
Parámetro vertical de aceleración sísmica	$= 0,47 * S_{DS} = 0,47 * Q * F_a * S_s$	Av	0.0823	%g	API 650, Anx. E, E.6.1.3
Gravedad específica del fluido	$= S_g$	G	0.7835	-	
Gravedad específica efectiva incluyendo el efecto vertical del sismo	$= G * (1 - 0,4 * A_v)$	Ge	0.7577	-	API 650, Anx. E, E.2.2

Pesos

Virola			249616	kg	[1]
Tubuladuras y piping interno - Virolas			6000	kg	[11]
Peso total de Virolas y sus aparejos		Ws	255616	kg	
			2509	kN	
Placa de techo fijo (incluyendo placa de compresión)			56984	kg	[4]
Conjunto estructural del techo			46444	kg	[5]
Adjuntos permanentes del techo (plataforma + tubuladuras)			12500	kg	[7] + [15]
Peso total del techo fijo incluyendo marcos + adjuntos permanentes		Wr	115928	kg	
			1138	kN	
Peso total del suelo		Wf	55013	kg	[3]
			540	kN	
Peso total del contenido del tanque		Wp	1674948	kg	[6] + [19]
			164371	kN	
Ratio D/H		D/H	1.448	-	1.33
a) si $D/H \geq 1,33$;	$W_i = \frac{\tanh\left(\frac{0.866D}{H}\right)}{0.866\frac{D}{H}} W_p$		11347217	kg	API 650 Anx E, E.6.1.1-1
b) si $D/H < 1,33$;	$W_i = \left[1.0 - 0.218\frac{D}{H}\right] W_p$		11463628	kg	API 650 Anx E, E.6.1.1-2
Peso efectivo impulsivo del liquido		Wi	11347217	kg	API 650, Anx E, E.6.1.1
			111356	kN	
Peso efectivo convectivo (chapoteo) del liquido	$W_c = 0.230\frac{D}{H}\tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right)W_p$	Wc	5507145	kg	API 650, Anx E, E.6.1.1
			54045	kN	

La fuerza de diseño sísmica equivalente se calcula como $F = A * W_{eff}$, donde:
 - A es el coeficiente de aceleración lateral, %g
 - W_{eff} es el peso efectivo
 API 650, Sec- E.5.1

Cortante total de diseño en la base (Tanque lleno)					
Cortante de diseño en la base debido a la componente impulsiva por el peso efectivo del tanque y su contenido	$= A_i * (W_s + W_r + W_f + W_i)$	Vi	772654	kg	API 650, Sec- E.6.1
			7582	kN	
Cortante de diseño en la base debido a la componente convectiva por el peso efectivo del chapoteo	$= A_c * W_c$	Vc	58163	kg	
			571	kN	
Cortante total de diseño en la base	$= \sqrt{(V_i^2 + V_c^2)}$	V	774840	kg	
			7604	kN	

Cálculo del momento sísmico para las condiciones de operación

Altura desde el final de virola hasta el centro de acción de la fuerza lateral sísmica relativa a W_i por el momento del anillo		X_i	8.813	m	1.3333
a) si $D/H \geq 1,3333$; $X_i = 0,375 * H$			8.813	m	API 650 Anx E, E.6.1.2.1-1
b) si $D/H < 1,3333$; $X_i = (0,5 - 0,094 * D/H) * H$			8.552	m	API 650 Anx E, E.6.1.2.1-2
Altura desde el final de virola hasta el centro de acción de la fuerza lateral sísmica relativa a W_c por el momento del anillo	$X_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}\right] H$	X_c	15.592	m	API 650 Anx E, E.6.1.2.1-3

Cálculo del centro de gravedad de las virolas						
Nivel	Altura [m]	Altura acumulada [m]	Peso [kg]	C.d.g. virola [m]	B C.d.g acumulado [m]	A * B [kg * m]
1	2.380	2.380	37938	1.190	1.190	45146
2	2.380	4.760	35940	1.190	3.570	128306
3	2.380	7.140	31945	1.190	5.950	190071
4	2.380	9.520	27950	1.190	8.330	232824
5	2.380	11.900	23956	1.190	10.710	256566
6	2.380	14.280	19962	1.190	13.090	261302
7	2.380	16.660	15969	1.190	15.470	247035
8	2.385	19.045	16002	1.193	17.853	285679
9	1.985	21.030	13318	0.993	20.038	266867
10	1.985	23.015	13318	0.993	22.023	293304
11	1.985	25.000	13318	0.993	24.008	319741
Total		$\Sigma A =$	249616		$\Sigma (A*B) =$	2526840

Altura desde el final de virola hasta el centro de gravedad de las virolas = $\Sigma (A*B) / \Sigma A$ Xs 10.123 m

Altura desde el final de virola hasta el centro de gravedad del techo y sus aparejos = $H1 + H2 * 2/3$ Xr 26.898 m Considerando 2/3 de la altura del cono

Momento de vuelco (Tanque lleno)

Momento sísmico en el anillo Mrw 6995793 kg * m API 650, Anx. E, E.6.1.5

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i(W_r X_i + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c(W_c X_c)]^2}$$

68654 kN * m

Comprobación de vuelco debido al momento sísmico

Material de la placa anular del fondo A 573 Gr. 70

Límite elástico especificado del material de la placa anular de fondo Fy 290 MPa

Tensión de diseño del producto para el material de la placa anular de fondo Sd 193 MPa

Espesor corroído de la placa de fondo bajo las virolas ta 6 mm

Material de la virola	Virola (niveles 1:7) A 573 Gr. 70	Virola (niveles 8:11) A 36
Límite elástico especificado del material de la virola	Fty 290 MPa	250 MPa
Tensión de diseño del producto para el material de la virola	Std 193 MPa	160 MPa
Espesor corroído de la virola más baja	ts	17.40 mm

Auto anclado

Fuerza resistente del contenido del tanque (por unidad de longitud circunferencial) que puede ser usada para resistir el vuelco de la virola wa 4349.59 Kg / m

42.7 kN / m

42685 N / m

Cumple 121818 N / m

wa 42685 N / m

L (actual) 0.600 m = la1 (hoja de Fondo/Anular)

L 0.600 m -

si L < Lcal, usar un valor reducido de wa wa(red)=5742*H*Ge*Gs

wa (red) 42685 N / m

Ratio de Anclaje (Tanque lleno)

Carga del techo actuando en la virola = $W_r / (\pi * D)$ wrs 1085 kg / m

10.6 kN / m

Carga del tanque y el techo actuando en la base de la virola = $[W_s / (\pi * D)] + wrs$ wt 3476 kg / m

Levantamiento - Presión de diseño			34.1	kN / m	
Levantamiento de diseño calculado debido a la presión del producto por unidad circunferencial	wint		2271186	N	Ver anclajes!
			2165	kg / m	
			21.251	kN / m	
		Si es negativo, no se tiene en cuenta para calcular J (para J)	21.251	kN / m	

Ratio de Anclaje	= Mrw / [D^2*(wt*(1-0.4*Av)+wa-0.4*wint]	J	0.8831	-
------------------	--	---	--------	---

Criterio: (tabla E.6):

El tanque se levanta, pero es estable para la carga de diseño siempre que se cumplan los requisitos de esfuerzos longitudinales de compresión. El tanque está auto-anclado.

Evaluación de "ta" según los requerimientos de Anillo Anular

				API 650, Anx. E, E.6.2.1.1.2
	= wa / (99 *(Fy*H*Ge)^0,5)	ta	6.00	mm
1. "ta" usada para "wa" debe ser menor que el espesor de la virola final (corroída)	Cumple	ts	17.40	mm
2. "ta" usada para "wa" no debe exceder el espesor de la placa bajo la virola (corroída)	Cumple	tb	6.00	mm
3. La mínima proyección de la placa anular interior debe ser mayor que 0,45 m o la fórmula indicada, pero nunca mayor que 0,035 D	Cumple	L (actual)	0.600	m
		L min	0.450	m
Fórmula (API 650, Anx. E, E.6.2.1.1.2) = 0.01723*ta*[Fy/(H*Ge)]^0,5		L cal min.	0.417	m
Límite superior de la longitud interior de placa anular = 0,035 * D		L max	1.191	m

A) Comprobación para la Compresión de Virola en Tanques mecánicamente anclados

				Cumple
Máxima tensión de compresión longitudinal en el final de las virolas para tanques mecánicamente anclados	= [wt*(1+0.4*Av)+1.273*Mrw/D^2] / (1000*ts)	σc	6.365	Mpa
				API 650, Anx. E, E.6.2.2.2
Criterio	= G*H*D^2 / ts^2		70.380	m3 / mm2
si criterio >= 44	Fc= 83 * ts / D		42.453	Mpa
si criterio < 44	Fc= 83 * ts / (2,5*D) + 7,5 * √(G*H) < 0,5 Fty		49.163	Mpa
Tensión sísmica de compresión longitudinal admisible en el final de las virolas		Fc	42.453	Mpa

En caso de no cumplir, si el espesor de la última virola calculado para resistir el momento de vuelvo sísmico es mayor que el requerido por presión hidrostática, el espesor calculado para cada virola superior debe ser aumentado proporcionalmente.

B) Fuerzas circunferenciales debidas a la dinámica del líquido

				Cumple	API 650, Anx.E, E.6.1.4
Ratio D/H		D/H	1.448	-	
Distancia desde la superficie del líquido hasta el punto de análisis (positiva hacia abajo)		Y	23500	mm	
		0,75 * D	25514.2	mm	
Ratio Y/H		Y / H	1	-	
Esfuerzos circunferenciales dinámicos, Ni					API 650, Anx.E, E.6.1.4

- 1) si D/H >=1,33 =8.48*Ai*G*D*H*[Y/H-0.5*(Y/H)^2]*tanh(0.866*D/H) 148.02 N/mm (= kN/m)
- 2) si D/H < 1,33 (+) Y < 0,75D = 5.22*Ai*G*D^2*[Y/(0.75*D)-0.5*(Y/(0.75*D))^2] 154.34 N/mm (= kN/m)
- 3) si D/H < 1,33 (+) Y >= 0,75D = 2.6*Ai*G*D^2 154.71 N/mm (= kN/m)

Esfuerzo circunferencial de membrana en la pared del tanque (Impulsiva)	[caso 1]	Ni	148.02	N/mm (= kN/m)
			15.08	kg/m

Esfuerzo circunferencial de membrana en la pared del tanque (convectiva)		Nc	2.77	N/mm (= kN/m)
			0.28	kg/m

$$N_c = \frac{1.85A_c G D^2 \cosh\left[\frac{3.68(H-Y)}{D}\right]}{\cosh\left[\frac{3.68H}{D}\right]}$$

Esfuerzo hidrostático circunferencial debida a la presión del producto	= 4,9 * D * (Hd-0,3) * G	Nh	3098	N/mm (= kN/m)	API 650, Anx.EC, Page EC-27 (ejemplo)
			315.69	kg/m	Hd: presión columna de líquido + presión interna del tanque

Tensión circunferencial combinada (máxima) σ_T (max) 188.38 Mpa API 650, Anx.E, E.6.1.4
 Tensión circunferencial combinada (mínima) σ_T (min) 167.72 Mpa API 650, Anx.E, E.6.1.4

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_s N_h / 2.5)^2}}{t}$$

σ_h 178.05 Mpa
 σ_s 10.33 Mpa

Máxima tensión circunferencial permitida para la combinación hidrostática + sismo

Material
 el menor de: $\sigma_a = 1,33 * Std$
 $\sigma_a = 0,9 * Fyt * E$
 Eficiencia de junta E

Virola (niveles 1:7) A 573 Gr. 70 257.13 Mpa
 Virola (niveles 8:11) A 36 212.80 Mpa
 261.00 Mpa
 1 1 -

Comprobación de los esfuerzos circunferenciales en las virolas

Nivel	Material	Ancho de virola H [mm]	Altura a estudiar Z [mm]	DLL hasta Z Y [mm]	Espesor corroído t [mm]	Presión hidrostática Nh [N/mm]	Parte impulsiva Ni [N/mm]	Parte convectiva Nc [N/mm]	Tensión hidrostática σ_h [MPa]	Tensión por sismo σ_s [MPa]	Tensión circunferencial σ_T (max)	σ_T (min)	σ_T (max)/ σ_a	σ_T (min)/ σ_a
1	A 573 Gr. 70	2.38	0	23.5	17.40	3098.03	148.02	2.77	178.05	10.33	188.38	167.72	0.7326	0.6523
2	A 573 Gr. 70	2.38	2.38	21.12	16.40	2787.19	146.50	2.86	169.95	10.54	180.49	159.41	0.7019	0.6200
3	A 573 Gr. 70	2.38	4.76	18.74	14.40	2476.35	141.95	3.15	171.97	11.37	183.34	160.60	0.7130	0.6246
4	A 573 Gr. 70	2.38	7.14	16.36	12.40	2165.51	134.36	3.64	174.64	12.27	186.91	162.37	0.7269	0.6315
5	A 573 Gr. 70	2.38	9.52	13.98	10.40	1854.67	123.73	4.38	178.33	13.27	191.61	165.06	0.7452	0.6419
6	A 573 Gr. 70	2.38	11.9	11.6	8.40	1543.84	110.07	5.40	183.79	14.45	198.24	169.34	0.7709	0.6586
7	A 573 Gr. 70	2.38	14.28	9.22	6.40	1233.00	93.36	6.79	192.66	15.94	208.60	176.72	0.8112	0.6873
8	A 36	2.385	16.665	6.835	6.40	922.16	73.58	8.63	144.09	12.51	156.60	131.58	0.7359	0.6183
9	A 36	1.985	18.65	4.85	6.40	610.67	54.79	10.60	95.42	9.27	104.69	86.15	0.4919	0.4048
10	A 36	1.985	20.635	2.865	6.40	351.42	33.89	13.06	54.91	5.96	60.87	48.95	0.2860	0.2300
11	A 36	1.985	22.62	0.88	6.40	92.17	10.88	16.13	14.40	3.08	17.48	11.33	0.0821	0.0532

Cálculo de altura libre

Grupo de uso sísmico, SUG III -
 Factor de importancia, establecido por el SUG I 1.5 -
 Periodo del primer modo de chapoteo T_c 6.106 s
 Periodo de transición para largos periodos de movimientos de terreno TL 4.000 s
 Coeficiente para ajustar la aceleración espectral de 5% a 0,5% amortiguado K 1.5 -
 Espectro de respuesta de sismo de diseño para periodo corto = $Q * F_a * S_s$ SDS 0.175 %g
 Espectro de respuesta de sismo de diseño para periodo de 1-seg = $Q * F_v * S_1$ SD1 0.088 %g

Coeficiente de aceleración para el cálculo de la altura de la ola de chapoteo [caso 4] A_f 0.0141 %g API 650, Anx. E, E.7.2

Para SUG I y II 1) si $T_c \leq 4$ $A_f = K * SD1 * I * (1/T_c)$ 0.0322 %g
 2) si $T_c > 4$ $A_f = K * SD1 * I * (4/T_c^2)$ 0.0211 %g
 Para SUG III 3) si $T_c \leq TL$ $A_f = K * SD1 * (1/T_c)$ 0.0215 %g
 4) si $T_c > TL$ $A_f = K * SD1 * (TL/T_c^2)$ 0.0141 %g

Altura de la ola de chapoteo sobre el nivel de diseño de producto (estimada) = $0,42 * D * A_f \delta_s$ 0.201 m API 650, Anx. E, E.7.2
 201 mm

Altura libre mínima requerida según la Tabla E.7 (c) $h_{free} (req)$ 201 mm API 650, Anx. E, E.7.2, Tabla E.7

Espacio libre para techo flotante H_f_TFI 1500 mm

Comprobación de altura libre: requerido VS disponible

¿ hfree (req) <
Hf_IFR ?

Cumple

Diseño del anclaje y asentamiento

Diámetro nominal		D	34019 mm	
Presión de diseño (interna)		Pi	0.029 barg 2.9 kPa	
Presión de prueba hidrostática (1.0 x Pd)		Pt	0.029 barg 2.9 kPa	
Mínima presión de fallo calculada		Pf	3.903 kPa	API 650. Appendix-F, Sec F.6
Espesor de la placa del techo (corroída)		thc	5 mm	Usar para W1
Espesor de la placa del techo (sin corroer)		th	6.6 mm	Usar para W3
Factor de combinación de presión		Fp	0.4 -	API 650, sec 5.2.2
Se define como el ratio entre presión normal de operación y presión de diseño, con un mínimo de 0,4. En otro caso, resultaría ATM / Pdiseño (=0barg/0,029 barg). 0,4 es un valor de minoración de las fuerzas estabilizadoras.				
Presión de viento para levantamiento del techo	= FV / Aroof	PWR	0.613 kPa	
Momento de vuelco (@ virola - fondo) debido a la presión de viento Horizontal	= FH * Hm	MWH	2568 kN * m 2568096 N*m	
Momento sísmico en el anillo		Mrw	6995793 kg * m 68654 kN * m 68653517 N*m	
Parámetro vertical de aceleración sísmica	= 0,47*SDS = 0,47*Q*Fa*Ss	Av	0.08225 %g	
Peso muerto de las virolas (corroídas) y cualquier carga muerta, exceptuando la placa del techo (corroída)		W1	0 kg	API 650, Tabla 5.21a
			0 N	0
Peso muerto de las virolas (corroídas) y cualquier carga muerta, incluyendo la placa del techo (corroída)		W2	45054 kg 442135 N	=W1 + [4]
Peso muerto de las virolas (sin corroer) y cualquier carga muerta, exceptuando la placa del techo (sin corroer)		W3	0 kg	
			0 N	0

Tabla 5.21a - Cargas de levantamiento

Caso de carga de levantamiento	Formula neta de levantamiento, U [N]	U [N]	Tensión admisible en los pernos de anclaje, Fba [Mpa]	Tensión admisible en los aparejos de anclaje, Fba [Mpa]
Presión de diseño	$[(Pi - 0,08*thc) * D^2 * 785] - W1$	2271186	5/12 * Fy	104.2
Presión de prueba	$[(Pt - 0,08*thc) * D^2 * 785] - W1$	2271186	5/9 * Fy	138.9
Presión de fallo	$[(1,5*Pf - 0,08*th) * D^2 * 785] - W3$	4839659	Fy	250.0
Carga de viento	$PWR * D^2 * 785 + (4 * MWH/D) - W2$	417004	0,8 * Fy	200.0
Carga sísmica	$(4*Mrw/D) - W2*(1-0,4*Av)$	7644785	0,8 * Fy	200.0
Presión de diseño + Viento	$[(Fp*Pi + PWR - 0,08*thc) * D^2 * 785] + (4*MWH/D) - W1$	1549579	5/9 * Fy	138.9
Presión de diseño + Sismo	$[(Fp*Pi - 0,08*thc) * D^2 * 785] + (4*Mrw/D) - W1*(1-0,4*Av)$	8762814	0,8 * Fy	200.0
Presión de fragilidad	$[(3*Pf - 0,08*th) * D^2 * 785] - W3$	N/A	Fy	250.0
				Fty

<u>Carga en pernos de anclaje</u>		API 650, Sec 5.11.3 / Sec 5.12	
Mínimo número de pernos de anclaje requeridos	$= (\pi * D) / 3$	35.625 uds	API 650, Sec 5.12.3
Nº de pernos de anclajes previstos	Según Sec 5.12.2, un mínimo de 4 unidades. Según anexo E7.1.2, un mínimo de 6 unidades	Na 36 uds	
Diámetro exterior del depósito		Do 34038 mm	
Distancia entre la pared exterior de virola el eje del perno de anclaje		e 80 mm	e: Definido abajo
Diámetro de circulo de pernos de anclaje (BCD)	$= Do + 2*e$	BCD 34198 mm	
Levantamiento neto	(Máximo de la tabla 5.21a) caso: Presión de diseño + Sismo	U 8762814 N	API 650, Sec. 5.12.2
Tensión de diseño en cada perno de anclaje	$= U / Na$	Tb 243411.5 N 243.4 kN	API 650, Sec. 5.12.2
Material de los pernos de anclaje		A 36	
Límite elástico del material de los pernos de anclaje		Fy 250 Mpa	
Tensión admisible en los pernos de anclaje		Fba 200 Mpa	API 650, Tabla 5.21a
Diámetro mínimo de perno de anclaje		øb min. 1 inch 25.4 mm	API 650, Sec. 5.12.2
Corrosión general (asumida)	$= CA_virola$	CA_b 1.6 mm	

El mínimo diámetro de pernos no debe ser menor de 25 mm más al menos 6 mm de corrosión, dando un diámetro mínimo de 31 mm (LONG, pg93)

Diámetro de perno de anclaje seleccionado	M42 X 4,5	db 42 mm	
Área bruta del perno	$= \pi * db^2 / 4$	Ab 1385 mm ²	
Área estresada del perno		As 1120 mm ²	
Diámetro del área estresada	$= (4*As / \pi)^{0,5}$	ds 37.8 mm	
Diámetro del área estresada (corroída)	$= ds - 2*CA$	ds_CA 34.6 mm	
Área estresada del perno (corroída)	$= \pi * (ds_CA)^2 / 4$	As_CA 938 mm ²	
Tensión real en el perno de anclaje	$= Tb / As_CA$	σb 259.44 N/mm ² = Mpa	
Comprobación:	No cumple	σb <= Fba	
La tensión real en cada perno debe ser igual o menor que la tensión admisible		259.44 <= 200	

<u>Detalles de la silleta de anclaje</u>		Se necesitan para minimizar flexiones secundarias en la virola		API 650, Sec 5.11.3 / Sec 5.12
Carga de diseño del perno de anclaje		PL 224.00 kN 50.36 klbf		
mínimo entre:	Fba * As (máxima carga admisible en el perno de anclaje) 1.5 * Tb	224.00 kN 365.12 kN		
Tolerancia para la ubicación del perno	=1/4"	ξb 6 mm		
Diámetro de perno de anclaje seleccionado		db 42 mm		
Diámetro del agujero del perno de anclaje	= db + ξb	dh 48 mm		
Ancho de la placa superior de la silleta (sobre la virola)		a 250 mm		
Longitud radial de la placa superior de la silleta	=e+d	b 150 mm		
Mínima distancia entre el contorno de la placa y el centro del perno de anclaje (db+6)		d 70 mm		Se aumenta d hasta que f cumple.
Excentricidad del perno de anclaje	= ap+(db/2+ξb) = 0,886*db + 0,572"	e 80 mm emin 51.74 mm		Cumple API E1 Part VII
Distancia radial desde el exterior de la placa al contorno del agujero	= b-e-db	f 28 mm		Cumple
Distancia entre las chapas verticales	= db/2 + 1/8"	fmin 24.18 mm		API E1 Part VII
Espeor de la placa anular / de fondo	= db + 1" (bajo la silleta)	g 130 mm gmin 67.4 mm m 7.6 mm		Cumple API E1 Part VII
Proyección de la placa anular / de fondo más allá de la virola		ap 50 mm		Este valor debo introducirlo en la2, para el cálculo de la placa anular.
Radio nominal del tanque	= D/2	R 17009.5 mm		
Espeor de la virola final (corroído)		t 17.40 mm		

Altura de la silleta

Mínima altura recomendada de la silleta		6 inch	152.4 mm	
<i>Para espesores de placa anular /de fondo menores de 9,5 mm la altura mínima recomendada es 305 mm (12"), y donde debe considerarse efecto sísmico y vientos mayores a 161 km/h.</i>				
La máxima altura recomendada es $h=3a$.	$= 3*a$	hmax	750 mm	
Altura adoptada para la silleta de anclaje		h	300 mm	

Cálculo del espesor de la parte superior de la silleta

		R * t	295965.3 mm ²	
Factor de reducción	$= 1 / [0,177*a*m/(R*t)^{0,5} * (m/t)^2 + 1]$	Z	0.8945 -	
Tensión crítica en la parte superior de la silleta	$= PL * e / t^2 * [1,32 * Z / (1,43 * a * h^2 / (R+t) + (4 * a * h^2)^{1/3}) + 0,031 / (R*t)^{0,5}]$	S	129.49 N/mm ²	$\checkmark S < S_{max} ?$
	S _{max} recomendada es 172 N/mm ²	S _{max}	172 N/mm ²	Cumple
Espesor requerido de la parte superior de la silleta	$= [PL / (S*f) * (0,375*g - 0,22*d)]^{0,5}$	c	49.41 mm	AISI E1 Part VII
		c	50.00 mm	(redondeando al mm)

Detalles de la placa vertical

Espesor de la placa vertical		j min	12.7 mm	AISI E1 Part VII
	el máximo entre: 1/2" (es el mínimo permitido)		12.7 mm	
	0,04 * (h-c)		10 mm	
Espesor de la placa vertical escogida		j	13 mm	(redondeando al mm)
Ancho medio (si la placa vertical es triangular)	$= (b + ap) / 2$	k	100 mm	
Comprobación:	Cumple	j*k [in ²]	\geq P/25 [kpsi]	En caso de no cumplir, aumentar por igual ap y d.
<i>Estos límites aseguran un L/r máximo de 86,6 y una máxima tensión promedio en las placas laterales de 125 psi (0,86 MPa), incluso asumiendo que ninguna carga se transmite a la virola a través de las soldaduras</i>		j*k/25 [mm ²]	\geq P/4,4882 [kN]	
			52.00 \geq 49.909	

Soldadura de la silleta de anclaje

Carga vertical por unidad de longitud de soldadura	$= PL / (a + 2*h)$	W _v	263.53 N / mm	AISI E1 Part VII
Carga horizontal por unidad de longitud de soldadura	$= (PL * e) / (a*h + 0,667*h^2)$	W _H	132.71 N / mm	
Carga total	$= \sqrt{(W_v^2 + W_H^2)}$	W	295.06 N / mm	
Material de soldadura			E70xx -	
Límite de resistencia a la tracción del material de soldadura		f _{Exx}	70 ksi	
			482.63 N/mm ²	
Tamaño de soldadura	$= 1/4"$	ws	1/4 inch	
		ws	6 mm	
Resistencia admisible de la soldadura por unidad de longitud	$= R_n / \Omega$	W _{adm}	614.29 N / mm	AISC Tabla J2.5
Tensión nominal	$= 0,6 * f_{Exx}$	F _{nBM}	289.58 N/mm ²	
Área de la sección transversal de la base de metal	$= 0,707 * ws$	ABM	4.243 mm ² / mm	
Resistencia nominal de la soldadura	$= F_{nBM} * ABM$	R _n	1228.58 N / mm	
Factor de seguridad		Ω	2 -	
Comprobación:	Cumple	W _{adm}	\geq W	AISI E1 Part VII
La capacidad de la soldadura debe ser igual o mayor que la carga que soporta la soldadura			614.29 \geq 295.06	

12 ESTRUCTURA DEL TECHO FIJO

La estructura que soporta la placa del techo estará compuesta de vigas radiales que convergerán en un anillo de compresión central. Estos perfiles estarán sometidos a esfuerzos de flexo-compresión impuestos por una presión uniforme resultante de las combinaciones de carga impuestas por API 650. Se considera que estas vigas radiales no recibirán carga lateral por la placa del techo, disponiendo rigidizadores.

El diseño de esta estructura no será alcance de este proyecto, si bien se dimensionará el tamaño del perfil para la viga radial mediante un modelo simple de elementos finitos, analizado su comportamiento a pandeo.

12.1 Carga sobre el techo

Para diseñar la cubierta del techo fijo lo primero es establecer la carga de diseño sobre el mismo, la cual resultará de entre el mayor valor de las siguientes combinaciones recogidas en API 650, sección 5.2.2:

Ítem	Caso	Combinación
a	Fluido y presión interna	$D_L + F + P_i$
b	Prueba hidrostática	$D_L + H_t + P_t$
c	Viento y presión interna	$D_L + W + F_p * P_i$
d	Viento y presión externa	$D_L + W + 0.4 * P_e$
e.1	Cargas gravitatorias	$D_L + (L_r \text{ ó } S_u \text{ ó } S_b) + 0.4 * P_e$
e.2		$D_L + P_e + 0.4 * (L_r \text{ ó } S_u \text{ ó } S_b)$
f	Sismo	$D_L + F \pm E + 0.1 * S_b + F_p * P_i$
g.1	Cargas gravitatorias para techos fijos con techos flotantes suspendidos	$D_L + D_f + (L_r \text{ ó } S) + P_e + 0.4 * (P_{fe} \text{ ó } L_{f1} \text{ ó } L_{f2})$
g.2		$D_L + D_f + (P_{fe} \text{ ó } L_{f1} \text{ ó } L_{f2}) + 0.4 * [(L_r \text{ ó } S) + P_e]$

donde:

D_L : carga muerta del techo que incluye el peso propio de la placa del techo, el de la estructura interna del techo y el de sus misceláneos.

P_i : presión interna de diseño.

F : carga debida al llenado del tanque con el producto de diseño hasta el nivel de líquido de diseño.

P_t : presión interna durante la prueba hidrostática.

H_t : carga debida al llenado del tanque con agua hasta el nivel de líquido de diseño.

P_e : presión externa de diseño.

D_f : carga muerta del techo flotante., incluyendo el peso propio de todos sus elementos.

L_{f1} : carga viva uniforme del techo flotante.

L_{f2} : carga puntual sobre el techo flotante debido a dos hombres caminando.

P_{fe} : presión externa de diseño del techo flotante.

L_r : carga viva del techo fijo.

E : carga sísmica, determinada según los factores del apartado 11.5.1 Efectos sísmicos verticales. Cabe recordar que la evaluación de esta carga debe realizarse en ambas direcciones.

S : carga de nieve.

S_b : carga de nieve equilibrada = $0.84 * S$.

S_u : carga de nieve desequilibrada. Se aplica sobre un sector circular de 135° del techo, permaneciendo la cuña restante de 225° sin cargar. En función de la pendiente del techo, su valor resulta:

$$\begin{aligned} \theta \leq 10^\circ; \quad S_u &= S_b \\ \theta > 10^\circ; \quad S_u &= 1.5 * S_b \end{aligned} \quad (1.149)$$

W : presión del levantamiento debida al viento, determinado según los parámetros del apartado 10.1.3 Fuerzas de diseño del viento.

Para este diseño, las combinaciones g.1 y g.2 no se realizarán, ya que el techo flotante nunca estará soportado por el techo, sino que, en el caso de no estar flotando en el producto, descansará sobre el fondo del tanque.

12.2 Espaciamiento entre vigas radiales

Con la máxima presión uniforme sobre el techo, p , y límite elástico del material de la placa del techo se obtiene el máximo espaciamiento entre las vigas radiales, b :

$$b = t * \sqrt{1.5 * F_y / p} < 2100 \text{ mm} \quad (1.150)$$

Este espaciamiento garantiza que la deflexión en la placa del techo entre las vigas radiales queda limitada sin necesidad de tener que comprobarla.

El número de vigas radiales (o de paneles) que lindan con el borde del tanque resultará de dividir el perímetro del tanque entre el máximo espaciamiento, tomando el número entero inmediatamente superior.

$$n_{p_ext} \geq \frac{\pi * D}{b} \quad (1.151)$$

12.3 Modelo de la viga radial

La geometría del modelo simplificado de la viga radial del techo fijo se compondrá de dos keypoints situados en el contorno de la virola y en el anillo central de compresión de radio R_{ac} , teniendo en cuenta la pendiente del techo, $tg\theta$. Un tercer keypoints es defino para orientar la sección de la viga:

- Keypoints:

K1: [0,0,0]

K2: [R-Rac, 0, (R-Rac)*tg Θ]

K3: $[-\text{sen}\Theta, 0, \text{cos}\Theta]$

Para modelar las condiciones de contorno, en K1 se impiden los desplazamientos, y en K2 se permite el desplazamiento vertical, restringiendo el resto de grado de libertad.

Las cargas impuestas sobre la viga serán los efectos gravitatorios y la presión resultante del caso más desfavorable del apartado 12.1. En el caso concreto de este diseño, la combinación de estudio resulta las cargas gravitatorias e.1.1.

Para introducir la presión sobre la cubierta, no se tendrá en cuenta el peso propio de la estructura del techo, P_o . La fuerza distribuida sobre la cubierta tendrá un valor variable dependiente del área del techo efectivo, teniendo un valor nulo en el centro, y alcanzando su máximo en su perímetro. La ecuación lineal que representa esta carga distribuida lineal en función de la distancia mediada desde la pared de la virola, x ;

$$p_o(x) = P_o * \frac{2 * \pi * R}{n_{p_ext}} * \left(1 - \frac{x}{R}\right) = -P_o * \frac{2 * \pi}{n_{p_ext}} * (x - R) \quad (1.152)$$

Para el modelado en ANSYS, la carga se descompone en una carga lineal uniforme normal a la viga y otra distribuida actuando tangencialmente, cuyos valores se definen como:

$$\begin{aligned} q_N(x) &= P_o(x) * \text{cos}\theta \\ q_T(x) &= P_o(x) * \text{sen}\theta \end{aligned} \quad (1.153)$$

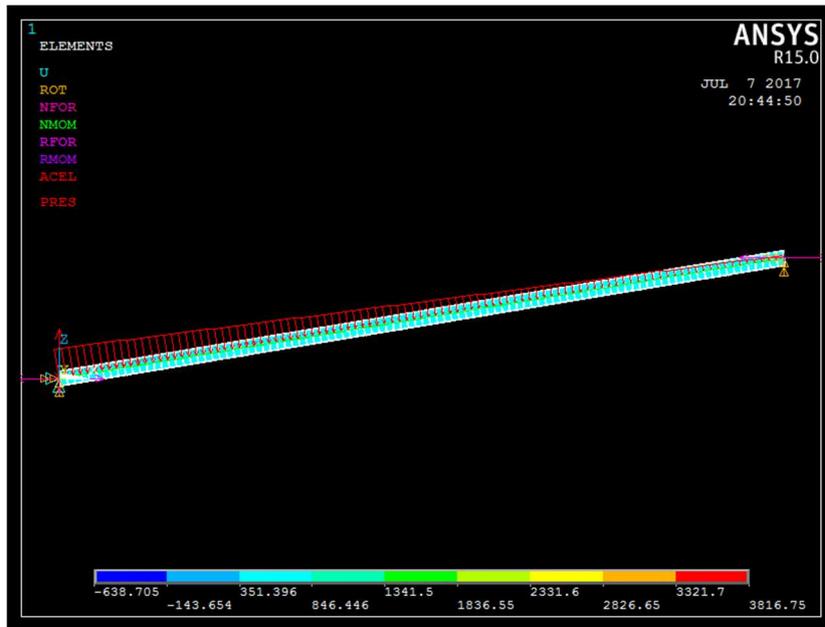


Figura 12-1. Modelo ANSYS de viga radial del techo fijo.

Por la naturaleza de los esfuerzos de flexo-compresión a los que la viga será sometida, se elige la tipología de perfil IPE. Corriendo el modelo para varios IPE se obtienen los esfuerzos axiales, N_x , y momentos flectores, M_y, M_z , en los elementos del problema, así como las tensiones de compresión y flexión. Los diagramas de esfuerzos se resultan como:

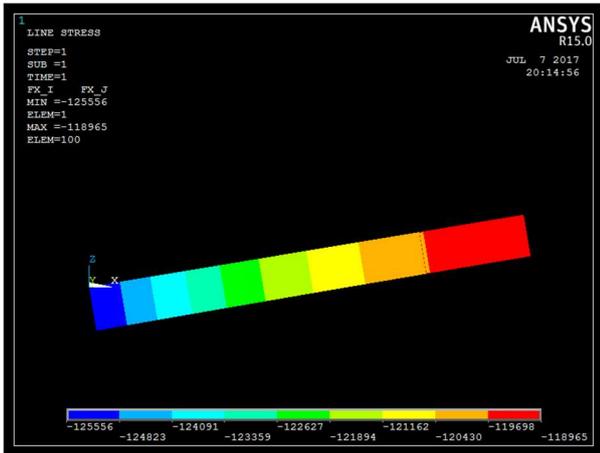


Figura 12-2. Diagramas de esfuerzos axiles Nx.

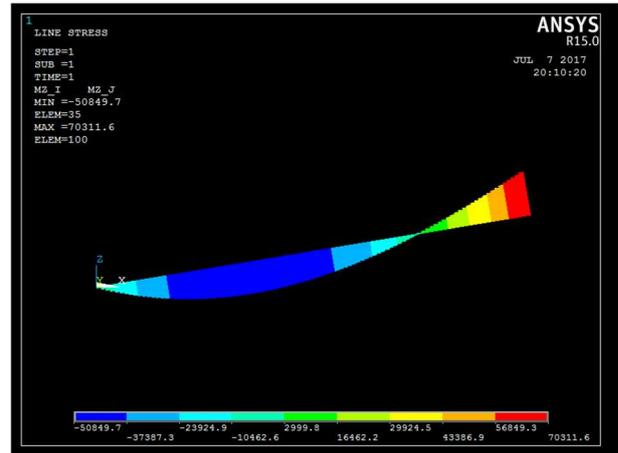


Figura 12-3. Diagrama de momentos Mz.

12.4 Dimensionamiento del perfil

12.4.1 Resistencia de la sección

Para comprobar que las acciones a las que se somete la viga radial son resistidas adecuadamente por el perfil metálico se realiza primero una comprobación conservadora basada en la suma lineal de los efectos de las resultantes de cada tensión. Al tratarse de sección IPE, el tipo de perfil es Clase 1, debiendo cumplirse el siguiente criterio:

$$\frac{N_{ed}}{A_{eff} * F_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_y * F_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (1.154)$$

donde no se ha tenido en cuenta el efecto de la flexión en el eje y-y por ser despreciable. Los valores son:

N_{ed} : esfuerzo máximo de compresión obtenido de ANSYS.

A_{eff} : área de la sección transversal de la viga.

$M_{z,Ed}$: momento máximo alrededor del eje z-z obtenido de ANSYS.

W_y : módulo resistente del perfil en el eje y-y.

F_y : límite elástico del material de la viga.

γ_{M0} : resistencia de la sección transversal = 1.00.

12.4.2 Resistencia al pandeo

La combinación del esfuerzo de compresión y flexión puede acentuar las imperfecciones de la viga, provocando el pandeo. El pandeo lateral no se tendrá en cuenta al considerar que la placa del techo no transmite cargas laterales la estructura con la colocación de rigidizadores radiales: un total de 5 unidades para el diámetro del tanque de estudio, $\eta p = 5$.

El criterio de pandeo a cumplir para la flexocompresión de la viga en los dos ejes es:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y * A_{eff} * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{W_y * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (1.155)$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z * A_{eff} * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{W_y * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (1.156)$$

donde:

γ_{M1} : coeficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales a inestabilidad. Para edificios, es igual a 1.

χ_y, χ_z : coeficientes de reducción para el modo de pandeo considerado en los ejes y-y, z-z.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (1.157)$$

$$\phi = \frac{1}{2} * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: esbeltez adimensional = λ / λ_{ref} .

λ_y, λ_z : esbeltez de la viga radial en el eje de estudio = $\beta * L / i$.

β_y, β_z : coeficiente de pandeo dependiente de las condiciones de contorno de la viga. Se toma un valor igual a 2 para el eje fuerte y-y considerando un caso de columna empotrada-libre; y 0,7 para el eje débil z-z, simulando un caso de columna empotrada-articulada.

L_y, L_z : longitud de pandeo, donde $L_y = [R - R_{ac}] * \cos \theta$, y $L_z = L_x / np$.

i_y, i_z : radio de giro de la viga en los ejes y-y, z-z, respectivamente.

λ_{ref} : esbeltez referencia del material de la viga = $\pi * \sqrt{E / F_y}$

α : coeficiente de imperfección de perfil. Dependerá de la curva de pandeo del material.

EN 1993 1-1. Tabla 6.1					
Curva de pandeo	a0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección (α)	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tabla 12-A. Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo.

Tabla 6.2 – Elección de la curva de pandeo para cada sección transversal

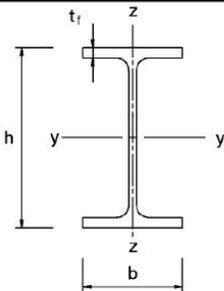
Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
			40 mm < $t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c

Figura 12-4. Elección de la curva de pandeo para secciones de perfiles laminados,

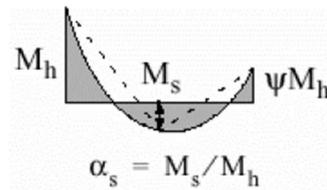
k_{yz} : coeficiente de interacción YZ para secciones en I Clase 1 = $0.6 * k_{zz}$.

k_{zy} : coeficiente de interacción ZZ para secciones en I Clase 1.

$$k_{zy} = C_{mz} * \left[1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{ed}}{\chi_z * A_{eff} * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq C_{mz} * \left[1 + 1.4 * \frac{N_{ed}}{\chi_z * A_{eff} * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \right] \quad (1.158)$$

C_{mz} : factor de momento uniforme equivalente para carga uniforme. Depende de la ley de momentos flectores. Para una carga uniforme, con $[-1 \leq \alpha_s < 0]$ y $[-1 \leq \psi < 0]$:

$$C_{mz} = 0.1 * (1 - \psi) - 0.8 * \alpha_s \geq 0.4 \quad (1.159)$$



$\psi * M_h$: momento alrededor del eje z-z en el keypoint K1 extraído de ANSYS.

M_s : momento alrededor del eje z-z mínimo extraído de ANSYS.

M_h : momento alrededor del eje z-z en el keypoint K2 extraído de ANSYS.

Con el perfil IPE cumpliendo ambos criterios, se calcula el peso total de los rafters o vigas radiales, W_{raft} a partir de su peso propio, G_{IPE} . El peso de los rigidizadores y anillo central de compresión, W_{rig} se estimará como una octava parte del peso de las vigas radiales. Con estos dos factores se realiza la estimación del peso estructural del techo fijo, R_{sw} :

$$W_{raft} = n_{p_ext} * G_{IPE} * L_y \quad (1.160)$$

$$W_{rig} = 0.125 * W_{raft} \quad (1.161)$$

$$R_{sw} = W_{raft} + W_{rig} \quad (1.162)$$

12.5 Cálculos - Estructura del techo fijo

Cálculo de la estructura del techo

La placa del techo está soportada por vigas internas y soldada a la estructura del techo.

Tamaño del tanque		Di x Ht	34000 mm Ø x 25000 mm altura	
Diámetro interno del depósito		Di	34000	mm
Altura del depósito hasta el bordillo del techo		Ht	25000	mm
Área seccional del tanque		At	908	m ²
Peso del techo estructural		Rsw	46444	kg <i>Estimación</i>
Peso de tubuladuras y misceláneos del techo		Rnw	3000	kg <i>Suposición</i>
Peso de plataformas y railes		Prw	10000	kg <i>Suposición</i>
Parámetro de diseño - Viento				
Velocidad básica del viento		V	93.6	km / h
Categoría de exposición del viento			C	
Factor de Importancia (cargas de viento)		Iw	1.15	
Parámetro de diseño - Sismo				
Parámetro de respuesta con un 5% de amortiguamiento para periodo corto (0,2 seg)		Ss	0.175	%g
Parámetro de respuesta con un 5% de amortiguamiento para 1 seg		S1	0.0875	%g
Clase de terreno del sitio			B	Clasificación definida en API 650, App E. E.4.4
Grupo de uso sísmico, SUG			III	-
Factor de importancia, establecido por el SUG		I	1.5	-
Parámetro vertical de aceleración sísmica	$= 0,47 * SDS = 0,47 * Q * Fa * Ss$	Av	0.08225	%g
Especificación de materiales				
Temperatura de diseño		Td	55	°C
Factor reductor del límite elástico		ky	1	- AISC 360, tabla A-4.2.1
1. Placa del techo				
Material			A 36	-
Límite elástico mínimo	$= Fy * ky$	Fy	250000	kPa
Tensión admisible en placa a flexión	$= 0,6 * Fy$	fb	150000	kPa AISC 360, F1
2. Estructura del techo				
Material			A 36	-
Límite elástico mínimo	$= Fy * ky$	Fy	250000	kPa
Sobrespesor de corrosión				
CA - Placa de techo / Placa de compresión		C2	1.6	mm
CA - Estructura del techo (total)		C4	1.6	mm
Cargas				
Carga muerta (DL)		DL	1.258	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Peso propio de la placa del techo + placa de compresión	$= Wp * g / At$		0.616	kPa
Peso propio de la estructura interna del techo	$= Rsw * g / At$		0.502	kPa
Misceláneos	$= (Rnw + Prw) * g / At$		0.141	kPa
Carga de presión				
Presión de vacío (Pe)		Pe	0.5	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Presión interna (Pi)		Pi	2.9	kPa <i>Hacia arriba (+Ve)</i>
Presión de prueba (Pt)		Pt	2.9	kPa <i>Hacia arriba (+Ve)</i>
Prueba hidrostática (Ht)		Ht	0	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Carga viva del techo (Lr)		Lr	1.000	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Carga de nieve (S)		S	0.20	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Carga de nieve balanceada (Sb)	$= 0,84 * S$	Sb	0.168	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Carga de nieve desequilibrada (Su)	$\Theta \leq 10^\circ : = Sb$ $\Theta > 10^\circ : = 1,5 * Sb$	Su	0.168	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>
Líquido almacenado (F)				
Líquido almacenador en el techo		F	0	kPa <i>Hacia abajo (-Ve)</i>

Carga de viento (WL)					
Presión de viento de levantamiento del techo (WL)	= Fv / At	WL	0.614 kPa	Hacia arriba (+Ve)	
Carga sísmica (E)					
Hacia arriba	= Av *DL	E+	0.104 kPa	Hacia arriba (+Ve)	
Hacia abajo		E-	0.104 kPa	Hacia abajo (-Ve)	
Cargas del techo flotante interno (TFI)					
Peso muerto del techo flotante interno	= Wf / At	Df	1.078 kPa	Hacia abajo (-Ve)	
Carga viva uniforme del techo		Lf1	0.6 kPa	Hacia abajo (-Ve)	
Carga máxima concentrada en una pierna de apoyo		Lf2	2.2 kN / 0,1 m2	Hacia abajo (-Ve)	
Presión externa de diseño del techo flotante interno		Pfe	0.24 kPa	Hacia abajo (-Ve)	
Factor de combinación de presión		Fp	0.4 -		

Se define como el ratio entre presión normal de operación y presión de diseño, con un mínimo de 0,4. En otro caso, resultaría ATM / Pdiseño (=0barg/0,029 barg). 0,4 es un valor de minoración de las fuerzas estabilizadoras.

API 650 Sec. 5.2.2

Combinación de cargas - Cálculo de la estructura del techo

a) Fluido y presión interna	DL + F + Pi		1.642 kPa	
b) Prueba hidrostática	DL + Ht + Pt		1.642 kPa	
c) Viento y presión interna	DL + W + Fp*(Pi)		0.516 kPa	
d) Viento y presión externa	DL + W + 0,4*(Pe)		-0.844 kPa	
e.1.1) Cargas gravitatorias	DL + Lr + 0,4*(Pe)		-2.458 kPa	
e.1.2) Cargas gravitatorias	DL + Su + 0,4*(Pe)		-1.626 kPa	
e.1.3) Cargas gravitatorias	DL + Sb + 0,4*(Pe)		-1.626 kPa	
e.2.1) Cargas gravitatorias	DL + Pe + 0,4*(Lr)		-2.158 kPa	
e.2.2) Cargas gravitatorias	DL + Pe + 0,4*(Su)		-1.826 kPa	
e.2.3) Cargas gravitatorias	DL + Pe + 0,4*(Sb)		-1.826 kPa	
f.1) Carga sísmica	DL + F + E(+) + 0,1*(Sb) + Fp*(Pi)		-0.012 kPa	Hacia arriba (+Ve)
f.2) Carga sísmica	DL + F + E(-) + 0,1*(Sb) + Fp*(Pi)		-0.219 kPa	Hacia abajo (-Ve)
g.1) Cargas gravitatorias para techos fijos con techos flotantes suspendidos	DL + Df + Lr + Pe + 0,4*(Pfe ó Lf1 ó Lf2)			
g.2) Cargas gravitatorias para techos fijos con techos flotantes suspendidos	DL + Df + (Pfe ó Lf1 ó Lf2) + 0,4*(Lr + Pe)			

La combinación de cargas que gobierna es:
cuya presión máxima presión uniforme (p) es:

e.1.1) Cargas gravitatorias
p
-2.458 kPa

Cálculo de vigas radiales (rafters)

Espacio máximo entre vigas admisible, medido circunferencialmente de centro a centro de viga	= $t*(1,5*Fy/p)^{0,5} \leq 2100$ mm	b	1953 mm	API 650, Sec. 5.10.4.4
Espesor de la placa de techo (corroído)		t	5 mm	
Radio horizontal interno		Ro	17000 mm	
Perímetro exterior	= $2*Pi*Ro$	Pext	106814 mm	
Nº de paneles en el perímetro exterior	= b / Pext		54.6982 / 6 = 9.116	
Espacio entre vigas en el radio exterior	= Pex / np_ext	np_ext	55 paneles	Redondeo superiormente
		wl_ext	1942 mm	
			wl_ext tiene que ser menor que b. OK	
Radio del anillo de compresión central		Ri	1500 mm	
Ángulo entre techo y la horizontal		θ	9.5 °	
			0.1658 rad	
Numero rigidizadores radiales / paneles		np	5 uds	
Perfil IPE de las vigas radiales		G	330	Resultados ANSYS
Peso total de las vigas radiales	= np_ext * G * (R-Rac) * cosθ	Wraft	41284 kg	
Peso de los rigidizadores + anillo central	= 12,5% Wraft	Wrig	5160 kg	
Peso del techo estructural	= Wraft + Wrig	Rsw	46444 kg	Estimación

12.6 Cálculos - Dimensionamiento de la viga radial

Efecto de las acciones en la sección transversal

		A 36	A 36	A 36	A 36	A 36	A 36	A 36	A 36
Material viga	Fy	Pa	2.50E+08	2.50E+08	2.50E+08	2.50E+08	2.50E+08	2.50E+08	2.50E+08
Perfil viga radial	IPE	-	200	220	240	270	300	330	360
	A	cm ²	28.50	33.40	39.10	45.90	53.80	62.60	72.70
	G	kg/m	22.40	26.20	30.70	36.10	42.20	49.10	57.10
	Iy	cm ⁴	1940.00	2770.00	3890.00	5790.00	8360.00	11770.00	16270.00
	Wy	cm ³	194.00	252.00	324.00	429.00	557.00	713.00	904.00
	iy	cm	8.26	9.11	9.97	11.20	12.50	13.70	15.00
	Iz	cm ⁴	142.00	205.00	284.00	420.00	604.00	788.00	1040.00
	Wz	cm ³	28.50	37.30	47.30	62.20	80.50	98.50	123.00
	iz	cm	2.24	2.48	2.69	3.02	3.35	3.55	3.79
Coefficiente de resistencia de la sección transversal	YM0	-	1	1	1	1	1	1	1
Esfuerzo axial máximo	Ned	N	-111070	-113270	-115530	-118560	-122050	-125560	-130030
Momento máximo alrededor del eje y-y	My,ed	N*m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Momento máximo alrededor del eje z-z	Mz,ed	N*m	64675	65583	66502	67673	69017	70312	72001
	= Ned/(Aef * Fy/YM0)*(-1)	COMP	-	0.16	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08
	= Mz,ed/(Welast,y*Fy/YM0)	FLEX	-	1.33	1.04	0.82	0.63	0.50	0.39
Tensión máxima por flexocompresion	$\sigma_{max} / f_{y,d}$	-	1.49	1.18	0.94	0.73	0.59	0.47	0.39
Esfuerzo de ANSYS	$\zeta \sigma_{max} / f_{y,d} \leq 1$?	-	No cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Resistencia al pandeo

Módulo de elasticidad del acero	E	Pa	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11	1.99E+11
	IPE	-	200	220	240	270	300	330	360	400
Longitud de pandeo - y	Ly	m	15.287	15.287	15.287	15.287	15.287	15.287	15.287	15.287
Longitud de pandeo - z	Lz	m	3.057	3.057	3.057	3.057	3.057	3.057	3.057	3.057
Coefficiente de pandeo	βy		2	2	2	2	2	2	2	2
	βz		0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Esbeltez - y	λy	-	370.16	335.62	306.67	272.99	244.60	223.17	203.83	185.30
Esbeltez - z	λz	-	95.55	86.30	79.56	70.87	63.89	60.29	56.47	54.18
Esbeltez referencia	λref	-	88.64	88.64	88.64	88.64	88.64	88.64	88.64	88.64
Esbeltez adimensional - y	λmed,y	-	4.1762	3.7865	3.4599	3.0799	2.7596	2.5179	2.2997	2.0906
Esbeltez adimensional - z	λmed,z	-	1.0780	0.9737	0.8976	0.7996	0.7208	0.6802	0.6371	0.6113
Curva de pandeo del perfil										
Coefficiente de imperfección - y	a	αy	-	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
Coefficiente de imperfección - z	b	αz	-	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
		φy	-	9.638	8.045	6.828	5.545	4.576	3.913	3.365
		φz	-	1.230	1.106	1.021	0.922	0.848	0.813	0.777
Coefficiente de reducción - y		χy	-	0.0546	0.0660	0.0787	0.0985	0.1215	0.1447	0.1718
Coefficiente de reducción - z		χz	-	0.5485	0.6138	0.6627	0.7247	0.7718	0.7948	0.8313
Coefficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales a inestabilidad										
	YM1	-	1	1	1	1	1	1	1	1
	Mh		64675	65583	66502	67673	69017	70312	72001	73585
	Ms (Z)		-45956	-46664	-47407	-48438	-49627	-50850	-52394	-54102
	ψ * Mh		-1413.2	-1431.2	-1449.9	-1475.6	-1505.2	-1535.4	-1573.7	-1615.3
	ψ		-0.0219	-0.0218	-0.0218	-0.0218	-0.0218	-0.0218	-0.0219	-0.0220
	αs		-1.407	-1.405	-1.403	-1.397	-1.391	-1.383	-1.374	-1.360
carga uniforme (-1 ≤ αs < 0) ; (-1 ≤ ψ < 0)	Cmz	-	1.228	1.227	1.224	1.220	1.215	1.208	1.202	1.190
	Azz	-	1.324	1.252	1.203	1.163	1.134	1.115	1.100	1.087
	kyz	-	0.976	0.921	0.884	0.851	0.827	0.808	0.793	0.777
	kzz	-	1.626	1.536	1.473	1.418	1.378	1.347	1.321	1.294
Comprobación pandeo a compresión + flexión										
Esfuerzo de ANSYS	COMPy	-	2.8564	2.0543	1.5026	1.0494	0.7466	0.5543	0.4164	0.3105
	FLEX	-	1.3009	0.9591	0.7258	0.5369	0.4097	0.3189	0.2526	0.1971
	COMPy+FLEX		4.16	3.01	2.23	1.59	1.16	0.87	0.67	0.51
			No cumple	Cumple	Cumple	Cumple				
	COMPz	-	0.2842	0.2210	0.1783	0.1426	0.1176	0.1009	0.0875	0.0767
	FLEX	-	2.1682	1.5985	1.2096	0.8948	0.6828	0.5315	0.4210	0.3284
	COMPz+FLEX		2.45	1.82	1.39	1.04	0.80	0.63	0.51	0.41
			No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
			No cumple	Cumple	Cumple	Cumple				

13 DETALLES DEL TECHO FLOTANTE INTERNO

El uso de techo flotante reduce eficazmente las pérdidas de vapor debidas a cambios en las condiciones climáticas y durante las operaciones de llenado y descarga del tanque. Estas pérdidas son particularmente relevantes cuando se almacenan productos con compuestos orgánicos volátiles en tanques con alto número de ciclos de llenado y descargan.

13.1 Principios del techo flotante

El techo flotante es una estructura metálica circular construido con una flotabilidad tal que es capaz de mantenerse sin hundirse en la parte superior de producto almacenado, tanto en un tanque con techo fijo cerrado como en uno abierto. Debido a los límites de precisión en la construcción de grandes estructuras circulares, el diámetro general de los techos flotantes es generalmente unos 400 mm más pequeño que el diámetro interno del tanque, permitiendo así que se eleve y caiga sobre el producto sin necesidad de atar el techo flotante al techo fijo, como ocurre con los pistones en los cilindros. El hueco entre el borde exterior del techo flotante y la parte interna de la virola es estanco por medio de un sistema flexible de sellado. Este sellado puede servir también para centrar la posición del techo flotante en el tanque.

Hay dos tipos de techos flotantes:

- a) Techo flotante externo: el techo descansa sobre el producto en un tanque abierto por arriba y el techo está expuesto a los elementos meteorológicos.
- b) Techo flotante interno: el techo flota sobre el producto dentro de un tanque con un techo fijo. El techo y el producto en estos arreglos están protegidos de la caída de lluvia y nieve, y también del efecto del viento. El hecho de tener esta protección hace que este tipo de techos flotantes suelen ser de construcción mucho más liviana, usando incluso materiales como aluminio o plástico. Además, en el sello en los bordes no tiene que ser tan robusto y están frecuentemente hechos de espuma de poliuretano de célula cerrada flexible, formando un sello tipo limpiaparabrisas donde la punta del sello está por encima del borde cuando el techo desciende y se desplaza por debajo del borde a medida que el techo asciende.

La selección de materiales de construcción para servicios concretos tiene que ser considerada cuidadosamente, sobre todo usando aluminio, donde la aparición inesperada de trazas de corrosión en el producto puede causar daños serios en los componentes del techo.

Los techos internos flotan directamente sobre el producto y, por lo tanto, no hay espacio para vapor, o bien, la membrana de sellado se lleva por encima del producto con pontonas, resultando un espacio de vapor confinado. Una gran ventaja del uso de techo flotante es que la probabilidad de una explosión o fuego en este espacio es improbable, ya que el vapor saturado será demasiado rico para soportar la combustión.

Asegurar la continuidad eléctrica entre la cubierta y el tanque es muy importante para permitir que las cargas de electricidad estática que se transmiten a la cubierta del producto sean liberadas de forma segura. Todas las superficies conductoras o mediante cables flexibles de hilos múltiples unidos a la parte superior de la superficie de la cubierta y al techo fijo o a la virola.

Una cuestión relevante en el uso de techo flotantes interno es que el espacio libre sobre el techo debe ser adecuadamente ventilado para prevenir una acumulación de vapor débil potencialmente explosivo mezclado con aire. Esto se consigue disponiendo de estaciones de venteo alrededor de la periferia del techo junto con un venteo en la corona del techo. Estos venteos favorecen la regeneración de este espacio mediante la acción del viento.

El uso de la capacidad del tanque se rige por el límite de recorrido del techo dentro del tanque:

- El nivel más bajo está pensado para que el techo no llegue a alcanzar ninguna tubería en el fondo ni cualquier accesorio de las virolas que sobresalga interiormente en el tanque. Esto se conoce como

posición baja del techo.

- Asociado a fines de mantenimiento, se define el nivel alto libre. El personal requerirá acceso a la parte inferior del techo a través de la boca de hombre de la virola, porque debe mantenerse una altura mínima de 2 metros para registro.
- El límite superior se rige por el tipo de estructura de techo y/o la profundidad de los soportes o escuadras en las virolas superiores que soportan la estructura del techo fijo. Los tanques de gran diámetro que tengan una estructura del techo fijo en celosía que se extienda por debajo del nivel de la parte superior de la virola pueden reducir significativamente el volumen utilizable.

Estas cubiertas internas son generalmente diseños patentados y así que todo el trabajo del diseño lo realiza el fabricante específico. Por lo general, se diseñan de manera que todos los componentes se pueden pasar a través de una boca de hombre de 24 "(610 mm) de diámetro, lo que les permite adaptarse a los tanques existentes.

13.2 Tipos de techos internos flotante

Para el almacenamiento de un producto volátil como la gasolina se opta por un diseño de techo interno flotante. A continuación, se explican brevemente algunas tipologías concretas de techo flotante, pudiendo ser mezcladas las filosofías de diseño de cada punto.

13.2.1 Techo panorámico

El techo panorámico consiste en una membrana circular, que flota sobre el producto, con una placa vertical en el borde exterior sobre la que el sello se monta. Este tipo de techos tiende a hundirse durante el chapoteo (sloshing) o en la aplicación de del sistema contraincendios de agua o espuma, ya que no dispone de ningún compartimento estanco para la flotabilidad. Las fugas en el techo pueden originar el vuelco y el hundimiento del mismo. Por ello, a pesar de tener una construcción muy económica, las desventajas de su operación hacen que se raramente empleado.

13.2.2 Techo compartimentado abierto por arriba

Disponen de compartimentos sin tapa superior distribuidos perimetrales en el techo para mejorar la flotabilidad. Estos techos están en contacto permanente con el producto y se construyen típicamente en acero.

13.2.3 Techo con pontona metálica

Estos techos están compuestos de pontonas, o compartimentos huecos independientes, dispuestos perimetralmente, que sectorizan el producto en caso de fuga. Junto a la matriz circular que forman estas pontonas hay una chapa delgada de metal que forma la barrera para el vapor. El contacto con el producto es pleno.

Un diseño alternativo a este se obtiene de colocar la chapa metálica tanto arriba como abajo, evitando el drenaje de fugas sobre la cubierta más baja.

13.2.4 Techos sobre flotadores

Estos techos consisten en un número de tramos rectos de flotadores tubulares de aluminio o inoxidable dispuestos en un anillo barriendo área del techo con filas paralelas de pontonas que se conectan desde un lado del anillo al otro. Las filas de pontonas se conectan entre si mediante secciones extruidas de aluminio.

La chapa central se dispone unos 150/200 mm sobre el nivel del producto y el hueco es sellado en el perímetro del techo con una placa vertical en el borde cuyo punto más bajo se encuentra inmerso en el producto. El hueco entre el borde del techo y la virola se sella con una pieza flexible tipo limpiaparabrisas.

13.2.5 Techo de panel de abejas

Este tipo de tanque se construye a base de paneles de aluminio o plástico consistentes en una chapa superior y otra inferior separadas por una matriz de células internas o panel de abeja. Los paneles suelen tener un espesor

de entre 25 y 80 milímetros y están conectados entre sí mediante secciones extruidas. Esta modalidad de techo flotante es propensa a que los paneles superior o inferior se separen de la matriz de células internas o panel de abejas, pero tienen la gran ventaja de poseer una flotabilidad inherente natural, por ello la flotabilidad de diseño se basa en la pérdida de dos módulos completos cualesquiera, y no en la matriz de células.

Puede sufrir pinchazos sin pérdida de flotabilidad, pero su ligero diseño constructivo puede ser dañado por turbulencias debidas a corrientes parásitas de aire que provengan de la tubería de llenado.

Un inconveniente en este formato de techo es que los paneles perforados que son contaminados con producto, pueden retener líquido, haciendo que el tanque drene cuando está fuera de servicio. Esto dificulta la operación de liberación del gas para las tareas de mantenimiento hasta que los paneles dañados son identificados y quitados del tanque.

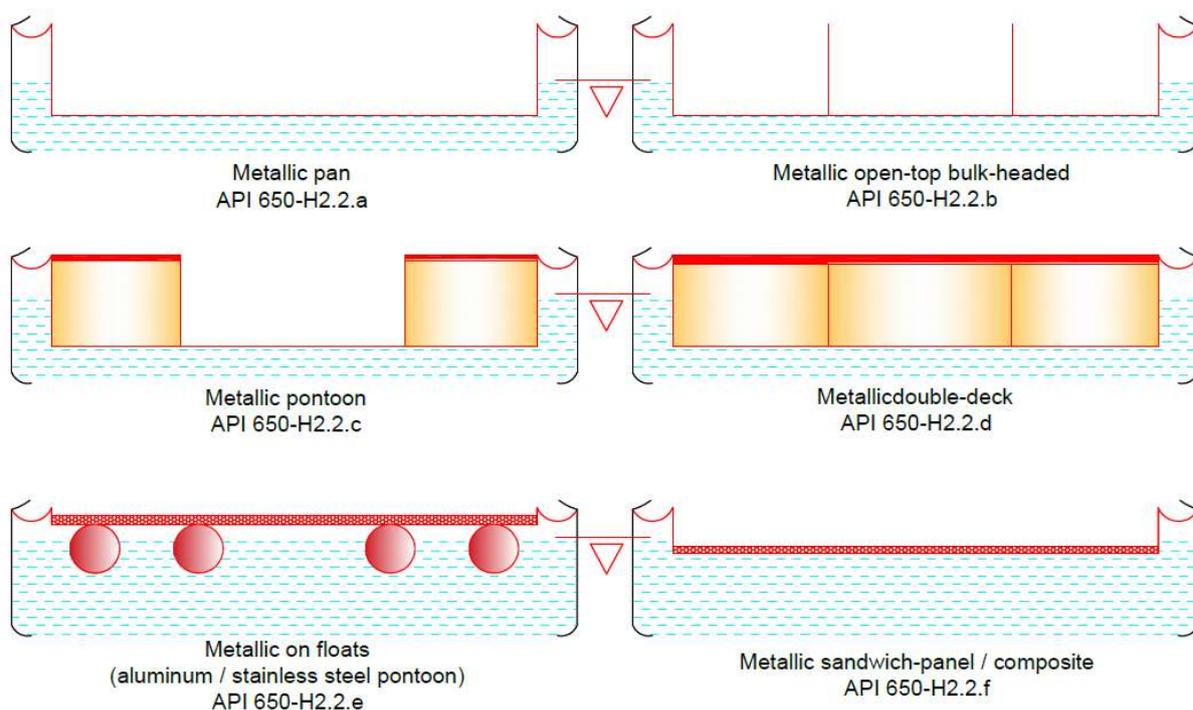


Figura 13-1. Diferentes tipos de techos flotantes internos.

13.3 Espesores mínimos de material

Dependiendo del material de uso en el techo flotante, los espesores mínimos sin tener en cuenta el efecto de la corrosión serán:

- Acero: 4,8 mm cuando hay contacto con el vapor o líquido. En cualquier otro caso, adoptar al menos 2.5 mm.
- Aluminio: en cubiertas y recubrimiento usar 0.5 mm. Para flotadores, 1.2 mm. En los módulos de paneles sándwich, en el material del núcleo debe ser al menos 25mm y en el cerramiento, 0.41 mm.
- Inoxidable: para recubrimiento, 0.46 mm como mínimo. En flotadores, 1.2 mm.

13.4 Sello periférico

El sello periférico cubre el espacio anular existente entre la cubierta del techo flotante y la virola. Estos sellos deben ser capaz de ajustar +/- 100 mm de desviación local entre techo flotante y la virola. Para evitar posibles choques del techo con la virola cuando el sello vence y permite ajustes de mayores a lo establecido, en la parte baja del borde externo del techo flotante se coloca una barra parachoques con el borde redondeado.

Cuando el techo dispone de dos dispositivos de sellado, uno encima del otro, se considera como sello primario el que se instale en la posición más baja. Los tipos de sellos primarios pueden clasificarse como sigue:

- Sello de llanta dispuesto en el líquido: es un sello primario colocado en una posición tal que el fondo de la junta esta normalmente en contacto con la superficie de líquido almacenada. Este sello puede ser una espuma flexible o líquido contenido en una envoltura de tela. Las juntas circunferenciales en los sellos periféricos dispuestos en líquido deben ser impermeables a los líquidos.

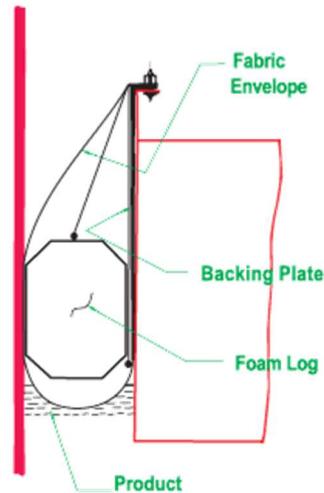


Figura 13-2. Junta de llanta dispuesta en líquido.

- Sello de llanta dispuesta sobre vapor: es un sello periférico colocado en una posición tal que normalmente no entra en contacto con la superficie del líquido almacenado. Los sellos periféricos dispuestos en vapor pueden incluir juntas de relleno elástico y cierres de cepillo flexibles (tipo limpiaparabrisas). Este último elemento es un sello de llanta que utiliza una cuchilla o punta de un material flexible (tal como caucho extruido o caucho sintético) con o sin un paño o malla de refuerzo.

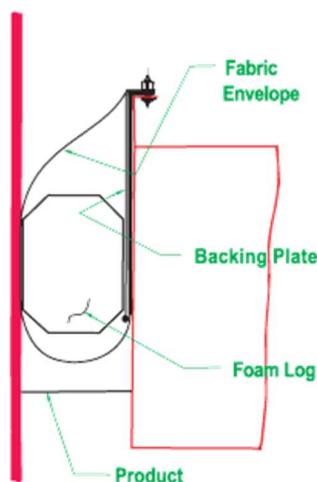


Figura 13-3. Junta de llanta dispuesta sobre vapor.

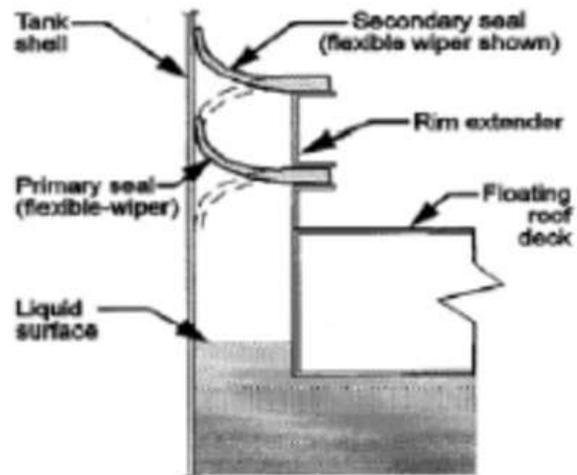


Figura 13-4. Junta tipo limpiaparabrisas.

- Zapato mecánico (zapato metálico): se trata de un sello periférico que utiliza una banda metálica de calibre ligero como el contacto deslizante con la virola y un cierre de tela para cerrar el espacio anular entre la banda metálica y el borde de la cubierta de tejado flotante. La banda se forma típicamente como una serie de hojas (zapatas) que se solapan o se unen entre sí para formar un anillo y se sostienen contra la virola mediante una serie de dispositivos mecánicos.

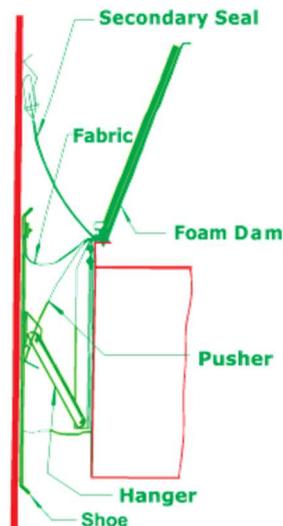


Figura 13-5. Zapato mecánico.

Los materiales y el espesor a usar dependen del fluido a almacenar y el tipo de servicio del tanque. La siguiente tabla recoge algunos materiales típicamente usados en función del producto almacenado:

Fluido almacenado	Material de sellado
Crudo	Fluoropolímeros, uretano, nitrilo
Productos refinados	Fluoropolímeros, uretano, uretano laminado, fluoroelastómetos, Buna-N-vinilo
Mezclas de gasolina / Metil-butyl-eter	Fluoropolimeros o nitrilo

Tabla 13-A. Materiales de sellado.

13.5 Geometría del diseño

La tipología que se desarrolla para el diseño del techo flotante interno será del tipo pontona con cubierta única. La geometría del perfil de la pontona será un trapecio formado por los bordes internos y externos paralelos a la pared de la virola, unidos por la placa superior e inferior:

- La placa superior tiene una pendiente dispuesta de tal manera que cualquier condensado que se deposite sobre ella tiende a ser drenado hacia la cubierta central.
- En la placa inferior, la pendiente dada orienta las gotas de producto en un vaciado del tanque hacia la esquina inferior del borde exterior de la pontona, siendo la primera parte en contacto con el producto en un llenado.
- El borde exterior se prolonga sobre la placa superior para montar el ensamblado del sello del tanque. Para rigidizar este elemento, se coloca un perfil angular en la coronación del mismo.
- El borde interior es la pieza más gruesa del conjunto de la pontona, ya que será la encargada de absorber los esfuerzos de flexión y de diafragma transmitidos por la cubierta central. El acople entre ambos

elementos se produce mediante una placa soporte soldada perpendicularmente al borde interno.

Para evitar posibles choques del techo flotante con la virola cuando el sello vence y permite ajustes mayores a los +/- 100 mm establecidos, en la parte baja del borde externo del techo flotante se coloca una barra parachoques con el borde redondeado.

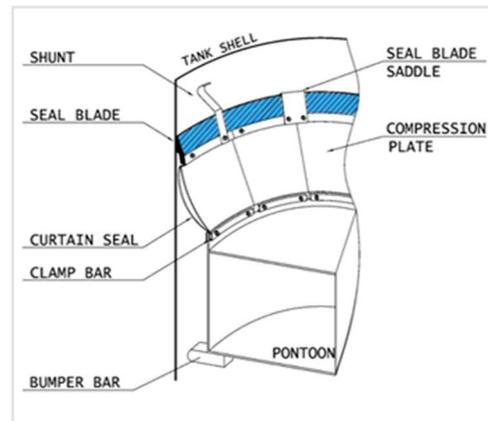
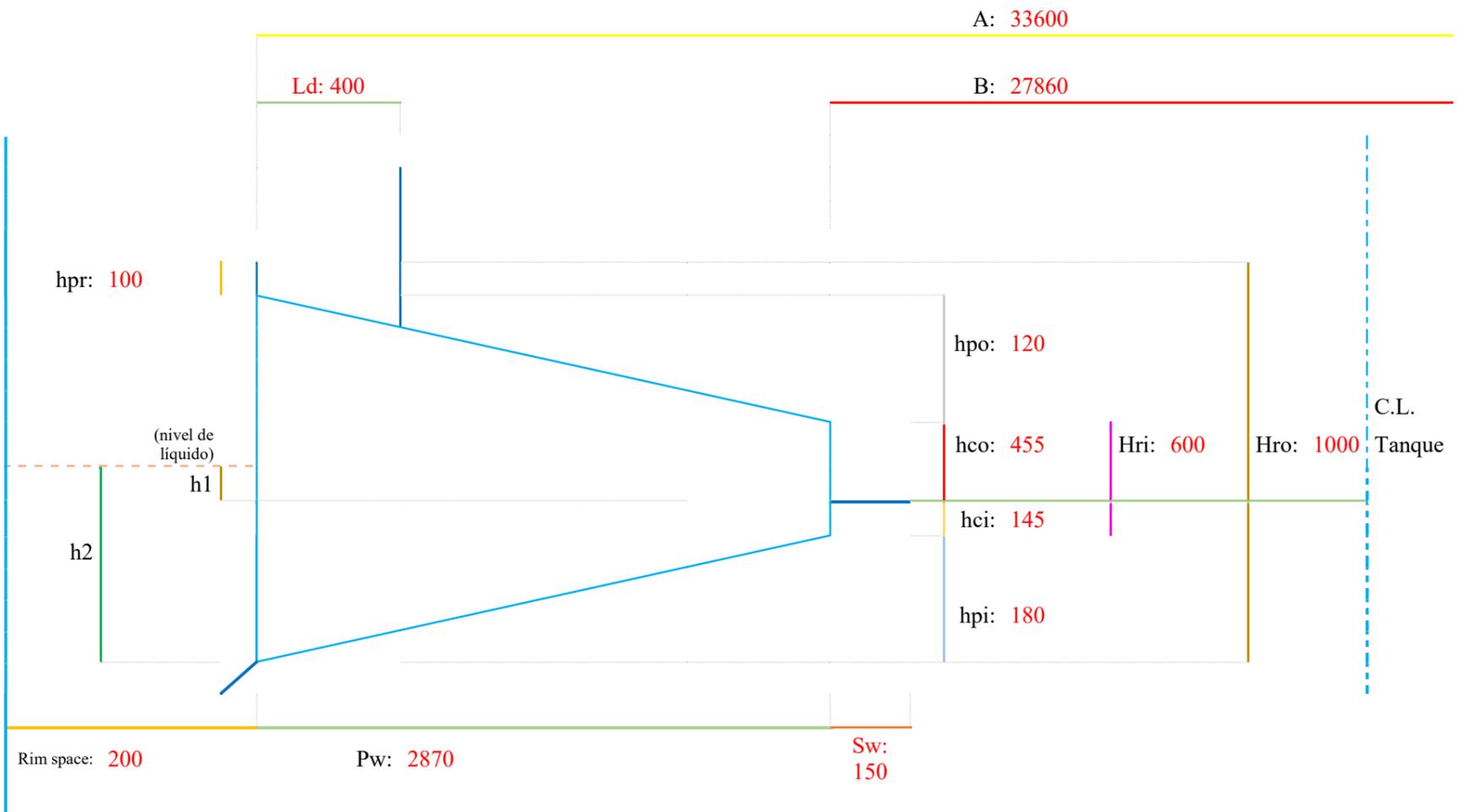


Figura 13-6. Ubicación de la barra parachoques en el borde exterior del techo flotante.

La barrera para la espuma es una pequeña placa de acero de espesor soldadas en la placa superior de la pontona a poca distancia del ensamblado del sello. Para dar una protección contra el fuego efectiva, la altura de la barrera debe quedar situada por encima del punto más alto del sello para que la espuma inyectada cubra completamente el espacio del sello. Para darle rigidez al conjunto, se coloca un perfil angular a lo largo del borde superior de la barrera, y un perfil de compresión que soporte la barrera colocado a 30° respecto a la vertical.

13.6 Cálculos - Techo flotante (Detalles)



Datos del tanque y del techo flotante - Detalles

Tipo de techo	<i>Techo flotante interno - tipo pontona de cubierta única</i>		
Producto almacenado	Fuel Oil		
Diámetro interno del depósito	Di	34000 mm	
Altura del depósito hasta el bordillo del techo	Ht	25000 mm	
Espacio entre virola y borde del pontón	Rim	200 mm	
Grado del material	A 36		
Límite elástico mínimo	Fy	250 Mpa	
		2547.5 kg/cm ²	
Esfuerzo admisible de flexión para la placa	= 2/3 * Fy	Fb	1698.3 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero		E	199000 Mpa
			2027810 kg/cm ²
Coefficiente de Poisson		v	0.3 -
Densidad Acero		ρ _{Steel}	7850 kg/m ³
Número de compartimentos (bulkheads)	nc	24 ud.	
Ancho de la pontona	Pw	2870 mm	
Ancho del compartimento (bulkhead)	= Pw - (Ti+To)	BHw	2850 mm
Altura del borde interior	Hri	600 mm	
Altura del borde exterior	Hro	1000 mm	
Altura del borde exterior más allá del pontón	hpr	100 mm	
Diferencia de altura entre los puntos bajos del borde interno y externo de la pontona	hpi	180 mm	
Altura desde la cubierta central hasta el contorno interno inferior	hci	145 mm	<i>Flotabilidad</i>
Altura desde la cubierta central hasta el contorno interno superior	= Hri-hci	hco	455 mm
Diferencia de altura entre los puntos altos del borde interno y externo de la pontona	= Hro-hpi-Hri-hpr	hpo	120 mm
Longitud de la placa inferior del pontona	= (Pw ² +hpi ²) ^{0,5}	Lpi	2876 mm
Longitud de la placa superior del pontona	= (Pw ² +hpo ²) ^{0,5}	Lpo	2873 mm
Ángulo de la placa inferior de la pontona	= arctg (hpi/Pw)	β _{pb}	0.06264 rad
Ángulo de la placa superior de la pontona	= arctg (hpo/Pw)	β _{pt}	0.04179 rad
Altura de la barrera para espuma	Fd	700 mm	
Distancia entre el borde exterior y la barrera para la espuma	Ld	400 mm	
Espesor de la placa de soportado de la cubierta	Sw _t	12 mm	
Espesor del borde interior	Ti	12 mm	
Espesor del borde exterior	To	8 mm	

Espesor de la placa de la cubierta		t	6.6 mm	
Espesor de la placa de fondo del pontona		tb	6.6 mm	
Espesor de la placa superior de la pontona		tp	6 mm	
Espesor de los compartimentos (bulkhead)		tc	6 mm	
Espesor de la barrera para espuma		Fdt	6 mm	
Ancho de la placa de soportado de la cubierta		Sw	150 mm	
Diámetro externo de la pontona	= $D_i - 2 * R_{im}$	A	33600 mm	
Diámetro interno de la pontona	= $A - 2 * P_w$	B	27860 mm	
Radio externo de la pontona	= $A/2$	Ro	16800 mm	
Radio interno de la pontona	= $B/2$	Ri	13930 mm	
Radio medio de la pontona	= $(R_o + R_i) / 2$	Rm	15365 mm	
Radio de la barrera para espuma	= $R_o - L_d$	Rd	16400 mm	
Nº perfiles de compresión en la barrera para espuma	= $2\pi * R_d / l_{min}$	ncd	72 uds	Nº entero superior
Separación máxima		l_min	1450 mm	
Longitud real del perfil	= $(3/4 * F_d) / \cos 30^\circ$	lcd	606 mm	

Peso del pontona y accesorios

Rigidizador de la barrera para espuma	L 50x5*	Wfds	3.77 kg/m	
Rigidizador radial del pontón	L 60x6*	Wprs	5.42 kg/m	
Nº parejas por compartimento	= nrdb	nprs	2 pareja/s	
Rigidizador circunferencial del pontón	L 60x6*	Wpcs	5.42 kg/m	
Nº parejas por compartimento	= ncrd	npcs	1 pareja/s	
Angular para la coronación del borde exterior	L 50x5*	Wra	3.77 kg/m	
Peso unitario del sello, incluyendo la fricción que genera		Wfr	50 kg/m	
Peso de la barra parachoques (150 x 50 x 15mm)	= $(h * b * t) * \rho_{Steel}$	Wbb	0.88 kg	
Borde interior	= $\pi * B * H_{ri} * T_i * \rho_{Steel}$		4947 kg	
Borde exterior	= $\pi * A * H_{ro} * T_o * \rho_{Steel}$		6629 kg	
Angular de coronación del borde exterior	= $\pi * A * W_{ra}$		398 kg	
Placa superior de la pontona	= $2\pi * R_m * L_{po} * t_p * \rho_{Steel}$		13062 kg	
Placa inferior de la pontona	= $2\pi * R_m * L_{pi} * t_b * \rho_{Steel}$		14383 kg	
Placa de soportado de la cubierta	= $\pi * B * S_w * S_{wt} * \rho_{Steel}$		1237 kg	
Compartimentos (bulkheads)	= $nc * B * H_w * (H_{ro} - h_{pr} + H_{ri}) / 2 * t_c * \rho_{Steel}$		2416 kg	
Barrera para espuma	= $2\pi * R_d * F_d * F_{dt} * \rho_{Steel}$		3397 kg	
Angular perimetral en la barrera y perfiles de compresión	= $[(2\pi * R_d) + (ncd * lcd)] * W_{fds}$		553 kg	
Barras parachoques	= $nc * W_{bb}$		21 kg	
Rigidizadores radiales del pontón	= $(L_{pi} + L_{po}) * W_{prs} * n_{prs} * nc$		1495 kg	
Rigidizadores circunferenciales del pontón	= $2\pi * (R_i + CDG_p) * 2 * W_{pcs}$		1047 kg	
Soportes de apoyo			2285 kg	Soportes IFR
Aparejos del techo			1800 kg	(supuestos)
Sellos y carga friccional	= $\pi * A * W_{fr}$		5278 kg	
Angular para la coronación del borde exterior	= $\pi * A * W_{ra}$		398 kg	
Misceláneos			1200 kg	(supuestos)
Peso total del pontón y accesorios		Wp	60546 kg	

Peso de la cubierta y accesorios

Placa central de la cubierta	= $\pi * R_i^2 * t * \rho_{Steel}$		31584 kg	
Soportes de apoyo			2616 kg	Soportes IFR
Escalera de rodadura			0 kg	
Bocas de hombre			1000 kg	(supuestos)
Sistema de drenaje del techo			2000 kg	(supuestos)
Válvulas de alivio de presión			500 kg	(supuestos)
Misceláneos			1500 kg	(supuestos)
Peso total de la cubierta y accesorios		Wd	39200 kg	

Peso total bruto del techo flotante	= $W_p + W_d$	Wf	99747 kg
-------------------------------------	---------------	----	----------

14 FLOTABILIDAD Y ESTABILIDAD DEL TFI

14.1 Flotabilidad

El cálculo del diseño de los techos flotantes internos se basará en el valor mínimo entre la gravedad específica del producto y 0,7. La flotabilidad necesaria debe soportar al menos dos veces su peso propio, incluyendo el peso de los compartimientos de flotación, sellos y otros componentes, añadiendo flotabilidad adicional para vencer la fricción en el llenado entre el sello periférico y el sello de los elementos que atraviesen el techo, tales como cables centradores, medidores de fondo u otros.

Cualquier tipología con compartimiento de flotabilidad independientes debe ser capaz de flotar sin daños con dos cualesquiera de sus de compartimientos perforados e inundados. Cuando el diseño incluye una cubierta central abierta (tipo 13.2.3), la flotabilidad debe garantizarse con dicho elemento perforado. En tanques cuyo diámetro en inferior a 6 metros, la comprobación puede reducirse al fallo de un solo compartimiento.

El criterio para determinar la altura de la cubierta central respecto a la pontona será que, en condiciones normales de flotabilidad, la cara baja de la cubierta central siempre esté en contacto con el producto. Un metro cuadrado del espesor de la cubierta central desplazará un volumen de un metro cuadrado de fluido con una altura, d_{dp} , igual a:

$$d_{dp} = \frac{t^* \rho_s^* 1m^2}{\rho_p^* 1m^2} \quad (1.163)$$

El volumen de líquido desplazado por la pontona, Vol_p , resulta de dividir su peso de la pontona, W_p , entre la densidad del producto. Para calcular el nivel de flotación de este elemento sobre la esquina inferior del borde interno de la pontona, d_{pp} , se le resta a dicho volumen la parte que ocupa la cuña inferior de la pontona, Vol_3 , y se divide entre el área efectiva de empuje que forma la corona circular definida por los bordes externos e internos de la pontona.

$$Vol_p = W_p / \rho_p \quad (1.164)$$

$$d_{pp} = \frac{Vol_p - Vol_3}{\pi^*(A^2 - B^2) / 4} \quad (1.165)$$

El nivel de equilibrio del fluido en el caso de la placa de la cubierta y en el caso de la pontona en el mismo, por lo que la diferencia de altura entre ambas proporciona la distancia entre la esquina inferior del borde inferior interno y ubicación de la cubierta central:

$$h_{ci} = d_{pp} - d_{dp} \quad (1.166)$$

Con la ubicación de la cubierta central, el estudio de la flotabilidad se dividirá en cuatro casos:

14.1.1 Techo flotando bajo condiciones normales

Según el principio de Arquímedes, el volumen de líquido desplazado por un sólido sumergido en un fluido es igual a la masa del sólido entre la densidad del fluido, o lo que es lo mismo, todo cuerpo sumergido total o parcialmente en un fluido en reposo experimenta una fuerza de empuje hacia arriba que es igual al peso del volumen del fluido de desaloja.

En este caso, el volumen de fluido desplazado, V_{d1} , es igual la masa de techo flotante en este primer caso, W_{r1} , dividido entre la densidad de diseño del producto, ρ_p :

$$V_{d1} = \frac{W_{r1}}{\rho_p} \quad (1.167)$$

Estableciendo como línea de referencia la posición horizontal de la cubierta central, parte del fluido quedará bajo la línea de referencia, y el volumen restante quedará sobre ella. El volumen de fluido bajo la referencia, V_{br} , es igual al volumen de pontona sumergida, compuesto de la cuña inferior y la parte rectangular correspondiente.

$$V_{br} = (A_p * h_{ci}) + Vol_3 \quad (1.168)$$

donde:

$$A_p = \frac{\pi * (A^2 - B^2)}{4}, \text{ es el área proyectada de la corona circular que forma la pontona.}$$

Este valor, V_{br} , debe descontarse del volumen de fluido desplazado para obtener la altura que el fluido alcanza por encima de la línea de referencia, h_1 :

$$h_1 = \frac{V_{d1} - V_{br}}{A_{fr}} \quad (1.169)$$

donde:

$$A_{fr} = \frac{\pi * A^2}{4}, \text{ es el área proyectada del techo flotante.}$$

La comprobación de flotabilidad se hace comparando el nivel que el líquido alcanzado, medido desde la esquina inferior del borde exterior, h_2 , contra la altura física de este borde, H_{ro} .

$$h_2 = h_{pi} + h_{ci} + h_1 < H_{ro} \quad (1.170)$$

14.1.2 Techo flotando bajo condiciones normales duplicando el peso muerto del techo

Esta segunda comprobación es idéntica al caso anterior, multiplicando el valor de la masa del techo por partida doble:

$$W_{r2} = W_{r1} * 2 \quad (1.171)$$

14.1.3 Techo flotando con dos compartimentos perforados

Para esta comprobación, el volumen de fluido desplazado es el mismo del caso 1, ya que la masa del techo flotante es la misma:

$$V_{d3} = V_{d1} \quad (1.172)$$

Suponiendo que dos compartimentos están perforados y han perdido su capacidad de flotabilidad, el volumen efectivo de pontona sumergida bajo la línea de referencia será proporcional al del caso 1:

$$V_{pe} = V_{br} * \frac{n_c - 2}{n_c} \quad (1.173)$$

En este caso, para el cálculo de la altura que el fluido alcanza por encima de la línea de referencia, h_1 , el área proyectada sobre la que el fluido ejerce el empuje no tendrá en cuenta los dos compartimentos perforados:

$$h_1 = \frac{V_{d3} - V_{pe}}{A_{pe} + A_d} \quad (1.174)$$

donde:

$A_{pe} = A_p * \frac{n_c - 2}{n_c}$, es el área proyectada de la corona circular parcial que forma la pontona con 2 compartimentos fuera de servicio.

$A_d = \frac{\pi * B^2}{4}$, es el área proyectada de la cubierta central.

14.1.4 Techo flotando con la cubierta central y dos compartimentos perforados

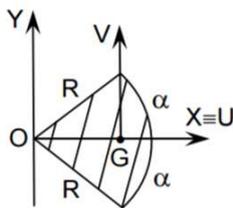
Para esta comprobación se toman los mismos parámetros del caso 3, con $V_{d4} = V_{d1}$, descontado del área de empuje la cubierta central. El nivel calculado se considera un valor medio. El peor caso de estudio se detalla en el siguiente apartado, donde los dos compartimentos con falla están contiguos y la sumersión en esa zona es máxima:

$$h_1 = \frac{V_{d4} - V_{pe}}{A_{pe}} \quad (1.175)$$

14.2 Estabilidad

Adicionalmente a lo establecido en el apartado anterior, tanto cuando flota como cuando está soportado sobre sus patas de apoyo, el diseño del techo debe ser capaz de soportar con seguridad, y sin permitir que el producto rebose por la cubierta, una carga equivalente a la de al menos dos hombres caminando por cualquier sitio del techo (2200 N sobre un área de 0,1m²), garantizando con seguridad las labores de mantenimiento.

El escenario más desfavorable para comprobar la estabilidad al vuelco del techo flotante se produce cuando los dos compartimentos de la pontona son contiguos. Las propiedades geométricas de la pontona efectiva se obtienen de la superposición de dos sectores circulares, donde:



$$\begin{aligned} A &= R^2 * \alpha \\ \bar{x} &= \frac{2 * R * \text{sen} \alpha}{3 * \alpha} \\ \bar{y} &= 0 \\ I_y &= \frac{(2 * \alpha + \text{sen} 2\alpha)}{8} * R^4 \end{aligned}$$

Figura 14-1. Sector circular.

Estableciendo equivalencias, $\beta = 360 / n_c$, sería el ángulo barrido por un compartimento, y $\phi = 2 * \beta$ el ángulo de pontona fuera de servicio. Sus propiedades geométricas resultan como:

$z = \frac{[2 * \text{sen}(\pi - \phi / 2)]}{3 * A_{pe}} * (R_o^3 - R_i^3)$: posición del centro de gravedad respecto al eje y (perpendicular a los compartimentos pinchados).

$I_{yy} = \frac{[2\pi - \phi + \text{sen}(2\pi - \phi)]}{8} * (R_o^4 - R_i^4)$: momento de inercia respecto al eje y-y en el centro geométrico del techo.

$I_{xx} = I_{yy} + (A_{pe} * z^2)$: momento de inercia desplazado al eje paralelo a y-y que pasa por el centro de gravedad del conjunto.

La comprobación de vuelco ante las cargas excéntricas se evalúa en el centro geométrico del techo. El momento estabilizador estará originado por el peso propio del techo, causando un momento de alineación, $M_L = W_f * z$, que debe ser mayor que los momentos de vuelco originados por las cargas excéntricas, M_T . Este momento de

vuelco está compuesto por la suma de los siguientes factores:

- Momento provocado por la porción de cubierta central que barre el ángulo de los dos compartimentos actuando sobre el perímetro de la cubierta.

$$M_d = \frac{W_d}{(n_c / 2)} * R_i \quad (1.176)$$

- Momento provocado por la pérdida de dos compartimentos de la pontona, actuando en el radio medio del techo flotante.

$$M_p = \frac{W_p}{(n_c / 2)} * R_m \quad (1.177)$$

- Momento provocado por dos hombres andando sobre los compartimentos con falla. Se estima una carga puntual de 2,2 kN sobre 0,1 m².

$$M_p = 2,2kN * R_o \quad (1.178)$$

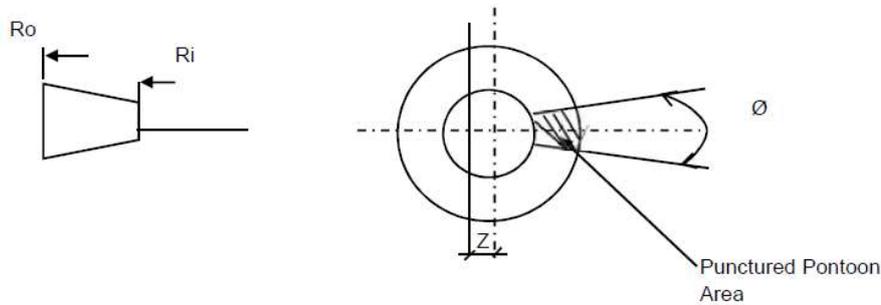


Figura 14-2. Área pinchada de la pontona.

Cumpliendo la siguiente ecuación se garantiza la estabilidad del techo flotante considerando el efecto de dos compartimentos y la cubierta central pinchados:

$$M_T = M_d + M_p + M_m < M_L \quad (1.179)$$

En este escenario de fallo en dos compartimentos contiguos, el nivel adicional sumergido de techo flotante por el lado pinchado, d_1 , y la profundidad reducida por el lado opuesto, d_2 , se calcula como sigue para comprobar que el producto no se desborda por el borde exterior.

$$d_1 = \frac{M_L * (R_o + z)}{I_{xx} * \rho_p} \quad (1.180)$$

$$d_2 = \frac{M_L * (R_o - z)}{I_{xx} * \rho_p} \quad (1.181)$$

$$h_{pi} + h_{ci} + h_1 + d_1 = h_2' < H_{ro} \quad (1.182)$$

Por otro lado, para comprobar si la altura libre, H_{f_TFI} , entre el máximo nivel de líquido y la junta virola-techo fijo es suficiente para alojar el techo flotante sin interferencia, puede compararse con la geometría de la pontona por encima de la cubierta central, añadiéndole el valor d_2 de cuando el techo gira por tener inefectivos dos compartimentos y la cubierta central. Esta comprobación es conservadora ya que no tiene en cuenta el asentamiento del techo flotante sobre el fluido:

$$H_{_TFI} = h_{co} + h_{po} + (F_d - L_d * tg(\beta_{pt})) + d_2 < H_{f_TFI} \quad (1.183)$$

14.3 Cálculos - Flotabilidad y estabilidad

Cálculos de flotabilidad			
Gravedad específica			API 650, App H, Sec H.4.2.1.1
Agua para prueba		ρ_w	1 - 1000 kg/m ³
Producto almacenado		ρ_1	0.7835 -
Valor según API650, app H		ρ_2	0.7 -
Densidad de diseño	=min (ρ_1, ρ_2) *1000	ρ_p	700 kg/m ³
Densidad del acero		ρ_s	7850 kg/m ³
Cargas de diseño			
Peso total del pontón y accesorios		W_p	60546 kg
Peso total de la cubierta y accesorios		W_d	39200 kg
Peso muerto del techo flotante	= $W_p + W_f$	W_f	99747 kg
Volumen de la pontona			
	= $Vol_1 + Vol_2 + Vol_3$	Vol_{pon}	209.10 m ³
Cuña superior: 1	= $2\pi * R_{cdg1} * (h_{po} * P_w) / 2$	Vol_1	17.14 m ³
Distancia desde el centro del tanque al CDG1	= $B/2 + P_w * 2/3$	R_{cdg1}	15843 mm
Rectángulo central: 2	= $2\pi * R_{cdg2} * (H_{ri} * P_w)$	Vol_2	166.24 m ³
Distancia desde el centro del tanque al CDG2	= $B/2 + P_w * 2/3$	R_{cdg2}	15365 mm
Cuña inferior: 3	= $2\pi * R_{cdg3} * (h_{pi} * P_w) / 2$	Vol_3	25.71 m ³
Distancia desde el centro del tanque al CDG3	= $B/2 + P_w * 2/3$	R_{cdg3}	15843 mm
Profundidad de flotación del espesor de la cubierta central (1m2)	= $(t * \rho_s * 1) / \rho_p$	ddp	74 mm <i>En producto</i>
Volumen de producto desplazado por la pontona	= W_p / ρ_p	Vol_p	86.49 m ³ <i>En producto</i>
Profundidad de flotación de la pontona (desde la esquina inferior interna)	= $(Vol_p - Vol_3) / [\pi * (A^2 - B^2) / 4]$	dpp	219 mm <i>En producto</i>
Diferencia entre los niveles en la pontona y en la cubierta	= $dpp - ddp$	h_{ci}	145 mm <i>En producto</i>
Geometría del pontón			
Altura del borde exterior		H_{ro}	1000 mm
Altura desde la cubierta central hasta el contorno interno superior		h_{co}	455 mm
Altura desde la cubierta central hasta el contorno inferior interno		h_{ci}	145 mm
Altura del pontón entre el contorno inferior interno y externo		h_{pi}	180 mm
<u>Condición 1 - Techo flotando bajo condiciones normales</u>			
Flotabilidad requerida	= $W_f * 1$	W_{r1}	99747 kg
Área del techo flotante	= $\pi * A^2 / 4$	A_{fr}	887 m ²
Área de la pontona (corona circular)	= $\pi * (A^2 - B^2) / 4$	A_p	277 m ²
Área de la cubierta	= $\pi * B^2 / 4$	A_d	610 m ²
Volumen de producto desplazado por el peso del techo	= W_{r1} / ρ_p	V_{d1}	142 m ³
Volumen sumergido del pontón bajo la línea de referencia	= $(A_p * h_{ci}) + Vol_3$	V_{br}	66 m ³
Volumen para ser desplazado sobre la línea de referencia	= $V_{d1} - V_{br}$	V_{dr1}	77 m ³
Nivel de líquido en el contorno desde la parte superior de la cubierta	= V_{dr1} / A_{fr}	h_1	86 mm
Nivel de líquido en el contorno desde la parte inferior del pontón	= $h_{pi} + h_{ci} + h_1$	h_2	412 mm
Comprobación	El techo flota bajo la condición 1: $h_2 < H_{ro}?$		Cumple 58.8%
<u>Condición 2 - Techo flotando bajo condiciones normales con dos veces el peso muerto del techo</u>			
Flotabilidad requerida	= $W_f * 2$	W_{r2}	199493 kg
Volumen de producto desplazado por el peso del techo	= W_{r2} / ρ_p	V_{d2}	285 m ³
Volumen para ser desplazado sobre la línea de referencia	= $V_{d2} - V_{br}$	V_{dr2}	219 m ³
Nivel de líquido en el contorno desde la parte superior de la cubierta	= V_{dr2} / A_{fr}	h_1	247 mm
Nivel de líquido en el contorno desde la parte inferior del pontón	= $h_{pi} + h_{ci} + h_1$	h_2	572 mm
Comprobación	El techo flota bajo la condición 2: $h_2 < H_{ro}?$		Cumple 42.8%
<u>Condición 3 - Con dos compartimentos perforados</u>			
Volumen de producto desplazado por el peso del techo	= V_{d1} (condición 1)	V_{d3}	142 m ³
Volumen sumergido efectivo del pontón bajo la línea de referencia	= $V_{br} * (nc-2)/nc$	V_{pe}	60 m ³ <i>Suponiendo 2 compartimentos inefectivos</i>
Área efectiva de pontón	= $A_p * (nc-2)/nc$	A_{pe}	254 m ²
Volumen para ser desplazado sobre la línea de referencia	= $V_{d3} - V_{pe}$	V_{dr3}	82 m ³
Nivel de líquido en el contorno desde la parte superior de la cubierta	= $(V_{dr3}) / (A_{pe} + A_d)$	h_1	95 mm

Nivel de líquido en el contorno desde la parte inferior del pontón	= hpi + hci + h1	h2	420 mm
Comprobación			
El techo flota bajo la condición 3: ¿h2 < Hro?			Cumple 58.0%
<u>Condición 4 - Con cubierta central y dos compartimentos perforados</u>			
Volumen de producto desplazado por el peso del techo	= Vd1 (condición 1)	Vd4	142 m3
Volumen para ser desplazado sobre la línea de referencia	= Vd4 - Vpe	Vdr4	82 m3
Nivel de líquido en el contorno desde la parte superior de la cubierta	= (Vdr4) / (Ape)	h1	323 mm
Nivel de líquido en el contorno desde la parte inferior del pontón	= hpi + hci + h1	h2	648 mm
Comprobación			
El techo flota bajo la condición 4: ¿h2 < Hro?			Cumple 35.2%

Comprobación de estabilidad de techo flotante (con cubierta central y 2 compartimentos perforados)			
Ángulo barrido por cada compartimento	= 360 / nc	β	15 °
			0.262 rad
Angulo barrido por dos compartimentos contiguos	= 2*β	Ø	30 °
			0.524 rad
Área efectiva de pontona tras ser perforada en dos compartimentos		Ape	254 m2
			Flotabilidad
Centro de gravedad del área efectiva de la pontona	= (2*sen(π-Ø/2)*(Ro³-Ri³)) / (3*Ape)	Z	1.385 m
Momento de inercia del área efectiva de la pontona en el eje del centro de gravedad	= (Ro⁴-Ri⁴)/8 * (2π-Ø+sen(2π-Ø))	Iyy	27617 m4
			(sector circular -> Iy)
Momento de inercia del área efectiva de la pontona en el centro geométrico del techo	= Iyy + (Ape*Z²)	Ixx	28104 m4
Momento en el centro del techo	= Wf * Z	ML	138142 kg*m
Cargas excéntricas reales debidas a la cubierta	= Wd / (nc/2) * Ri	Md	45505 kg*m
			Momento provocado por la cuña de la cubierta de 2 compartimentos
Cargas excéntricas reales debidas a la pontona	= Wp / (nc/2) * Rm	Mp	77525 kg*m
			Momento provocado por el peso de 2 compartimentos
Cargas excéntricas reales en el contorno de la pontona debidas a tareas de mantenimiento	= qmain * Ro	Mm	3766 kg*m
			Momento provocado por dos hombres andando sobre el techo (contorno del pontona)
Cargas de dos hombres andando por la cubierta (mantenimiento)	= 2,2 kN sobre 0,1m2	qmain	224.18 kg
			API 650, App H, H.4.2.1.4
Momento excéntrico total	= Md + Mp + Mm	MT	126796 kg*m
Comprobación			
El techo no vuelca ante las cargas excéntricas: ¿MT < ML?			Cumple 8.2%

Comprobación por la inclinación del techo flotante			
Sumersión adicional en el lado perforado	= ML * (Ro + Z) / (Ixx * ρp)	d1	127.69 mm
			hacia abajo
Profundidad reducida en el lado contrario	= ML * (Ro - Z) / (Ixx * ρp)	d2	108.24 mm
			hacia arriba
Nivel de líquido en el contorno desde la parte superior de la cubierta	= (Vdr4) / (Ape)	h1	323 mm
			(de la condición 4: cubierta + dos pontones perforados)
Nivel de líquido en el contorno desde la parte inferior de la pontona	= hpi + hci + h1 + d1 (= h2 + d1)	h2'	776 mm
Comprobación			
El techo flota en la posición inclinada: ¿h2' < Hro?			Cumple 22.4 %
Ángulo del techo inclinado	= arctg(d1 / (Ro+Z))	Θ	0.00702 rad
			0.402 °

Comprobación de la altura libre para el techo flotante			
Espacio libre para techo flotante		Hf_TFI	1500 mm
Altura ganada en el borde del techo flotante	= hco + hpo + (Fd-Ld*tg(βpt)) + d2	H_TFI	1366 mm
Comprobación			
El techo flotante no interfiere con el techo fijo: ¿H_TFI < Hf_TFI?			Cumple
	Holgura:		134 mm

15 DEFLEXIÓN Y TENSION DEL TFI

15.1 Deflexión de la cubierta central

El peso propio de la cubierta central provocará la deflexión de la misma. La carga neta de empuje, q , es reducida por la fuerza que el fluido ejerce sobre el techo:

$$q = t * (\rho_{steel} - \rho_s) * g \quad (1.184)$$

En este tipo de geometría de placas donde la deflexión se hace más grande que aproximadamente la mitad del grosor la superficie media se somete a una deformación apreciable y la tensión adquiere un valor considerable. Esta tensión, llamada tensión de diafragma, o tensión directa, permite a la placa transportar parte de la carga como un diafragma tensionado. Esta tensión puede ser compensada por la tensión radial en los bordes si los bordes están sujetos o por compresión circunferencial si los bordes no están sujetos horizontalmente. En placas finas esta compresión circunferencial puede causar pandeo.

Para evaluar este efecto, se emplean las fórmulas para tensión y deformación de libro de Roark, en su capítulo 11.11:

- La deflexión máxima, y , se calcula en el centro de la placa con la ecuación (1.185).

$$\frac{q * R_i^4}{E * t^4} = K_1 * \frac{y}{t} + K_2 * \left(\frac{y}{t}\right)^3 \quad (1.185)$$

- La tensión máxima debida a la combinación de la flexión y la tensión de diafragma se evalúa tanto en el centro como en el borde de la cubierta, a través de la ecuación (1.186)

$$\frac{\sigma * R_i^2}{E * t^2} = K_3 * \frac{y}{t} + K_4 * \left(\frac{y}{t}\right)^2 \quad (1.186)$$

Las constantes de las formulas anteriores dependen de las condiciones de contorno de la cubierta. Particularizando para un caso con el borde fijo y sostenido, con la carga uniforme sobre toda la placa, se tiene:

$$K_1 = \frac{5.33}{1-\nu^2} \quad ; \quad K_2 = \frac{2.6}{1-\nu^2}$$

$$\text{(en el centro) } K_3 = \frac{2}{1-\nu} \quad ; \quad K_4 = 0.976; \quad (1.187)$$

$$\text{(en el borde) } K_3 = \frac{4}{1-\nu^2} \quad ; \quad K_4 = 1.73;$$

La tensión en el borde, σ_e , y en el centro, σ_c , debe estar por debajo de la tensión admisible a flexión del material de la placa de la cubierta cuyo valor será el 2/3 del límite elástico:

$$[\sigma_e; \sigma_c] \leq F_b = 2 / 3 * F_y \quad (1.188)$$

La tensión en el borde de la cubierta central, donde la tensión de diafragma predomina, se trasmite al borde interno de la pontona, como una carga puntual sobre una viga simple apoyada:

- Fuerza radial en el borde interno de la pontona: $F_r = \sigma_e * t$
- Reacción en la parte superior del borde interno de la pontona: $F_{rt} = F_r * h_{ci} / H_{ri}$
- Reacción en la parte inferior del borde interno de la pontona: $F_{rb} = F_r - F_{rt}$

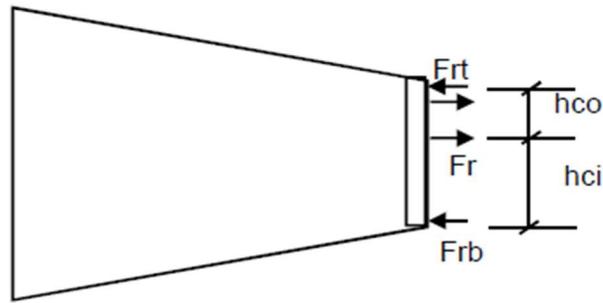


Figura 15-1. Distribución de la carga de cubierta central en la pontona.

Para evaluar la compresión en el borde interior de la pontona se consideran cargas puntuales a cada milímetro del perímetro de la circunferencia obteniendo un ángulo muy pequeño entre cargas, aproximándose a la carga uniformemente distribuida. Estas cargas puntuales tendrán un valor $F_H = F_r$.

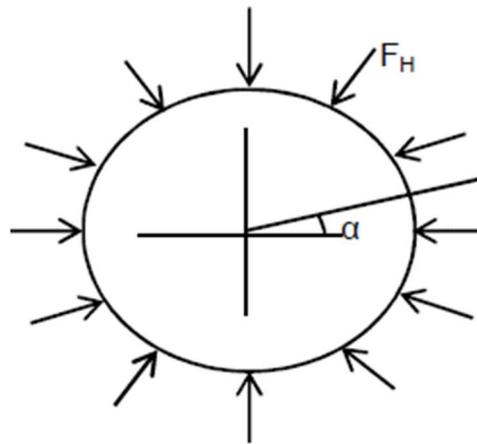


Figura 15-2. Cargas puntuales sobre el borde interior de la pontona.

El número de puntos de carga, N_L , y el ángulo entre puntos, 2α , se obtiene como:

$$N_L = \frac{2\pi * R_i}{\Delta r (= 1mm)} \quad (1.189)$$

$$2\alpha = 360^\circ / N_L \quad (1.190)$$

El momento producido entre dos cargas puntuales F_H y el esfuerzo de compresión resulta:

$$M_m = \frac{F_H * R_i}{2} * \left(\frac{1}{\text{sen}\alpha} - \frac{1}{\alpha} \right) \quad (1.191)$$

$$T_m = \frac{F_H}{2} * \left(\frac{1}{\text{sen}\alpha} \right) \quad (1.192)$$

El momento producido en la carga puntual F_H y el esfuerzo de tracción resulta:

$$M_r = -\frac{F_H * R_i}{2} * \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\text{tg}\alpha} \right) \quad (1.193)$$

$$T_r = \frac{F_H}{2} * \left(\frac{1}{\text{tg}\alpha} \right) \quad (1.194)$$

Estos esfuerzos deben evaluarse en la sección transversal de la pontona, usando el área efectiva de la pontona y el módulo resistente. El cumplimiento de las siguientes expresiones asegura que la tensión de compresión en el borde interior de la pontona es aceptable.

- Compresión entre las cargas puntuales:

$$\frac{M_m}{Z_a} + \frac{T_m}{A_a} \leq F_b \quad (1.195)$$

- Tracción en las cargas puntuales:

$$\frac{M_r}{Z_a} + \frac{T_r}{A_a} \leq F_b \quad (1.196)$$

15.2 Cálculos - Deflexión y tensión

Comprobación de tensión y deflexión en la cubierta central				
Fuerza neta debida al peso propio de la cubierta	= t * (psteel - pp) * g	q	463.10	N/m2 (Hacia abajo)
¿Tener en cuenta el empuje del producto para calcular el peso propio?			SI	
La deflexión máxima en el centro de la cubierta se calcula con la ecuación (11.11-1). Después se obtiene la tensión de la ecuación (11.11-2)				
$\frac{q * Ri^4}{E * t^4} = K_1 * \frac{y}{t} + K_2 * \left(\frac{y}{t}\right)^3$	Ec. (11.11-1)	A1 = K1 * X + K2 * X^3		
$\frac{\sigma * Ri^2}{E * t^2} = K_3 * \frac{y}{t} + K_4 * \left(\frac{y}{t}\right)^2$	Ec. (11.11-2)	$\sigma * B1 = K3 * X + K4 * X^2$		
Caso para tomar los factores K1, K2, K3 y K4:	caso 3	La placa de la cubierta está fijada por el perímetro y sostenida.		
	= 5,33 / (1 - v^2)	K1	5.857	-
	= 2,6 / (1 - v^2)	K2	2.857	-
	= 2 / (1 - v)	K3c	2.857	- (en el centro)
	= 0,976	K4c	0.976	- (en el centro)
	= 4 / (1 - v^2)	K3e	4.396	- (en el borde)
	= 1,73	K4e	1.730	- (en el borde)
	= (q * Ri^4) / (E * t^4)	A1	46179.74	-
	= (Ri^2) / (E * t^2)	B1	2.20	cm2 / kg
		f(X) = K1 * X + K2 * X^3 - A1 = 0	0	-
	= y / t	X	25.26	-
Deflexión máxima en el centro de la cubierta: Ec. (11.11-1)	= X * t	y	167	mm
Comprobación: grandes desplazamientos	OK. Es un caso de grandes desplazamientos.			
Máxima esfuerzo en el <u>centro</u> de la cubierta	= [K3c * X + K4c * X^2] / B1	σ_c	316.26	kg / cm2
			31.04	N / mm2
		Flexión	3.224	N / mm2
		Diafragma	27.812	N / mm2
Máximo esfuerzo en el <u>borde</u> de la cubierta	= [K3e * X + K4e * X^2] / B1	σ_e	552.89	kg / cm2
			54.26	N / mm2
		Flexión	4.959	N / mm2
		Diafragma	49.299	N / mm2
Comprobación:	Cumple $\sigma_e, \sigma_c \leq F_b$			
La tensión en el <u>centro</u> de la cubierta debe ser igual o menor que la tensión admisible			316.26	<= 1698.33 kg/cm2
La tensión en el <u>borde</u> de la cubierta debe ser igual o menor que la tensión admisible			552.89	<= 1698.33 kg/cm2
Comprobación de tensión en la placa del borde interno				
Fuerza radial en el borde interno de la pontona	= $\sigma_e * t$	Fr	358.10	N / mm circ.
Reacción en la parte superior del borde interno de la pontona debido a Fr	= Fr * hci / Hri	Frt	86.75	N / mm circ.
Reacción en la parte inferior del borde interno de la pontona debido a Fr	= Fr - Frt	Frb	271.35	N / mm circ.
<i>Considerando puntos de carga a cada mm de circunferencia se obtiene un ángulo muy pequeño entre carga y carga</i>				
Distancia entre puntos de carga		Δr	1	mm
Perímetro de la cubierta central	= 2 * $\pi * Ri$	Pcd	87525	mm
Número de puntos de carga en la circunferencia	= Pcd / Δr	NL	87525	unidades
Ángulo entre puntos de carga	= $\Delta r / Pcd * 360^\circ$	2 α	0.0041131	°
			0.0000718	rad
Media ángulo entre puntos de carga		α	0.0020566	°
			0.0000359	rad
		1 / α	27860	1/rad
		1 / sen α	27860	-
		1 / tg α	27860	-
Carga horizontal en el borde interno	= Fr	FH	0.36	kN / mm circ.
Momento entre las cargas FH	= FH * Ri / 2 * [(1/sen α) - (1/ α)]	Mm	14.9210	N * mm
Esfuerzo circunferencial entre las cargas FH	= FH / 2 * (1/sen α)	Tm	4988	kN

Momento en las cargas FH $= -FH * Ri / 2 * [(1/\alpha) - (1/\text{sen}\alpha)]$ Mr **-29.8420** N * mm (signo negativo indica fuerza hacia dentro de la pontona)

Esfuerzo circunferencial en las cargas FH $= FH / 2 * (1/\text{tg}\alpha)$ Tr **4988** kN

Propiedades de la pontona (transversales)			= b*d		distancia de cada CDG al borde interno	momento estático respecto a x	CDG en Y	distancia en CDG general y particular		= (bd ³)/12	= I(cdg) + A*h ²
Área	b	d	Área (A)		y	A*y	Y = $\Sigma(A*y) / \Sigma A$	h = Y - y	A*h ²	I (cdg)	Ixx
(mm ²)	[mm]	[mm]	[mm ²]		[mm]	[mm ³]	[mm]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1 - Placa interna	600	12	7200	= Ti / 2	6	43200	1443.87	1437.87	14885794249	86400	14885880649
2 - Placa superior	6	2873	17235	= Lpo/2 * cos βpb + Ti	1447	24939111		-3.13	168801.7522	11850961043	11851129845
3 - Placa inferior	6.6	2876	18979	= Lpi/2 * cos βpt + Ti	1447	27462928		-3.13	185884.3473	13078737141	13078923025
4 - Placa externa	900	8	7200	= Pw - To/2	2866	20635200		-1422.13	14561657744	38400	14561696144
			ΣA =		Σ(A*y) =	73080439				ΣIxx =	54377629663

Área de la sección efectiva de la pontona Aa **50614** mm²

Modulo resistente de la sección de la pontona $= Ixx / Y$ Za **37661017** mm³

Límite elástico de material de las placas de las pontonas **A 36** Fy **250** Mpa = N/mm²

Tensión admisible $= 0,66 * Fy$ Fb **165** N/mm²

Tensión entre los puntos de carga

Cargas a flexión $= Mm / Za$ fbm **3.96E-07** N/mm²

Cargas circunferenciales a compresión $= Tm / A$ fam **98.557** N/mm²

Comprobación: **Cumple** $\frac{fbm}{f_{pb}} + \frac{fam}{f_{pt}} \leq Fb$

La combinación de tensiones debe ser menor que la tensión admisible **98.56** \leq **165** MPa

Tensión entre los puntos de carga

Cargas a flexión $= Mr / Za$ fbr **7.92E-07** N/mm²

Cargas circunferenciales a tensión $= Tr / A$ far **98.557** N/mm²

Comprobación: **Cumple** $\frac{fbr}{f_{pb}} + \frac{far}{f_{pt}} \leq Fb$

La combinación de tensiones debe ser menor que la tensión admisible **98.56** \leq **165** MPa

16 PANDEO LOCAL EN LA PONTONA DEL TFI

16.1 Pandeo local en la pontona

Los esfuerzos de compresión que sufren las placas superior e inferior de la pontona pueden provocar pandeo local, y serán evaluados tanto en el centro de cada placa como en el centro del borde largo mediante la fórmula del libro de Roark para tensiones y deformaciones de placas planas con bordes rectos y empotrados, y espesor constante donde actúa una carga uniforme, q , sobre toda la placa (tabla 11.4, caso 8a).

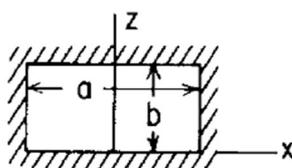


Figura 16-1. Geometría de las placas superior e inferior de la pontona.

- Tensión máxima en el centro del borde mayor (a):

$$\sigma_{\max} = \frac{-\beta_1 * q * b^2}{t^2} \quad (1.197)$$

- Tensión en el centro de la placa:

$$\sigma = \frac{\beta_2 * q * b^2}{t^2} \quad (1.198)$$

- Deflexión en el borde de la placa:

$$y_{\max} = \frac{\alpha * q * b^4}{E * t^3} \quad (1.199)$$

Los factores α, β_1, β_2 dependen de la relación de aspecto a/b de la placa:

a/b	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.01
β_1	0.3078	0.3834	0.4356	0.468	0.4872	0.4974	0.5
β_2	0.1386	0.1794	0.2094	0.2286	0.2406	0.2472	0.25
α	0.0138	0.0188	0.0226	0.0251	0.0267	0.0277	0.0284

Tabla 16-A. Constantes en función de la relación de aspecto a/b.

La tensión producida debe ser menor que la tensión admisible para la flexión de la placa. Por otro lado, de acuerdo a ASCE 7.05, la deflexión en elementos horizontales se limitará a 1/600 del espacio entre apoyos. Esta última condición será la que decante el número de rigidizadores radiales y circunferenciales necesarios para cumplir con el criterio de servicio, acotando los recintos con contorno empotrado:

$$[\sigma_{\max}; \sigma] \leq \sigma_{adm} = 2/3 * F_y \quad (1.200)$$

$$y_{\max} \leq \delta_{adm} = a/360 \quad (1.201)$$

La carga uniforme en la placa superior de la pontona, q_t , es producida por el peso propio de la placa y por la carga viva considerada sobre el techo flotante, D_L , cuyo valor se fija en 1,22 kPa:

$$q_t = t_p * \rho_{steel} + D_L \quad (1.202)$$

La carga uniforme en la placa inferior de la pontona, q_b , es producida por el peso propio de la pontona menos

el empuje del producto, tomando como altura sumergida la máxima del caso 4 cuando el techo tiende a volcar por el efecto de la cubierta y dos compartimentos fuera de servicio, ecuación (1.182) :

$$q_b = abs \left[\frac{W_p}{A_{pe}} - h_2' * \rho_p \right] \quad (1.203)$$

16.1.1 Rigidizadores radiales en la pontona

Para rigidizar las placas superior e inferior de la pontona se emplean perfiles que se opongan a la flexión de las mismas. Para calcular las propiedades del área efectiva, se toma como ancho efectivo resistente de la placa una distancia de $16*t$ a ambos lados del perfil.

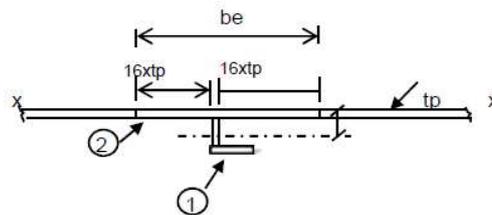


Figura 16-2. Sección efectiva resistente a la flexión de la placa superior/inferior de la pontona.

Para el dimensionamiento del perfil, se simplificará al estudio de una viga simple biempotrada de longitud el ancho de la pontona P_w con las propiedades de la sección efectiva de Figura 16-2, sobre la que actúa una carga uniforme, calculada en las ecuaciones (1.202) y (1.203), actuando en un ancho medio:

$$\begin{aligned} \text{Placa superior: } w_t &= q_t * \frac{a+c}{2} \\ \text{Placa inferior: } w_b &= q_b * \frac{a+c}{2} \end{aligned} \quad (1.204)$$

donde:

a : arco mayor de la porción sectorizada de la placa.

c : arco menor de la porción sectorizada de la placa.

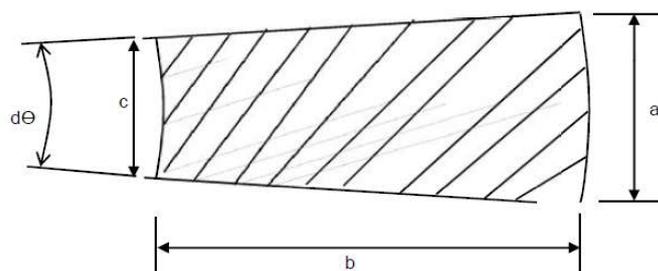


Figura 16-3. Porción sectorizada de la placa.

Según la resistencia de materiales, en una viga simple empotrada bajo una carga uniforme el momento máximo y la flecha máxima se dan en el punto medio de la viga, alcanzando los siguientes valores:

$$M = \frac{q * L^2}{24} \quad (1.205)$$

$$y_{\max} = \frac{q * L^4}{384 * E * I} \quad (1.206)$$

Las comprobaciones de flexión son las mismas que para las placas, donde debe cumplirse que:

$$\frac{M}{Z} < f_{adm} = 2/3 * F_y \quad (1.207)$$

$$y_{max} < L / 360 \quad (1.208)$$

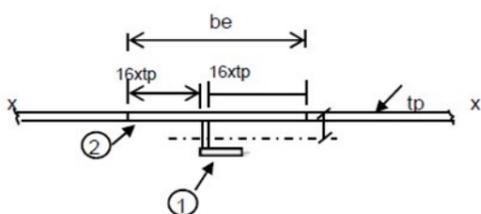
donde:

Z : es el módulo resistente de la sección efectiva resistente.

Para el dimensionamiento de los rigidizadores radiales se tomará el perfil angular del caso más desfavorable entre la placa superior y la inferior. Los perfiles rigidizadores circunferencial serán instalados en la misma serie angular que los radiales. Cuando las diferencias entre las cargas en la parte superior e inferior de pontona no son muy grandes, escoger un mismo tipo de perfilería optimiza el aprovisionamiento y la construcción del refuerzo.

16.2 Cálculos - Pandeo local en la pontona

Comprobación para pandeo local de la placa superior de la pontona					
Cargas					
Espesor de la placa superior de la pontona		tp	6 mm		
Peso propio de la placa superior de la pontona	= $\rho_{steel} * tp$	DL	47.1 kg/m ²		
Carga viva		LL	1.22 kPa		Suposición
			124.3 kg/m ²		
Carga total	= DL + LL	qt	171.4 kg/m ²		
			0.01714 kg/cm ²		
Nº rigidizadores radiales por compartimento		nrd	2 uds		
Nº rigidizadores circunferenciales por compartimento		ncdb	1 uds		
Lado externo	= $\pi * A / (nc * (nrd))$	a	2199 mm		
Lado corto - radial	= $P_w / (ncdb + 1)$	b	1435 mm		
Lado interno	= $\pi * B / (nc * nrd)$	c	1823 mm		
Ratio a/b		a/b	1.532 -		
Roark's Formulas for Stress and Strain - 7th Edition, (Table 11.4, Caso 8a)		(posición)	3		
Coefficientes		β_1	0.45706 -		
		β_2	0.22212 -		
		α	0.02426 -		
Tensión máxima en el centro del borde largo	= $(\beta_1 * qt * b^2) / (tp^2)$	σ_1	448.16 kg/cm ²		
Tensión máxima en el centro	= $(\beta_2 * qt * b^2) / (tp^2)$	σ_c	217.792 kg/cm ²		
Comprobación:		Cumple	σ_1, σ_c	<=	Fb
La tensión en el centro del borde largo debe ser igual o menor que la tensión admisible			448.16	<=	1698.33 kg/cm ²
La tensión en el centro de la placa debe ser igual o menor que la tensión admisible			217.79	<=	1698.33 kg/cm ²
Deflexión máxima	= $(\alpha * qt * b^4) / (E * tp^3)$	δ_a	4.0253 mm		
Deflexión admisible	= max [a;b] / 360	δ_{adm}	6.1087 mm		
Comprobación:		Cumple	δ_a	<=	δ_{adm}
La deflexión en el centro de la placa debe ser menor que L/360			4.0253		6.1087 mm
Comprobación para pandeo local de la placa de fondo de la pontona					
Cargas					
Espesor de la placa de fondo de la pontona		tb	6.6 mm		
Peso propio de la placa de fondo de la pontona	= W_p / A_{pe}	DL	238 kg/m ²		
Empuje hacia arriba debida a la presión del liquido	= $(h_1 + h_{pi} + h_{ci} + d_1) * \rho_s$	Uw	543 kg/m ²		h1 es la de la condición 4 de estabilidad
Empuje total hacia arriba en la placa de fondo de la pontona	= Uw - DL	qb	304.8 kg/m ²		
			0.03048 kg/cm ²		
Tensión máxima en el centro del borde largo	= $(\beta_1 * qb * b^2) / (tb^2)$	σ_1	658.50 kg/cm ²		
Tensión máxima en el centro	= $(\beta_2 * qb * b^2) / (tb^2)$	σ_c	320.01 kg/cm ²		
Comprobación:		Cumple	σ_1, σ_c	<=	Fb
La tensión en el centro del borde largo debe ser igual o menor que la tensión admisible			658.50	<=	1698.33 kg/cm ²
La tensión en el centro de la placa debe ser igual o menor que la tensión admisible			320.01	<=	1698.33 kg/cm ²
Deflexión máxima	= $(\alpha * qb * b^4) / (E * tp^3)$	δ_a	5.3769 mm		
Deflexión admisible	= max [a;b] / 360	δ_{adm}	6.1087 mm		
Comprobación:		Cumple	δ_a	<=	δ_{adm}
La deflexión en el centro de la placa debe ser menor que L/360			5.3769		6.1087 mm
Diseño del rigidizador superior de la pontona					
Perfil angular seleccionado		L 60x6*			
Altura del perfil rigidizador		bperf	60 mm		
Espesor del perfil rigidizador		tperf	6 mm		
Espesor de la placa superior de la pontona		tp	6 mm		
Ancho de la sección combinada	= tp + bperf	ds	66 mm		
Contribución efectiva de la placa de la pontona a la sección compuesta	= 2 * 16 * tp + tperf	be	198 mm		

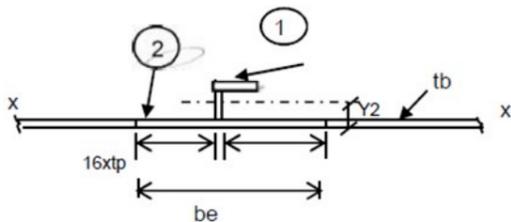


			= b*d		Distancia de cada CDG al borde interno	Momento estático respecto a x	CDG en Y	Distancia en CDG general y particular		= (bd³)/12	= In(cdg) + A*h²
Área	b	d	Área (A)		y	A*y	Y2 = Σ(A*y) / ΣA	h = Y2 - y	A*h²	In (cdg)	Ixx
(mm²)	[cm]	[cm]	[cm²]		[cm]	[cm³]	[cm]	[cm]	[cm⁴]	[cm⁴]	[cm⁴]
1 - Perfil	L 60x6*	-	6.91	= cdg perfil + tp	4.9	33.93	2.00	-2.91	58.70	22.8000	81.5029
2 - Placa superior	19.8	0.6	11.88	= tp / 2	0.3	3.56		1.70	34.14	0.3564	34.5009
			ΣA =			Σ(A*y) =				ΣIxx =	
			18.79			37.49				116.00	

Inercia en el eje xx de la sección compuesta		ΣIxx	116.00 cm⁴
Distancia desde el borde exterior y el CDG de la sección compuesta	= ds - Y2	Ymax	4.60 cm
Modulo resistente de la sección efectiva	= ΣIxx / Ymax	Z	25.19 cm³
Carga de empuje hacia arriba total en el rigidizador		qt	171 kg/m²
			0.0171 kg/cm²
Carga máxima en el rigidizador	= qt * (a+c) / 2	wt	3.44769 kg/cm
Longitud del rigidizador	= Pw	Ls	285 cm
Máximo momento por flexión en el rigidizador	= wt * Ls² / 12	M	23336.5 kg*cm
Tensión por flexión en el rigidizador	= M / Z	fb	926.325 kg/cm²
Tensión admisible a flexión	= 0,66 * Fy	fadm	1681.35 kg/cm²
Comprobación:		fb	<= fadm
La tensión por flexión debe ser menor que la tensión admisible		45%	926.32 <= 1681.35 kg/cm²
Deflexión en el rigidizador	= wt * Ls⁴ / (384 * E * I)	δs	0.25181 cm
			2.51812 mm
Deflexión admisible (=Span/360)	= Ls / 360	δsadm	0.79167 cm
			7.91667 mm
Comprobación:		δs	<= δsadm
La deflexión en el rigidizador debe ser menor que la admisible		68%	2.52 <= 7.92 mm

Diseño del rigidizador del fondo de la pontona

Perfil angular seleccionado	L 60x6*		
Altura del perfil rigidizador	bperf	60 mm	
Espesor del perfil rigidizador	tperf	6 mm	
Espesor de la placa de fondo del pontona	tb	6.6 mm	
Ancho de la sección combinada	= tb + bperf	ds	66.6 mm
Contribución de la placa de la pontona a la sección compuesta	= 2* 16*tb+ tperf	be	217.2 mm



			= b*d		Distancia de cada CDG al borde interno	Momento estático respecto a x	CDG en Y	Distancia en CDG general y particular		= (bd³)/12	= In(cdg) + A*h²
Área	b	d	Área (A)		y	A*y	Y2 = Σ(A*y) / ΣA	h = Y2 - y	A*h²	In (cdg)	Ixx
(mm²)	[cm]	[cm]	[cm²]		[cm]	[cm³]	[cm]	[cm]	[cm⁴]	[cm⁴]	[cm⁴]
1 - Perfil	L 60x6*	-	6.91	= cdg perfil + tb	4.97	34.34	1.84	-2.97	61.14	22.8000	83.9446
2 - Placa superior	21.72	0.66	14.34	= tb / 2	0.33	4.73		1.67	39.76	0.5204	40.2761
			ΣA =			Σ(A*y) =				ΣIxx =	
			21.25			39.07				124.22	

Inercia en el eje xx de la sección compuesta		ΣI_{xx}	124.22	cm ⁴
Distancia desde el borde exterior y el CDG de la sección compuesta	= $d_s - Y_2$	Y_{max}	4.82	cm
Modulo resistente de la sección efectiva	= $\Sigma I_{xx} / Y_{max}$	Z	25.77	cm ³
Carga de empuje hacia arriba total en el rigidizador		qb	305	kg/m ²
			0.0305	kg/cm ²
Carga máxima en el rigidizador	= $q_b * (a+c) / 2$	wb	6.1297	kg/cm
Longitud del rigidizador	= Pw	Ls	285	cm
Máximo momento por flexión en el rigidizador	= $w_b * L_s^2 / 12$	M	41490	kg*cm
Tensión por flexión en el rigidizador	= M / Z	fb	1610	kg/cm ²
Tensión admisible a flexión	= $0,66 * F_y$	fadm	1681.35	kg/cm ²
Comprobación:	Cumple	fb	<=	fadm
La tensión por flexión debe ser menor que la tensión admisible	4%	1610.18	<=	1681.35 kg/cm ²
Deflexión en el rigidizador	= $w_b * L_s^4 / (384 * E * I)$	δ_s	0.42	cm
			4.181	mm
Deflexión admisible (=Span/360)	= $L_s / 360$	δ_{sadm}	0.79	cm
			7.917	mm
Comprobación:	Cumple	δ_s	<=	δ_{sadm}
La deflexión en el rigidizador debe ser menor que la admisible	47%	4.18	<=	7.92 mm

17 SOPORTES DEL TFI

17.1 Soporte para el techo flotante

Cuando el tanque se encuentra vacío, el techo flotante necesita ser soportado en el fondo respetando una cierta distancia al mismo para no interferir con elementos ubicados en las cotas bajas del tanque tales como líneas de drenajes, mezcladores, calentadores, así como para permitir labores de mantenimiento.

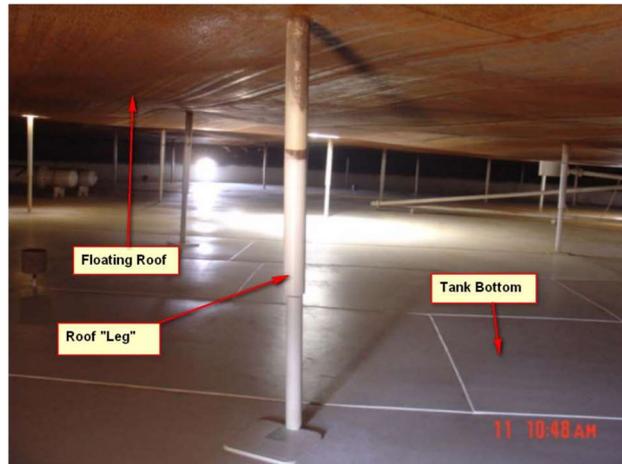


Figura 17-1. Pierna de apoyo del techo flotante.

Estas piernas de apoyo consisten en dos tubos concéntricos:

- El exterior es el tubo más corto, habitualmente de DN 4" - Schedule 80, y se suelda al techo flotante. Su función es proporcionar alojamiento al tubo interior.
- El interior conforma la parte resistente de la pierna, y se une al exterior mediante un pasador de acero alojado entre los dos tubos. El tamaño típico de estos tubos es DN 3" – Schedule 80.

La selección de los tubos presenta un ajuste radial de 4 mm, el cual es suficiente para absorber los cambios de tamaño del ensamblado debido a la corrosión o el ingreso de suciedad. Para evitar el vapor del producto escape por el juego entre tubos y por los agujeros de los pasadores, cada pata es cubierta con un tubo o bolsa de tela no permeable, cerrado en la parte superior y sujeto firmemente alrededor de tubo exterior de la pata en la parte inferior. Son conocidos en la industria de tanques como "calcetines de pierna".



Figura 17-2. Calcetines de las piernas de apoyo.

Las piernas tienen dos posiciones para los pasadores que posibilitan diferentes alturas del techo respecto al suelo.

Una altura se usa para las condiciones normales de operación, y la otra proporciona una altura mayor de pierna que se emplea cuando el tanque está fuera de servicio, facilitando el registro de personal de mantenimiento. El ajuste de los pasadores se realiza manualmente mientras el techo se encuentra flotando, y es la razón por la que el tubo interior se instala en 3", ya que un diámetro mayor resulta más difícil de manejar.

La zona del fondo en la que las piernas de apoyo asientan se refuerzan con una placa que distribuye la carga en la placa de fondo.

Para una estimación inicial del número de piernas de apoyo, se diferenciará entre las piernas ubicadas en la pontona y las colocadas en la cubierta central. Independientemente de las indicaciones abajo expuestas, se comprobará la resistencia por pandeo de estos elementos según las indicaciones del apartado 17.2:

- En la pontona, la distancia circunferencial entre piernas debe ser menor que 6 metros.
- En la cubierta central se dispondrá una pierna cada 34m^2 en tanques con diámetros menor a 60 metros, y cada 26m^2 cuando el diámetro supere los 60 metros.

En la pontona, las piernas se colocarán una distancia igual a la tercera parte del ancho de la pontona, P_w , respecto al borde exterior. Para la cubierta central, estos elementos de soportado se instalarán radialmente equiespaciados entre el centro del tanque y el borde interior de la pontona.

El área proporcional de techo flotante que cada anillo de piernas de apoyo soporta se distribuye según la Figura 17-3. En ella, el peso de la pontona es íntegramente asumido por las piernas colocadas en los compartimentos, mientras que el peso de la cubierta central se reparte equitativamente entre los diferentes círculos de piernas.

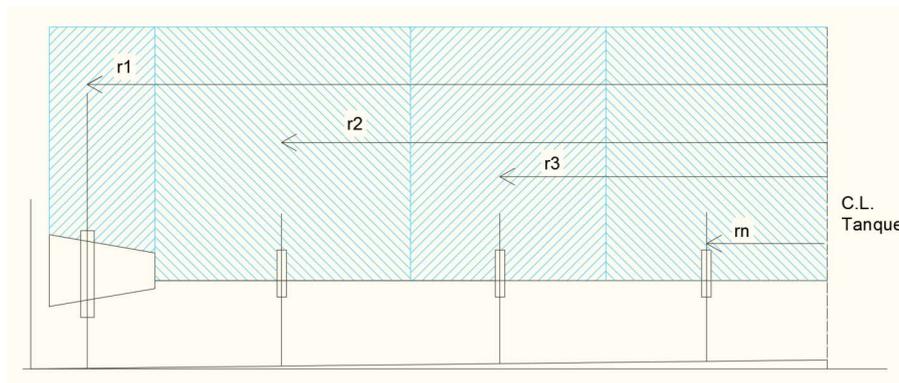


Figura 17-3. Reparto de cargas en las piernas de soportado.

17.2 Carga de diseño para los soportes

La combinación de cargas que deben resistir los soportes del techo flotante es:

$$D_f + \max[P_{fe}; L_{f1}; L_{f2}] \quad (1.209)$$

siendo:

D_f : peso muerto del techo flotante interno. Dependiendo de la pierna de apoyo en estudio, puede tomar el valor de la carga muerta debida a la pontona, D_{fp} , o la carga muerta debida a la cubierta central, D_{fd} .

P_{fe} : presión externa de diseño del techo flotante interno (al menos 0.24 kPa).

L_{f1} : carga viva uniforme del techo (0,6 kPa si no hay drenajes automáticos, y 0,24 kPa en caso de haberlos).

L_{f2} : carga máxima concentrada en una pierna de apoyo por el paso de 2 hombres sobre el techo (2.2 kN sobre 0.1m^2).

Tanto los soportes del techo como los aparejos estructurales de la cubierta se diseñarán para resistir dicha combinación de cargas. La carga axial en las piernas de apoyo será diferente dependiendo del área que cada

circulo de piernas soporta. El valor máximo de diseño, N_{ed} , no deberá ser mayor que la resistencia de cálculo a pandeo para elementos sometidos a compresión, $N_{b,Rd}$, según EN 1993 1-1.

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{ed}}{\chi * A * \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (1.210)$$

donde:

γ_{M1} : coeficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales a inestabilidad. Para edificios, es igual a 1.

F_y : límite elástico del material de la pierna de apoyo.

A : área seccional del tubo interior de la pierna de apoyo.

χ : coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (1.211)$$

$$\phi = \frac{1}{2} * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}$: esbeltez adimensional = λ / λ_{ref} .

λ : esbeltez de la pierna de apoyo = $\beta * L / i$.

β : Coeficiente de pandeo dependiente de las condiciones de contorno de la pierna de apoyo. Se toma un valor igual a 2 al considerarse una columna empotrada-libre.

L : longitud de pandeo. Se tomará el valor de la pierna de apoyo más larga, mayorada por 1.33 para estudiar un caso más conservativo.

i : Radio de giro del tubo interior de la pierna de apoyo.

λ_{ref} : esbeltez referencia del material de la pierna de apoyo = $\pi * \sqrt{E / F_y}$

α : coeficiente de imperfección del tubo interior. Dependerá de la curva de pandeo del material.

EN 1993 1-1. Tabla 6.1

Curva de pandeo	a0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección (α)	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tabla 17-A. Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo.

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	Acabados en caliente	cualquiera	a	a ₀
	Conformados en frío	cualquiera	c	c

Figura 17-4. Elección de la curva de pandeo para secciones huecas.

17.3 Cálculos - Soportes TFI

Cálculo de los soportes del techo interno flotante

Peso total del pontón y accesorios		Wp	60546 kg
Área de la pontona (corona circular)	$= \pi * (A^2 - B^2)/4$	Ap	277 m2
	$= Wp / Ap$	wp	219 kg/m2
Peso total de la cubierta y accesorios		Wd	39200 kg
Área de la cubierta	$= \pi * B^2 / 4$	Ad	610 m2
	$= Wd / Ad$	wd	64 kg/m2

API 650,
App.H, H.4.6.3

Existen dos tipos de alturas libres desde el techo flotante hasta el fondo:

- Posición baja: para operación. Está condicionada por los componentes internos del tanque incluyendo las tubuladuras de las virolas con sus proyecciones internas.

- Posición alta: para mantenimiento. Debe haber 2m libres entre la parte mas baja de techo flotante y el fondo.

Radio externo de la pontona	$= A/2$	Ro	16800 mm
Radio interno de la pontona	$= B/2$	Ri	13930 mm
Altura ganada debida a la pdte del fondo en A	$= (D/2 - Ro) * \text{tg } \phi$	hA	3 mm
Altura ganada debida a la pdte del fondo en B	$= (D/2 - Ri) * \text{tg } \phi$	hB	51 mm

Distancia desde la cubierta central hasta el punto bajo de la pontona	$= hci + hpi$	hpon	325 mm
---	---------------	------	--------

Altura de las tubuladuras		hnooz	1500 mm
Altura libre para actividades de mantenimiento		ho&m	2000 mm
Altura libre máxima	$= \max (hnooz; ho\&m)$	Hlibre	2000 mm

Posición de cubierta central si la esquina inferior exterior de la pontona es el punto más bajo (sin pendiente)	$= hA + Hlibre + hpon$	H1	2329 mm
---	------------------------	----	---------

Posición de la cubierta central si el centro es el punto más bajo (sin pendiente)	$= hcone + Hlibre$	H2	2283 mm
---	--------------------	----	---------

Posición de la cubierta central sobre el suelo cuando descansa sobre él (sin pendiente)	$= \max (H1; H2)$	Hd	2329 mm
---	-------------------	----	---------

Ancho de la pontona		Pw	2870 mm
---------------------	--	----	---------

Posición en la pontona desde borde exterior	$= Pw / 3$	r1e	957 mm
---	------------	-----	--------

Número de radios para piernas de apoyo		n	4 ud
--	--	---	------

Radio de la primera pierna de apoyo	$= Ro - r1e$	r1	15843 mm
-------------------------------------	--------------	----	----------

Espacio entre los niveles de piernas de apoyo	$= (Ro - Pw) / [(n-1)/2]$	gap_exac	2321.67 mm
---	---------------------------	----------	------------

Redondear al múltiplo inferior de:	10	gap	2320.00 mm
------------------------------------	----	-----	------------

Numero de piernas de apoyo en el anillo exterior #1		n1	24 uds
---	--	----	--------

Radio del anillo exterior #1		r1	15843 mm
------------------------------	--	----	----------

Distancia perimetral entre piernas de apoyo #1	$= \text{perímetro} / ni$	p1	4148 mm
--	---------------------------	----	---------

Área soportada por cada pierna de apoyo del anillo #1	$= \text{Area}[Ro - Ri] / n1$	a1	11.54 m2
---	-------------------------------	----	----------

Altura ganada debida a la pdte del fondo #1	$= (D/2 - ri) * \text{tg } \phi$	h1	19 mm
---	----------------------------------	----	-------

Longitud de la pierna de apoyo #1	$= Hd - hi + 1000$	l1	3309 mm
-----------------------------------	--------------------	----	---------

Numero de piernas de apoyo en el anillo exterior #2		n2	16 uds
---	--	----	--------

Radio del anillo exterior #2	$= Ri - \text{gap}$	r2	11610 mm
------------------------------	---------------------	----	----------

Distancia perimetral entre piernas de apoyo #2	$= \text{perímetro} / ni$	p2	4559 mm
--	---------------------------	----	---------

Área soportada por cada pierna de apoyo del anillo #2	$= \pi * [Ri^2 - ((ri + ri + 1)/2)^2] / ni$	a2	21.15 m2
---	---	----	----------

Altura ganada debida a la pdte del fondo #2	$= (D/2 - ri) * \text{tg } \phi$	h2	90 mm
---	----------------------------------	----	-------

Longitud de la pierna de apoyo #2	$= Hd - hi + 1000$	l2	3239 mm
-----------------------------------	--------------------	----	---------

Numero de piernas de apoyo en el anillo exterior #3		n3	8 uds
---	--	----	-------

Radio del anillo exterior #3	$= ri - 1 - 2 * \text{gap}$	r3	6970 mm
------------------------------	-----------------------------	----	---------

Distancia perimetral entre piernas de apoyo #3	$= \text{perímetro} / ni$	p3	5474 mm
--	---------------------------	----	---------

Área soportada por cada pierna de apoyo del anillo #3	$= \pi * [((ri - 1 + ri)/2)^2 - ((ri + ri + 1)/2)^2] / ni$	a3	25.40 m2
---	--	----	----------

Altura ganada debida a la pdte del fondo #3	$= (D/2 - ri) * \text{tg } \phi$	h3	167 mm
---	----------------------------------	----	--------

Longitud de la pierna de apoyo #3	$= Hd - hi + 1000$	l3	3162 mm
-----------------------------------	--------------------	----	---------

Numero de piernas de apoyo en el anillo exterior #4		n4	4 uds
---	--	----	-------

Radio del anillo exterior #4	$= ri - 1 - 2 * \text{gap}$	r4	2330 mm
------------------------------	-----------------------------	----	---------

Distancia menor a 6 m
Área soportada por cada pierna < 34 m2

Distancia menor a 6 m
Área soportada por cada pierna < 34 m2

Distancia menor a 6 m
Área soportada por cada pierna < 34 m2

Distancia perimetral entre piernas de apoyo #4	= perímetro / ni	p4	3660 mm	Distancia menor a 6 m Área soportada por cada pierna < 34 m2
Área soportada por cada pierna de apoyo del anillo #4	= $\pi * [(r_{i-1} + r_i) / 2]^2 / ni$	a4	16.98 m2	
Altura ganada debida a la pdte del fondo #4	= $(D/2 - r_i) * \text{tg } \phi$	h4	245 mm	
Longitud de la pierna de apoyo #4	= $Hd - hi + 1000$	l4	3084 mm	

Según API 650 App.H, H.4.2.2.2 las piernas de apoyo del techo flotante se diseñan con la siguiente combinación de cargas:
= $Df + \max(Lf1, Lf2, Pfe)$

Carga viva uniforme del techo	Sin drenajes automáticos	Lf1	0.6 kPa 61.14 kg/m2	API 650 App.H, H.4.2.2.2
Carga máxima concentrada en una pierna de apoyo	peso de 2 hombres caminando por el techo = 2,2 kN	Lf2	2.2 kN 224.18 kg	API 650 App.H, H.4.2.2.2
Presión externa de diseño del techo flotante interno		Pfe	0.24 kPa 24.46 kg/m2	API 650 App.H, H.4.2.2.2
Carga muerta total de las pontona del TFI	= wp	Dfp	218.52 kg/m2	
Carga axial máxima en la pierna de apoyo de la pontona	= a1 * (Dfp + Lf1)	Lp1	3229 kg	
	= a1 * (Dfp) + Lf2	Lp2	2747 kg	
	= a1 * (Dfp + Pfe)	Lpe	2805 kg	
	= max (Lp1, Lp2, Lpe)	Lp	3229 kg	
Carga muerta total de la cubierta central del TFI	= wd	Dfd	64.30 kg/m2	
Carga axial máxima en la pierna de apoyo de la cubierta central	= max (a2, a3, a4) * (Dfd + Lf1)	Ld1	3186 kg	
	= max (a2, a3, a4) * (Dfd) + Lf2	Ld2	1858 kg	
	= max (a2, a3, a4) * (Dfd + Pfe)	Lde	2255 kg	
	= max (Ld1, Ld2, Lde)	Ld	3186 kg	
Área limitante: reducir en caso de no cumplir criterio de compresión ¿Cumple el criterio de compresión? ¿Ned < Nb,Rd?		a1	11.54 m2	Cumple
Máxima altura de la pierna de apoyo	= max (Li)	LL	3309 mm	
Longitud efectiva	= LL * 1,33 (lado conservativo)	Le	4402 mm	
<u>Selección del tamaño de la pierna de apoyo - Tubo interno</u>				
Material	A 53 Gr. B	Fy	240 Mpa	ASME B31.1
Tamaño nominal de la tubería (NPS)	3	"	88.9 mm	(diámetro externo)
Espesor	SCH 80	tw	7.62 mm	ASME B36.10M
Diámetro interno		Di	73.66 mm	
Área transversal de acero	= $\pi/4 (Do^2 - Di^2)$	As	1946 mm2	
Peso unitario del tubo interior	= $As * \rho_{Steel}$	Wil	15.27 kg/m	ASME B36.10M
Inercia del tubo	= $\pi/64 (Do^4 - Di^4)$	I	162093 mm4	
Radio de giro del tubo	= $(I / As)^{0,5}$	i	28.86 mm	
<u>Selección del tamaño de la pierna de apoyo - Tubo externo</u>				
Material	A 53 Gr. B	Fy	240 Mpa	ASME B31.1
Tamaño nominal de la tubería (NPS) - pulgadas	4	Do	114.3 mm	(diámetro externo)
Espesor	SCH 80	tw	8.56 mm	ASME B36.10M
Diámetro interno		Di	97.18 mm	
Área transversal de acero	= $\pi/4 (Do^2 - Di^2)$	As	2844 mm2	
Peso unitario del tubo interior	= $As * \rho_{Steel}$	Wol	22.32 kg/m	ASME B36.10M
Longitud del tubo de alojamiento		Lol	2000 mm	
Pandeo de la pierna de apoyo				
Longitud de pandeo - y	= Le	L	4402 mm	EN 1993-1-1:2005
Coefficiente de pandeo	Columna empotrada-libre	β	2	
Esbeltez - y	= $\beta * L / i$	λ	305.00 -	
Esbeltez referencia	= $\pi * (E/Fy)^{0,5}$	λ_{ref}	90.46 -	
Esbeltez adimensional - y	= λ / λ_{ref}	λ_{med}	3.37 -	
Curva de pandeo del perfil				
Coefficiente de imperfección - y	a	α	0.21 -	EN 1993 1-1. Tabla 6.1

	$= 0.5 * [1 + \alpha * (\lambda_{med} - 0.2) + (\lambda_{med})^2]$	φ	6.5165 -
Coefficiente de reducción - y	$= 1 / [\varphi + (\varphi^2 - \lambda_{med}^2)^{0.5}] \leq 1$	χ	0.0827 -
Clase de sección hueca	$= (235 / f_y)^{0.5}$ $= D_o / t_w$	ϵ	0.990 - 11.7 -
	Tipo de clase	$D_o/t_w \leq 50\epsilon^2$	Clase 1 -
Resistencia de cálculo a pandeo de un elemento sometido a compresión	$= \chi * A_s * F_y / \gamma_{M1}$	Nb,Rd	38.62 kN
Coefficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales a inestabilidad		γ_{M1}	1 -
Máxima esfuerzo de compresión en la pierna de apoyo	$= \max (L_p, L_d) * g$	Ned	31.68 kN
Comprobación			
El esfuerzo de compresión en las piernas de apoyo debe ser igual o menor que la resistencia de cálculo a pandeo:		$\chi N_{ed} < N_{b,Rd}?$	Cumple 18.0%

Cálculo de pesos

Nº piernas de apoyo en la pontona		n1	24	uds		
Peso del tubo exterior	$= n1 * L_{ol} * W_{ol}$	Wol1	1071	kg		
Longitud tubo interior		l1	3309	mm		
Peso del tubo interior	$= n1 * l1 * W_{il}$	Will	1213	kg		
Peso total de piernas de apoyo en la pontona	$= W_{ol1} + W_{il1}$	W11	2285	kg		
-----	-----	----	----	----		
Nº piernas de apoyo en el radio i de la cubierta central		ni	16	8	4	uds
Peso del tubo exterior	$= ni * L_{ol} * W_{ol}$	Woli	714	357	179	kg
Longitud tubo interior		li	3239	3162	3084	mm
Peso del tubo interior	$= ni * li * W_{il}$	Wili	792	386	188	kg
Peso total de piernas en el radio i de la cubierta central	$= W_{oli} + W_{ili}$	Wli	1506	743	367	kg
Peso total de piernas de apoyo en la cubierta central	$= \sum W_{li}$	Wld	2616			kg

18 VENTEOS

18.1 Pérdida de vapor del producto

Los siguientes casos obligan a disponer de ventilación en los techos fijos:

- Los llenados y vaciados de producto provocan en el tanque exhalaciones e inhalaciones de aire, vapor del producto o una mezcla de ambos.
- Los cambios térmicos provocan variaciones del volumen de producto, originando exhalaciones e inhalaciones.
- Malfuncionamiento en resistencias de calefacción interna.
- La exposición de las superficies exteriores al fuego crea exhalación.
- Importación de productos calientes o no especificados dentro del tanque.

La siguiente figura muestra esquemáticamente los mecanismos de pérdida en tanques con techo fijo:

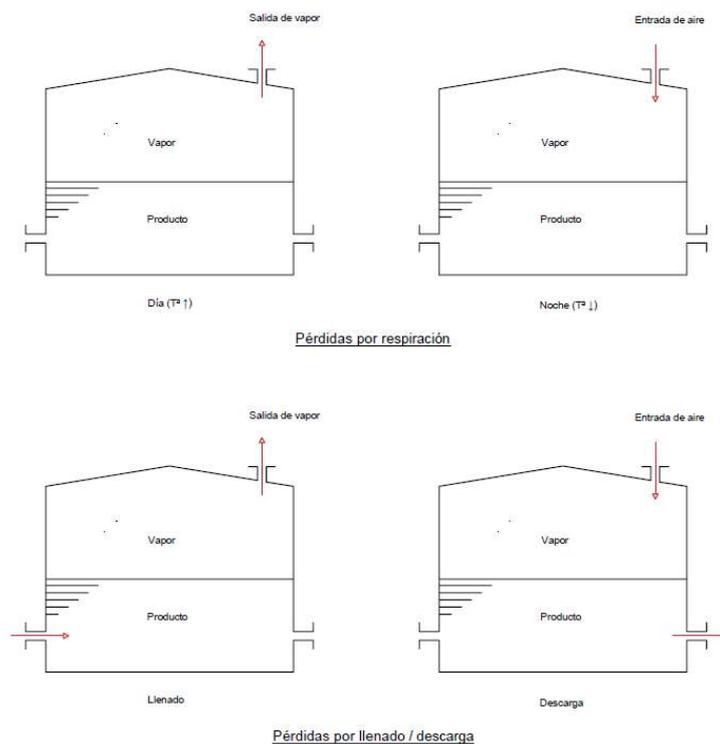


Figura 18-1. Mecanismos de pérdida de vapor en un tanque.

La capacidad de venteo del tanque será calculada siguiendo las indicaciones expuestas en la normativa API 2000. Aunque el tipo de ventilación de un tanque puede depender de múltiples factores, para el caso del tanque con techo flotante se calcularán los caudales necesarios de los siguientes venteos:

- Venteos atmosféricos.
- Venteo de emergencia.

- Venteo auto purgante para techo flotante.

18.2 Venteos atmosféricos

El caudal volumétrico de exhalación de aire debido al llenado del tanque, V_{op} [m³/h], es función del caudal máximo de llenado de producto, V_{pf} [m³/h], y depende el tipo de líquido almacenado:

$$V_{op} = K_1 * V_{pf} \quad (1.212)$$

- Para productos no volátiles con una presión de vapor igual o menor a 5 kPa: $K_1 = 1$.
- Para productos volátiles con una presión de vapor mayor a 5 kPa, debido a los cambios en el equilibrio líquido-vapor, el caudal de entrada al tanque causará un mayor caudal de exhalación: $K_1 = 2$.
- Para productos que flashean, el caudal de exhalación resulta varias veces mayor que caudal de llenado del producto. El flasheo ocurre cuando la presión de vapor de la corriente de entrada es mayor a la presión de operación del tanque. API 2000 indica realizar un balance de equilibrio y aumentar el caudal requerido consecuentemente.

El caudal volumétrico de inhalación de aire debido al vaciado del tanque, V_{ip} [m³/h], es función del caudal máximo de descarga de producto, V_{pe} [m³/h]:

$$V_{ip} = V_{pe} \quad (1.213)$$

El cálculo de exhalación e inhalación de aire asociada a los cambios térmicos en tanques verticales es función del volumen del tanque, V_{tk} . Este efecto se reduce con la instalación de aislamiento térmico, y depende de las propiedades del aislante y el espesor dispuesto.

- El factor de reducción para un tanque sin aislamiento es $R_i = 1$.
- El factor de reducción para un tanque completamente aislado, R_{in} , se calcula como:

$$R_{in} = \frac{1}{1 + \frac{h * l_{in}}{\lambda_{in}}} \quad (1.214)$$

donde:

h : coeficiente térmico interior de transferencia [W/(m²*K)].

l_{in} : espesor de aislamiento [m].

λ_{in} : conductividad térmica del aislante [W/(m*K)].

- El factor de reducción para un tanque aislado parcialmente, R_{inp} , se calcula como:

$$R_{inp} = \frac{A_{inp}}{A_{TTS}} * R_{in} + \left(1 - \frac{A_{inp}}{A_{TTS}} \right) \quad (1.215)$$

donde:

A_{TTS} : superficie total del tanque (virolas y techo) [m²].

A_{inp} : superficie aislada del tanque [m²].

El caudal volumétrico de exhalación de aire debido al calentamiento del producto por un aumento de las

condiciones ambientales, V_{OT} [m³/h], tiene la siguiente expresión:

$$V_{OT} = Y * V_{tk}^{0.9} * R_i \quad (1.216)$$

donde Y es un factor dependiente de la latitud de la ubicación del tanque:

Latitud	Factor (Y)
Bajo 42°	0.32
Entre 42° y 58°	0.25
Sobre 48°	0.2

Tabla 18-A. Factor Y para el cálculo de V_{OT} .

El caudal volumétrico de inhalación de aire debido al enfriamiento del producto por un descenso de las condiciones ambientales, V_{IT} [m³/h], tiene la siguiente expresión:

$$V_{IT} = C * V_{tk}^{0.7} * R_i \quad (1.217)$$

donde C es un factor dependiente de la presión de vapor, de la temperatura media de almacenamiento y de la latitud:

Presión de vapor	Similar al Hexano		Más alta que el hexano, o desconocida		
	< 25°C	> = 25°C	< 25°C	> = 25°C	
Temperatura media de almacenaje [°C]					
Latitud	Bajo 42°	4	6.5	6.5	6.5
	Entre 42° y 58°	3	5	5	5
	Sobre 48°	2.5	4	4	4

Tabla 18-B. Factor C para el cálculo de V_{IT} .

El caudal volumétrico máximo posible para la exhalación e inhalación, V_o, V_i respectivamente, es la suma de la capacidad de bombeo y de la capacidad por efecto térmico debido a las influencias meteorológicas:

$$\begin{aligned} V_o &= V_{op} + V_{ot} \\ V_i &= V_{ip} + V_{it} \end{aligned} \quad (1.218)$$

Por otro lado, la capacidad de descarga del venteo atmosférico para un determinado tamaño de tubería de paso para el caso de sobrepresión interna, Q_d , y para el caso de vacío dentro del tanque, Q_e , tendrá la siguiente expresión:

$$[Q_d, Q_e] = K * A_t * \sqrt{2 * \Delta P / \rho_{aire}} \quad (1.219)$$

donde:

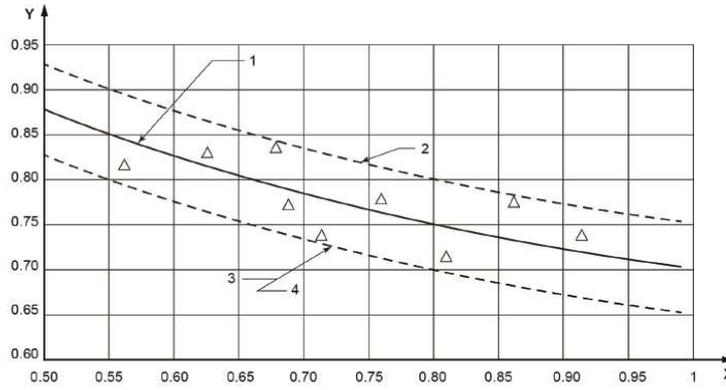
A_t : área efectiva de paso [m²].

ρ_{aire} : densidad del aire [kg/m³].

ΔP : diferencia de presiones entre el interior de tanque y el exterior [Pa].

- Para el caso de sobrepresión, se empleará la presión interna de diseño P_d .
- Para el caso de vacío, se usa la presión de diseño externa (vacío) P_e .

K : coeficiente de descarga. Su valor puede obtenerse de la (), en función de la razón entre la presión absoluta de salida y de entrada al dispositivo.



Key
 X absolute pressure ratio, p_o/p_i
 Y coefficient of discharge, K
 1 best-fit curve of measured coefficients
 2 maximum limit (105 % of best-fit curve values)
 3 minimum limit (95 % of best-fit curve values)
 4 valve coefficient of discharge for published capacity

Figura 18-2. Coeficientes de descarga K para dispositivos de venteos probados (Figura 2 de API 2000).

El número de venteos atmosféricos será el mayor de entre la división de la capacidad de descarga y el caudal volumétrico en los casos de exhalación e inhalación:

$$n = \max \left[\frac{Q_d}{V_o}, \frac{Q_e}{V_i} \right] \tag{1.220}$$

18.3 Venteo de emergencia

Cuando la superficie externa del tanque esté sometido a la exposición de fuego, el caudal volumétrico a desalojar puede superar el valor normal de descarga calculado en el apartado anterior. Esta contingencia requerirá de la instalación de una válvula de descarga de emergencia, especialmente en tanque que no tiene una unión techo-virola frágil diseñada para fallar en caso de sobrepresión.

El caudal volumétrico de emergencia requerido para tanques sujetos a la exposición de fuego, q , tiene la siguiente expresión:

$$q = 906.6 * \frac{Q * F}{L} * \sqrt{\frac{T}{M}} \tag{1.221}$$

donde:

A_{TWS} : área de virola húmeda, considerando al menos una altura de 9,14 metros sobre el suelo [m²].

Q : calor de entrada por la exposición al fuego, obtenido de la Tabla 18-C [W].

Área de virola húmeda, A_{TWS} [m ²]	Presión de diseño, P_d [kPa]	Calor de entrada, Q [W]
$A_{TWS} < 18.6$	$P_d \leq 103.4$	$63150 * A_{TWS}$
$18.6 \leq A_{TWS} < 93$	$P_d \leq 103.4$	$224200 * (A_{TWS})^{0.566}$
$93 \leq A_{TWS} < 260$	$P_d \leq 103.4$	$360400 * (A_{TWS})^{0.338}$
$260 \leq A_{TWS}$	$7 < P_d \leq 103.4$	$43200 * (A_{TWS})^{0.82}$
	$P_d \leq 7$	4129700

Tabla 18-C. Calor de entrada.

F : factor medioambiental. Para tanques de metal desnudo y sin aislamiento este valor es 1.

L : calor latente de vaporización del líquido almacenado a la presión y temperatura de alivio [J/kg]. Para productos similares al hexano se puede emplear un valor de 334900 J/kg.

T : temperatura absoluta del vapor aliviado [K]. Para productos similares al hexano se puede emplear un valor de 288.75 K.

M : masa molecular relativa del vapor [kg/mol]. Para productos similares al hexano se puede emplear un valor de 86.17.

Para calcular tamaño de la tubuladura del venteo de emergencia, la división entre el caudal volumétrico requerido de emergencia y la capacidad de descarga debe ser menor que 1:

$$\frac{q}{Q_d} < 1 \quad (1.222)$$

18.4 Venteos auto purgantes

Para la cubierta del techo flotante se instalan unos venteos auto purgantes en la cubierta central que evitan una concentración de tensiones en el elemento flotante o en el sello periférico, ya sea evitando un vacío en el espacio bajo la cubierta en el vaciado, o evitando una presión bajo este espacio originado por el aire confinado en el proceso del llenado.

El dispositivo consiste en un conducto vertical corto que forma un asiento en su parte superior, soldado a la cubierta central del techo flotante. A través del centro del conducto pasa un tubo de guía vertical que aloja un vástago de empuje al que se une, por la parte superior, un disco que forma la tapa de la dispositivo. La longitud de la varilla de empuje está diseñada de tal manera que, al vaciar el tanque, la varilla toca el fondo del tanque antes de que las piernas de apoyo del techo aterricen, abriéndose y permitiendo el ingreso de aire que ayude al vaciado de producto remanente bajo de la cubierta. De forma similar, cuando el tanque se está llenando, el dispositivo se cierra una vez que todo el aire bajo de la cubierta haya sido expulsado y el techo flote.

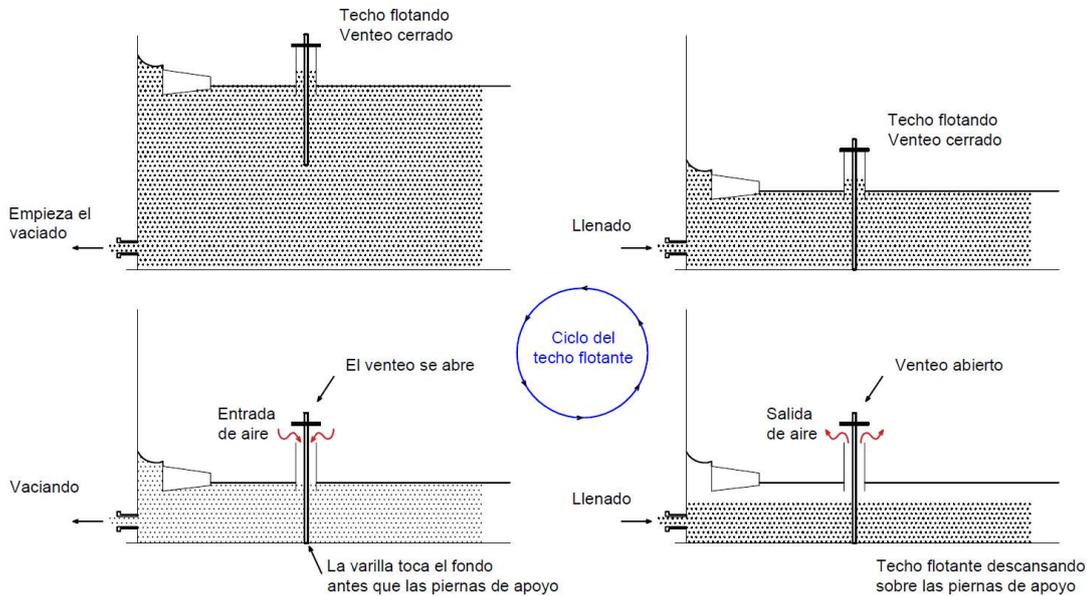


Figura 18-3. Posiciones del venteo auto purgante.

El inconveniente que presenta este dispositivo es, que cuando queda abierta, permite que los vapores del producto se escapen durante el tiempo que el techo está apoyado en el fondo en la etapa final de vaciado o comienzo del llenado.

El número y el tamaño de la ventilación de purga deberán dimensionarse de acuerdo con las velocidades máximas de llenado y vaciado, considerando las ecuaciones del apartado 18.2, tomando como valor de volumen del tanque, V_{ik2} , la capacidad bajo el techo flotante la posición de la cubierta central sobre el suelo cuando descansa sobre él:

$$V_{ik2} = \frac{\pi * D^2}{4} * h \quad (1.223)$$

En el cálculo de la capacidad de descarga de dispositivo auto purgante, el área total de paso será el área efectiva del conducto vertical restándole el área de la guía y de las cartelas que la unen al conducto. La diferencia de presiones, ΔP , debe tener un valor muy pequeño ya que lo deseable es que no se originen esos gradientes de presión. Como valor de diseño, se establecerá una ΔP igual a la centésima parte de la presión de diseño interna, P_d .

18.5 Cálculos - Venteos

Cálculo del venteo		API 2000 7ª edición	
Diámetro interno del tanque		D	34000 mm
Altura del tanque		H	25000 mm
Área transversal del tanque	$= \pi * D^2 / 4$	Ar	907.9 m ²
Temperatura de diseño	(max)	Td	55 °C
	(min)		0 °C
Presión de diseño (interna)		Pd	0.029 barg
Presión de diseño (Externa)		Pe	0.005 barg
Temperatura de almacenaje del producto		T	55 °C
Latitud geográfica	Sevilla: 37°		Bajo 42°
Densidad del aire		paire	1.204 kg/m ³
Líquido almacenado			Fuel Oil
Tipo de líquido			Líquido no volátil (Pvapor <= 5kPa)
Tipo de presión de vapor			Similar al Hexano
Gravedad específica del producto		G	0.7835 -
Máximo caudal de llenado		Vpf	420.4 m ³ /h
Máximo caudal de vaciado		Vpe	213.0 m ³ /h
Aislamiento			Tanque sin aislamiento
Coefficiente interno de transferencia de calor		h_coef	4 W / (m ² *K) <small>4 W/(m²/K) es un valor típico para tanques</small>
Espesor de aislamiento		l_in	0.1 m
Conductividad térmica del aislamiento		λ_in	0.05 W / (m*K)
Superficie total del tanque (virolas y techo)	$= \pi * D * H + Ar$	Atts	3578 m ²
Altura de aislamiento		h_in	N/A m
Superficie aislada	$= \pi * D * h_in$	Ains	N/A m ²
Factor de líquido volátil		K1	1 -
Caudal volumétrico de exhalación de aire	$= K1 * Vpf$	Vop	420.4 m ³ /h <small>API 2000, Sec 3.3.2.2.1</small>
Caudal volumétrico de inhalación de aire	$= Vpe$	Vip	213.0 m ³ /h <small>API 2000, Sec 3.3.2.2.2</small>
Techo fijo - Venteos atmosféricos			
Volumen del tanque	$= \pi * D^2 / 4 * H$	Vtk	22698 m ³
Área de virola húmeda	$= \pi * D * \min(H; 9,14)$	ATWS	976 m ²
Exhalación térmica por calentamiento	$= Y * Vtk^{0,9} * Ri$	Vot	2664 m ³ /h <small>API 2000, Sec 3.3.2.3.2</small>
Factor Y (latitud)		Y	0.32 - <small>API 2000 - Tabla 1</small>
Para tanques sin aislamiento		Ri	1 -
Inhalación térmica por enfriamiento	$= C * Vtk^{0,7} * Ri$	Vit	7280 m ³ /h <small>API 2000, Sec 3.3.2.3.3</small>
Factor C (presión de vapor, Tª y latitud)		C	6.5 - <small>API 2000 - Tabla 2</small>
Para tanques sin aislamiento		Ri	1 -
Requerimientos totales de venteo			
Exhalación total requerida	$= Vop + Vot$	Vo	3084 m ³ /h
Inhalación total requerida	$= Vip + Vit$	Vi	7493 m ³ /h
Tamaño de venteo		NPS	12 "
Schedule del tubo		sch	STD -
Espesor del tubo		t	9.53 mm
Diámetro externo del tubo		do	323.85 mm
Diámetro interno del tubo	$= do - 2*t$	d1	304.80 mm
Área total de paso	$= \pi * (d1)^2 / 4$	At	72966 mm ²
Coefficiente de descarga		K	0.65 -
Capacidad de descarga:	$= K * At * (2*\Delta P/paire)^{0.5}$	Q	
En sobrepresión: con $\Delta P = Pd$		Qd	11850 m ³ /h
En vacío: con $\Delta P = Pe$		Qe	4921 m ³ /h
Nº de venteos necesarios	$= \max[(Vo/Qd) ; (Vi/Qe)]$	n	1.5227 uds
		n_entero	2 uds

Techo fijo - Venteo de emergencia

Caudal requerido para tanques sujetos a exposición del fuego	$= 906.6 * Q * F / L$ $(T/M)^{0.5}$	q	20465 Nm ³ /h	API 2000, Sec 3.3.3.3.2
Heat input de la exposición al fuego		Q	4129700 W	API 2000 - Tabla 3
Factor medioambiental	<i>Tanque de metal desnudo</i>	F	1 -	API 2000 - Tabla 9
Calor latente de vaporización del producto		L	334900 J/kg	
Temperatura absoluta del vapor aliviado		T	288.75 K	
Masa molecular relativa del vapor		M	86.17 kg/mol	
Tamaño de venteo		NPS	18 "	
Schedule del tubo		sch	STD	
Espesor del tubo		t	9.53 mm	
Diámetro externo del tubo		do	457.20 mm	
Diámetro interno del tubo	$= do - 2 * t$	di	438.15 mm	
Área total de paso	$= \pi * (di)^2 / 4$	At	150777 mm ²	
Coefficiente de descarga		K	0.65 -	
Capacidad de descarga:	$= K * At *$ $(2 * \Delta P / \rho_{aire})^{0.5}$	Q		
En sobrepresión: con $\Delta P = Pd$		Qd	24488 m ³ /h	
Nº de venteos necesarios	$= q / Qd$	n	0.8357 uds	
		n_entero	1 uds	

Techo fijo - Venteos auto purgantes

Tipo de venteo			Auto Bleeder Vent	
Posición más baja del techo flotante		h	2329 mm	<i>Soportes TFI</i>
Volumen del tanque	$= \pi * D^2 / 4 * h$	Vtk2	2114 m ³	
Exhalación térmica por calentamiento	$= Y * Vtk2^{0.9} * Ri$	Vot	315 m ³ /h	API 2000, Sec 3.3.2.3.2
Factor Y (latitud)		Y	0.32 -	API 2000 - Tabla 1
Para tanques sin aislamiento		Ri	1 -	
Inhalación térmica por enfriamiento	$= C * Vtk2^{0.7} * Ri$	Vit	1382 m ³ /h	API 2000, Sec 3.3.2.3.3
Factor C (presión de vapor, T ^a y latitud)		C	6.5 -	API 2000 - Tabla 2
Para tanques sin aislamiento		Ri	1 -	
Requerimientos totales de venteo				
Exhalación total requerida	$= Vop + Vot$	Vo	735 m ³ /h	
Inhalación total requerida	$= Vip + Vit$	Vi	1595 m ³ /h	
Máxima capacidad de diseño para ventear	$= \max (Vi, Vo)$	Q	1595 m ³ /h	
Tamaño de venteo (tubo exterior)		NPS	10 "	
Schedule del tubo		sch	STD	
Espesor del tubo		t	9.27 mm	
Diámetro externo del tubo		do	273.05 mm	
Diámetro interno del tubo	$= do - 2 * t$	d1	254.51 mm	
Área total de paso (tubo exterior)	$= \pi * (d1)^2 / 4$	At	50874 mm ²	
Tamaño de venteo (tubo guía)		NPS	2 "	
Schedule del tubo		sch	STD	
Espesor del tubo		t	3.91 mm	
Diámetro externo del tubo		d2	60.33 mm	
Diámetro de guía del tubo interior		ds	90 mm	
Área bloqueada debido a la guía	$= \pi * (ds)^2 / 4$	Ab1	6362 mm ²	
Ancho de la cartela para sujetar la guía	$= (d1 - ds) / 2$	w	82.25 mm	
Espesor de la cartela para sujetar la guía		tg	6 mm	
Número de cartelas		np	4 ud	
Área bloqueada debido a las cartelas	$= np * w * tg$	Ab2	1974 mm ²	
Área neta de paso por el venteo auto purgante	$= (At - Ab1 - Ab2)$	An	42538 mm ²	
Coefficiente de descarga		K	0.65 -	
Diferencia de presiones	$= Pd / 100$	ΔP	0.00029 barg	
Capacidad de descarga:	$= K * At *$ $(2 * \Delta P / \rho_{aire})^{0.5}$	Q		
En sobrepresión: con $\Delta P = Pd$		Qd	691 m ³ /h	
Nº de venteos necesarios	$= Q / Qd$	n	2.3088 uds	
		n_entero	3 uds	

19 APÉNDICES

Este anexo muestra las tablas de propiedades geométricas y características mecánicas de los elementos estructurales empleados para diseñar el tanque, tales como perfiles metálicos, tuberías para venteos y soportes del techo flotante, y pernos de anclaje.

19.1 Tabla de perfiles metálicos

19.1.1 Serie UPN

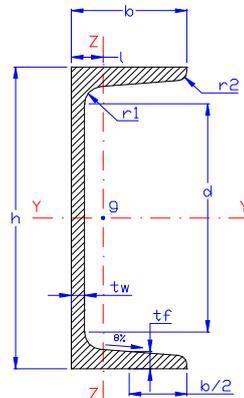


Figura 19-1. Perfil UPN

UPN	Dimensiones							Sección	Peso	Propiedades de la Sección					
	h	b	t _w	t _f =r ₁	r ₂	d	l			A	G	Referido al eje y-y		Referido al eje z-z	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	Kg/m ¹	I _y	W _y	i _y	I _z
UPN 80	80	45	6	8	4	46	1.45	11	8.64	106	26.5	3.1	19.4	6.36	1.33
UPN 100	100	50	6	8.5	4.5	64	1.55	13.5	10.6	206	41.2	3.91	29.3	8.49	1.47
UPN 120	120	55	7	9	4.5	82	1.6	17	13.4	364	60.7	4.62	43.2	11.1	1.59
UPN 140	140	60	7	10	5	98	1.75	20.4	16	605	86.4	5.45	62.7	14.8	1.75
UPN 160	160	65	7.5	10.5	5.5	115	1.84	24	18.8	925	116	6.21	85.3	18.3	1.89
UPN 180	180	70	8	11	5.5	133	1.92	27	22	1,350	150	6.95	114	22.4	2.02
UPN 200	200	75	8.5	11.5	6	151	2.01	32.2	25.3	1,910	191	7.7	148	27	2.14
UPN 220	220	80	9	12.5	6.5	167	2.14	37.4	29.4	2,690	245	8.48	197	33.6	2.3
UPN 240	240	85	9.5	13	6.5	184	2.23	42.3	33.2	3,600	300	9.22	248	39.6	2.42
UPN 260	260	90	10	14	7	200	2.36	48.3	37.9	4,820	371	9.99	317	47.7	2.56
UPN 280	280	95	10	15	7.5	216	2.53	53.3	41.8	6,280	448	10.9	399	57.2	2.74
UPN 300	300	100	10	16	8	232	2.7	58.8	46.2	8,030	535	11.7	495	67.8	2.9

Tabla 19-A. Características dimensionales y mecánicas de la serie UPN.

19.1.2 Serie angular de lados iguales

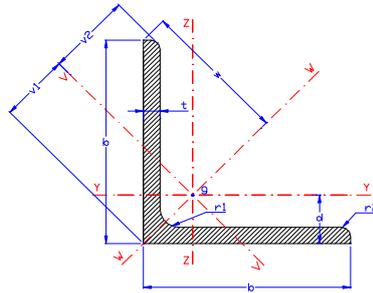


Figura 19-2. Perfil L.

L	Dimensiones				Área A	Peso G	Propiedades de la Sección								Posición del centro de gravedad				
	b	t	r ₁	r ₂			Referido al eje y-y			Referido al eje v-v			Referido al eje w-w		d	b-d	w	v ₁	v ₂
							I _y =I _z	W _y =W _z	i _y =i _z	I _v	W _v	i _v	I _w	i _w					
mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/m ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	cm ⁴	cm ¹	cm ¹	cm ¹	cm	cm ¹	cm ¹	cm ¹
L 20x3*	20	3	4	2	1.13	0.88	0.39	0.28	0.59	0.16	0.19	0.38	0.61	0.74	0.6	1.4	1.41	0.84	0.7
L 20x4	20	4	4	2	1.46	1.14	0.49	0.36	0.58	0.21	0.23	0.38	0.77	0.72	0.63	1.37	1.41	0.9	0.71
L 25x3*	25	3	4	2	1.43	1.12	0.8	0.45	0.75	0.33	0.33	0.48	1.26	0.94	0.72	1.78	1.77	1.02	0.87
L 25x4	25	4	4	2	1.86	1.46	1.01	0.58	0.74	0.43	0.4	0.48	1.6	0.93	0.76	1.74	1.77	1.07	0.89
L 25x5	25	5	4	2	2.27	1.78	1.2	0.71	0.75	0.52	0.46	0.48	1.89	0.91	0.8	1.7	1.77	1.13	0.91
L 30x3*	30	3	5	2.5	1.74	1.36	1.4	0.65	0.9	0.58	0.49	0.58	2.23	1.13	0.84	2.16	2.12	1.18	1.04
L 30x4*	30	4	5	2.5	2.27	1.73	1.8	0.85	0.89	0.75	0.61	0.58	2.85	1.12	0.88	2.12	2.12	1.24	1.05
L 30x5	30	5	5	2.5	2.78	2.18	2.16	1.04	0.88	0.92	0.71	0.57	3.41	1.11	0.92	2.08	2.12	1.3	1.07
L 35x3*	35	3	5	2.5	2.04	1.6	2.29	0.9	1.06	0.95	0.7	0.68	3.63	1.34	0.96	2.54	2.47	1.36	1.23
L 35x4*	35	4	5	2.5	2.67	2.09	2.95	1.18	1.05	1.23	0.86	0.68	4.68	1.33	1	2.5	2.47	1.42	1.24
L 35x5	35	5	5	2.5	3.28	2.57	4	1.45	1.04	1.49	1.01	0.67	5.64	1	1.04	2.46	2.47	1.48	1.25
L 40x4*	40	4	6	3	3.08	2.42	4	1.55	1.21	1.86	1.17	0.78	7.09	2	1.12	2.88	2.83	1.58	1.4
L 40x5*	40	5	6	3	3.79	2.97	5	1.91	1.2	2.26	1.37	0.77	8.6	2	1.16	2.84	2.83	1.64	1.42
L 40x6	40	6	6	3	4.48	3.52	6	2.26	1.19	2.65	1.56	0.77	9.98	1	1.2	2.8	2.83	1.7	1.43
L 45x4*	45	4	7	3.5	3.49	2.74	6	1.97	1.36	2.67	1.55	0.88	10.2	2	1.23	3.27	3.18	1.75	1.57
L 45x5*	45	5	7	3.5	4.3	3.38	8	2.43	1.35	3.26	1.8	0.87	12.4	2	1.28	3.22	3.18	1.81	1.58
L 45x6*	45	6	7	3.5	5.09	4	9	2.88	1.34	3.82	2.05	0.87	14.5	2	1.32	3.18	3.18	1.87	1.59
L 50x4*	50	4	7	3.5	3.89	3.06	9	2.46	1.52	3.72	1.94	0.98	14.2	2	1.36	3.64	3.54	1.92	1.75
L 50x5*	50	5	7	3.5	4.8	3.77	11	3	1.52	4.54	2.29	0.97	17.4	2	1.4	3.6	3.54	1.99	1.76
L 50x6*	50	6	7	3.5	5.69	4.47	12.8	3.61	1.5	5.33	2.61	0.97	20.3	1.89	1.45	3.55	3.54	2.04	1.77
L 50x7	50	7	7	3.5	6.56	5.15	14.6	4.16	1.49	6.11	2.91	0.96	23.1	1.88	1.49	3.51	3.54	2.1	1.78
L 50x8	50	8	7	3.5	7.41	5.82	16.3	4.68	1.48	6.87	3.19	0.96	25.7	1.86	1.52	3.48	3.54	2.16	1.8
L 60x5*	60	5	8	4	5.82	4.57	19.4	4.45	1.82	8.02	3.45	1, 17	30.7	2.3	1.64	4.36	4.24	2.32	2.11
L 60x6*	60	6	8	4	6.91	5.42	22.8	5.29	1.82	9.43	3.95	1.17	36.2	2.29	1.69	4.31	4.24	2.39	2.11
L 60x8*	60	8	8	4	9.03	7.09	29.2	6.89	1.8	12.2	4.86	1.16	46.2	2.26	1.77	4.23	4.24	2.5	2.14
L 60x10	60	10	8	4	11.1	8.69	34.9	8.41	1.78	14.8	5.67	1.16	55.1	2.23	1.85	4.15	4.24	2.61	2.17
L 70x6*	70	6	9	4.5	8.13	6.38	36.9	7.27	2.13	15.3	5.59	1, 37	58.5	2.68	1.93	5.07	4.95	2.73	2.46
L 70x7*	70	7	9	4.5	9.4	7.38	42.3	8.41	2.12	17.5	6.27	1.36	67, 1	2.67	1.97	5.03	4.95	2.79	2.47
L 70x8*	70	8	9	4.5	10.6	8.36	47.5	9.52	2.11	19.7	6.91	1.36	75.3	2.66	2.01	4.99	4.95	2.85	2.47
L 70x10	70	10	9	4.5	13.1	10.3	57	11.7	2.09	23.9	8.1	1.35	90.5	3	2.09	4.91	4.95	2.96	2.5
L 80x8*	80	8	10	5	12.3	9.63	72	12.6	2.43	29.9	9.36	1.56	115	3	2.26	5.74	5.66	3.19	2.82

L	Dimensiones				Área	Peso	Propiedades de la Sección									Posición del centro de gravedad				
							Referido al eje y-y			Referido al eje v-v			Referido al eje w-w							
	b	t	r ₁	r ₂	A	G	I _y =I _z	W _y =W _z	i _y =i _z	I _v	W _v	i _v	I _w	i _w	d	b-d	w	v ₁	v ₂	
mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/m ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	cm ⁴	cm ¹	cm ¹	cm	cm	cm ¹	cm ¹	cm ¹	
L 80x10*	80	10	10	5	15.1	11.9	88	13.4	2.41	36.3	11	1.55	139	3	2.34	5.66	5.66	3.3	2.85	
L 80x12	80	12	10	5	17.9	14	102	18.2	2.39	42.7	12.5	1.55	161	3	2.41	5.59	5.66	3.41	2.89	
L 90x8*	90	8	11	5.5	13.9	10.9	104	16.1	2.74	43.1	12.2	1.76	166	3	2.5	6.5	6.36	3.53	3.17	
L 90x10*	90	10	11	5.5	17.1	13.4	127	19.8	2.72	52.5	14.4	1.75	201	3	2.58	6.42	6.36	3.65	3.19	
L 90x12	90	12	11	5.5	20.3	15.9	148	23.3	2.7	61.7	16.4	1.74	234	3	2.66	6.34	6.36	3.76	3.22	
L 100x8*	100	8	12	6	15.5	12.2	145	19.9	3.06	59.8	15.5	1.96	230	4	2.74	7.26	7.07	3.87	3.52	
L 100x10*	100	10	12	6	19.2	15	177	25	3.04	72.9	18.3	1.95	280	4	2.82	7.18	7.07	3.99	3.54	
L 100x12	100	12	12	6	22.7	17.8	207	29.1	3.02	85.7	20.9	1.94	323	3.88	2.9	7.1	7.07	4.11	3.57	
L 100x15	100	15	12	6	27.9	21.9	249	25.6	2.89	104	24.4	1.93	393	3.75	3.02	6.98	7.07	4.27	3.61	
L 120x10*	120	10	13	6.5	23.2	18.2	313	36	3.67	129	27.5	2.36	497	4.63	3.31	8.69	8.49	4.69	4.23	
L 120x12*	120	12	13	6.5	27.5	21.6	368	42.7	3.65	152	31.5	2.35	584	4.6	3.4	8.6	8.49	4.8	4.28	
L 120x15	120	15	13	6.5	33.9	26.6	445	52.4	3.62	185	37.1	2.33	705	4.56	3.51	8.49	8.49	4.97	4.31	
L 150x12*	150	12	16	8	34.8	27.3	737	67.7	4.6	303	52	2.95	1,170	5.8	4.12	10.88	10.6	5.83	5.29	
L 150x15*	150	15	16	8	43	33.8	898	83.5	4.57	370	61.6	2.93	1,430	5.76	4.25	10.75	10.6	6.01	5.33	
L 150x18	150	18	16	8	51	40.1	1,050	98.7	4.54	435	70.4	2.92	1,670	5.71	4.37	10.63	10.6	6.17	5.38	
L 180x15*	180	15	18	9	52.1	40.9	1,590	122	5.52	653	92.6	3.54	2,520	6.96	4.98	13.02	12.7	7.05	6.36	
L 180x18	180	18	18	9	61.9	48.6	1,870	145	5.49	768	106	3.52	2,960	6.92	5.1	12.9	12.7	7.22	6.41	
L 180x20	180	20	18	9	68.3	53.7	2,040	159	5.47	843	115	3.51	3,240	6.89	5.18	12.82	12.7	7.33	6.44	
L 200x16*	200	16	18	9	61.8	48.5	2,540	162	6.16	960	123	3.94	3,720	7.76	5.52	14.48	14.1	7.81	7.09	
L 200x18*	200	18	18	9	69.1	54.2	2,600	181	6.13	1,070	135	3.93	4,130	7.73	5.6	14.4	14.1	7.93	7.12	
L 200x20	200	20	18	9	76.3	59.9	2,850	199	6.11	1,170	146	3.92	4,530	7.7	5.68	14.32	14.1	8.04	7.15	
L 200x24	200	24	18	9	90.6	71.1	3,330	235	6.06	1,380	167	3.9	5,280	7.64	5.84	14.16	14.1	8.26	7.21	

Tabla 19-B. Características dimensionales y mecánicas de la serie angular de lados iguales.

19.1.3 Serie IPE

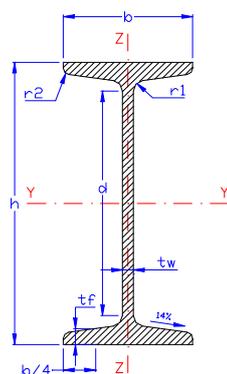


Figura 19-3. Perfil IPE.

IPE	Dimensiones						Sección	Peso	Propiedades de la Sección					
									Referido al eje y-y			Referido al eje z-z		
	h	b	t _w	t _r	r	d	A	G	I _y	W _y	I _y	I _z	W _z	I _z
mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/m ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	cm ⁴	cm ³	cm ¹	
IPE 80	80	46	3.8	5.2	5	59.6	7.64	6	80.14	20.03	3.24	8.49	3.69	1.05
IPE 100	100	55	4.1	5.7	7	74.6	10.32	8.1	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24
IPE 120	120	64	4.4	6.3	7	93.4	13.2	10.4	318	53	4.9	27.7	8.65	1.45
IPE 140	140	73	4.7	6.9	7	112.2	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65
IPE 160	160	82	5	7.4	9	127.2	20.1	15.8	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84
IPE 180	180	91	5.3	8	9	146	23.9	18.8	1,320	146	7.42	101	22.2	2.05
IPE 200	200	3	5.6	8.5	12	159	28.5	22.4	1,940	194	8.26	142	28.5	2.24
IPE 220	220	110	5.9	9.2	12	177.6	33.4	26.2	2,770	252	9.11	205	37.3	2.48
IPE 240	240	120	6.2	9.8	15	190.4	39.1	30.7	3,890	324	9.97	284	47.3	2.69
IPE 270	270	135	6.6	10.2	15	219.6	45.9	36.1	5,790	429	11.2	420	62.2	3.02
IPE 300	300	150	7.1	10.7	15	248.6	53.8	42.2	8,360	557	12.5	604	80.5	3.35
IPE 330	330	160	7.5	11.5	18	271	62.6	49.1	11,770	713	13.7	788	98.5	3.55
IPE 360	360	170	8	12.7	18	298.6	72.7	57.1	16,270	904	15	1,040	123	3.79
IPE 400	400	180	8.6	13.5	21	331	84.5	66.3	23,130	1,160	16.5	1,320	146	3.95
IPE 450	450	190	9.4	14.6	21	378.8	98.8	77.6	33,740	1,500	18.5	1,680	176	4.12
IPE 500	500	200	10.2	16	21	426	116	90.7	48,200	1,930	20.4	2,140	214	4.31
IPE 550	550	210	11.1	17.2	24	467.6	134	106	67,120	2,440	22.3	2,670	254	4.45
IPE 600	600	220	12	19	24	514	156	122	92,080	3,070	24.3	3,390	308	4.66

Tabla 19-C. Características dimensionales y mecánicas de la serie IPE.

19.2 Tabla de área de tensión de pernos de anclajes

La siguiente tabla es un extracto de la norma ASTM A36 para pernos de anclaje. Se indica la denominación comercial y el área tensionada, útiles para el dimensionamiento de los pernos de anclajes del apartado 11.7.1.

Diámetro nominal (do) x Paso de rosca	Diámetro exterior [mm]	Pitch [mm]	Área tensionada [mm ²]
M12 X 1,75	12	1,75	84,3
M16 X 2	16	2	157
M20 X 2,5	20	2,5	245
M24 X 3	24	3	353
M27 X 3	27	3	459
M30 X 3,5	30	3,5	561
M36 X 4	36	4	817
M42 X 4,5	42	4,5	1120
M48 X 5	48	5	1470
M56 X 5,5	56	5,5	2030
M64 X 6	64	6	2680
M72 X 6	72	6	3460

Tabla 19-D. Pernos de anclaje ASTM A36.

19.3 Propiedades mecánicas de los electrodos de soldadura

Clase	Tensión de rotura		Límite elástico	
	[ksi]	[MPa]	[ksi]	[MPa]
E60xx	62	427,47	50	344,74
E70xx	70	482,63	57	393,00
E80xx	80	551,58	67	461,95
E90xx	90	620,53	77	530,90
E100xx	100	689,48	87	599,84
E110xx	110	758,42	95	655,00
E120xx	120	827,37	107	737,74

Tabla 19-E. Propiedades mecánicas de los electrodos de soldadura.

19.4 Tabla de espesores de tubo

Nominal Pipe Size NPS ["]	Diámetro exterior ["]	Diámetro nominal (DN)	Diámetro exterior [mm]
1/8	0,405	6	10,29
1/4	0,54	8	13,72
3/8	0,675	10	17,15
1/2	0,84	15	21,34
3/4	1,05	20	26,67
1	1,315	25	33,40
1 1/4	1,66	32	42,16
1 1/2	1,9	40	48,26
2	2,375	50	60,33
2 1/2	2,875	65	73,03
3	3,5	80	88,90
3 1/2	4	90	101,60

Nominal Pipe Size NPS ["]	Diámetro exterior ["]	Diámetro nominal (DN)	Diámetro exterior [mm]
4	4,5	100	114,30
5	5,563	125	141,30
6	6,625	150	168,28
8	8,625	200	219,08
10	10,75	250	273,05
12	12,75	300	323,85
14	14	350	355,60
16	16	400	406,40
18	18	450	457,20
20	20	500	508,00
22	22	550	558,80
24	24	600	609,60

Tabla 19-F. Dimensiones exteriores de las tuberías según ASME B36-10M.

NPS	SCH 5	SCH 10	SCH 20	SCH 30	SCH 40	SCH 60	SCH 80	SCH 100	SCH 120	SCH 140	SCH 160	STD	XS	XXS
1/8	NA	1,24	NA	1,45	1,73	NA	2,41	NA	NA	NA	NA	1,73	2,41	NA
1/4	NA	1,65	NA	1,85	2,24	NA	3,02	NA	NA	NA	NA	2,24	3,02	NA
3/8	NA	1,65	NA	1,85	2,31	NA	3,20	NA	NA	NA	NA	2,31	3,20	NA
1/2	1,65	2,11	NA	2,41	2,77	NA	3,73	NA	NA	NA	4,78	2,77	3,73	7,47
3/4	1,65	2,11	NA	2,41	2,87	NA	3,91	NA	NA	NA	5,56	2,87	3,91	7,82
1	1,65	2,77	NA	2,90	3,38	NA	4,55	NA	NA	NA	6,35	3,38	4,55	9,09
1 1/4	1,65	2,77	NA	2,97	3,56	NA	4,85	NA	NA	NA	6,35	3,56	4,85	9,70
1 1/2	1,65	2,77	NA	3,18	3,68	NA	5,08	NA	NA	NA	7,14	3,68	5,08	10,16
2	1,65	2,77	NA	3,18	3,91	NA	5,54	NA	NA	NA	8,74	3,91	5,54	11,07
2 1/2	2,11	3,05	NA	4,78	5,16	NA	7,01	NA	NA	NA	9,53	5,16	7,01	14,02
3	2,11	3,05	NA	4,78	5,49	NA	7,62	NA	NA	NA	11,13	5,49	7,62	15,24
3 1/2	2,11	3,05	NA	4,78	5,74	NA	8,08	NA	NA	NA	NA	5,74	8,08	NA
4	2,11	3,05	NA	4,78	6,02	NA	8,56	NA	11,13	NA	13,49	6,02	8,56	17,12

NPS	SCH 5	SCH 10	SCH 20	SCH 30	SCH 40	SCH 60	SCH 80	SCH 100	SCH 120	SCH 140	SCH 160	STD	XS	XXS
5	2,77	3,40	NA	NA	6,55	NA	9,53	NA	12,70	NA	15,88	6,55	9,53	19,05
6	2,77	3,40	NA	NA	7,11	NA	10,97	NA	14,78	NA	18,26	7,11	10,97	21,95
8	2,77	3,76	6,35	7,04	8,18	10,31	12,70	15,09	18,26	20,62	23,01	8,43	12,70	22,23
10	3,40	4,19	6,35	7,80	9,27	12,70	15,09	18,26	21,44	25,40	28,58	9,27	12,70	25,40
12	3,96	4,57	6,35	8,38	10,31	14,27	17,48	21,44	25,40	28,58	33,32	9,53	12,70	25,40
14	3,96	6,35	7,92	9,53	11,13	15,09	19,05	23,83	27,79	31,75	35,71	9,53	12,70	NA
16	4,19	6,35	7,92	9,53	12,70	16,66	21,44	26,19	30,96	36,53	40,49	9,53	12,70	NA
18	4,19	6,35	7,92	11,13	14,27	19,05	23,83	29,36	34,93	39,67	45,24	9,53	12,70	NA
20	4,78	6,35	9,53	12,70	15,09	20,62	26,19	32,54	38,10	44,45	50,01	9,53	12,70	NA
22	4,78	6,35	9,53	12,70	NA	22,23	28,58	34,93	41,28	47,63	53,98	9,53	12,70	NA
24	5,54	6,35	9,53	14,27	17,48	24,61	30,96	38,89	46,02	52,37	59,54	9,53	12,70	NA

Tabla 19-G. Espesor de las tuberías [mm] según ASME B36.10M

19.5 Código ANSYS para modelo de la viga radial de la cubierta fija

Los parámetros de este código se extraen de la hoja de cálculo Excel, donde el único elemento que se modifica en cada corrida del modelo ANSYS es el tipo de perfil a estudiar, cuyas propiedades geométricas están tabuladas según el apartado 19.1 de este apéndice.

```

/CLEAR,START
/PREP7
! Geometría
R=17!m
theta=0.165806278939461!rad
Rac=1.5!m
numelem=100!n° elementos
nrig=54!n° vigas radiales
!
! Cargas
dens_A=7850!kg/m3
P0=1956.4395424994!Pa! Descuento el peso de la estructura del techo fijo
P0cos=1929.60815104525!Pa
P0sen=322.905662500686!Pa
!
! Se define elemento viga
ET,1,beam188
!
! Se definen las propiedades del acero
MP,EX,1,199000000000
MP,PRXY,1,0.3
MP,DENS,1,dens_A
!
! Parámetros de la sección IPE
h=0.33!m
b=0.16!m
tw=0.0075!m
tf=0.0115!m
Lx=15.5!m
Lz=2.593810440762!m
!
! Propiedades de viga radial IPE 330
SECTYPE,1,BEAM,I,IPE330,0
SECOFFSET,CENT,,
SECDTA,b,b,h,tf,tf,tw
!
! Keypoints
K,1,0,0,0! 0,0
K,2,Lx,0,Lz! R-Rac, R-Rac*(tgΘ)
K,3,-0.165047605860678,0,0.986285601537231! -senΘ , cosΘ (Orientación del perfil)
!
! Lineas

```

	IPE	330	
h=		0.3300	!m
b=		0.1600	!m
tw=		0.0075	!m
tf=		0.0115	!m
Lx=		15.5000	!m
Lz=		2.5938	!m

```

L,1,2
!
! Asignar propiedades y orientación
LSEL,,,1
!
LATT,1,,1,,3,,1
!
allsel
!
! nº de divisiones
LESIZE,1,,numelem,,,,1
!
lmesh,all
!
!Condiciones de contorno
DK,1,,,,0,UX,UY,UZ,ROTX,ROTZ! Apoyo que impide desplazamiento
DK,2,,,,0,UX,UY,ROTX,ROTY,ROTZ! Empotramiento que permite desplazamiento vertical
!
/SOL
! Carga de peso propio
ACEL,0,0,9.8135426889107
!
! Carga sobre la viga radial
!
!bucle recorriendo elementos
*do,i,1,numelem
ni=nelem(i,1)
nj=nelem(i,2)
nxi=nx(ni)
nxj=nx(nj)
!Distribución normal
pmax=P0cos*2*3.141516*R/nrig
SFBEAM,i,1,PRES,-pmax/R*(nxi-R),-pmax/R*(nxj-R)
!Distribución tangencial
pmax=P0sen*2*3.141516*R/nrig
SFBEAM,i,3,PRES,pmax/R*(nxi-R),pmax/R*(nxj-R)
!
*enddo
!
SBCTRAN ! Visualizar la carga
!
/SOLU
!/STATUS,SOLU
SOLVE
FINISH
!

```

```

/SHRINK,0
/ESHAPE,1.0
/EFACET,1
/RATIO,1,1,1
/CFORMAT,32,0
/REPLOT
!
/VIEW,1,,-1 ! Vista en X-Z
/ANG,1
/REP,FAST
!
/POST1
!
PLDISP,1
!
! Desplazamientos nodales
ETABLE,UX,U,X
ETABLE,UY,U,Y
ETABLE,UZ,U,Z
!
! Esfuerzos / Tensiones
ETABLE,Fx_I,SMISC,1
ETABLE,Fx_J,SMISC,14
ETABLE,Mz_I,SMISC,2
ETABLE,Mz_J,SMISC,15
ETABLE,My_I,SMISC,3
ETABLE,My_J,SMISC,16
ETABLE,SDIR_I,SMISC,31
ETABLE,SDIR_J,SMISC,36
ETABLE,SByT_I,SMISC,32
ETABLE,SByT_J,SMISC,37
ETABLE,SByB_I,SMISC,33
ETABLE,SByB_J,SMISC,38
ETABLE,SBzT_I,SMISC,34
ETABLE,SBzT_J,SMISC,39
ETABLE,SBzB_I,SMISC,35
ETABLE,SBzB_J,SMISC,40
!
! Listado de desplazamientos y esfuerzos
PRETAB,UX,UY,UZ,FX_I,MY_I,MZ_I! m; N; N*m
!PRETAB,UX,UY,UZ,FX_J,MY_J,MZ_J! Salen los mismos resultados en los Nodos I que en J
!
PRETAB,SDIR_I,SByT_I,SByB_I,SBzT_I,SBzB_I! Pa
!PRETAB,SDIR_J,SByT_J,SByB_J,SBzT_J,SBzB_J! Salen los mismos resultados en los Nodos I
que en J
!
PLLS,MZ_I,MZ_J,1,0 ! Diagrama de momentos Mz

```


20 CONCLUSIONES

Con la elaboración de este proyecto final de carrera se han conseguido superar los objetivos establecidos al principio del mismo. Como logro principal, se han desarrollado todos los pasos indicados en la normativa API 650 para el diseño de tanques soldados para el almacenamiento de aceites, comprendiendo y identificando la relación entre cada una de las partes.

Por otro lado, se ha presentado el cálculo de una tipología de techo flotante interno basado en las indicaciones y requisitos mínimos de la norma americana, con la característica de ser diseños no estándar donde cada fabricante tiene su propio know-how.

De manera paralela, se ha desarrollado una herramienta Excel que integra todos los elementos de diseño para tanques de geometría y función similares, proporcionando una detallada memoria de cálculo a través de la introducción de los parámetros de diseño especificados en cualquier hoja de datos para la requisición de este tipo de tanques siguiendo el anexo L de la API 650. Esta herramienta también permite analizar como la variación de estos parámetros afecta en el diseño a los resultados obtenidos.

A raíz de este proyecto, queda abierta la vía de un desarrollo analítico de estructuras para la cubierta fija para esta tipología de tanques de almacenamiento, afinando la estimación aquí realizada mediante el análisis de un modelo de elementos finitos de la viga radial de la estructura soporte.

21 BIBLIOGRAFÍA

- AISC 360. 2005.** *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL : American Institute of Steel Construction, 2005.
- AISI. 1992.** *Steel Plate Engineering Data, Volume 2 - Useful information on the design of plate structures*. Washington, D.C. : American Iron and Steel Institute, 1992.
- API Standard 2000. 2014.** *Venting Atmospheric and Low-pressure Storage Tanks*. Washington, D.C. : American Petroleum Institute, 2014.
- API Standard 650. 2013.** *Welded steel tanks for oil storage*. Washington, D.C. : American Petroleum Institute, 2013.
- ASCE 7-05. 2006.** *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Virginia : American Society of Civil Engineers, 2006.
- ASME B36.10M. 2004.** *Welded and seamless wrought steel pipe*. Washington, D.C. : American Society of Mechanical Engineers, 2004.
- Eurocódigo 3 : proyecto de estructuras de acero. 2008.** *Parte 1-1, Reglas generales y reglas para edificios*. Madrid : AENOR, 2008.
- Long, Bob y Garner, Bob. 2004.** *Guide to storage tanks & equipment*. Bury St. Edmunds, UK : Professional Engineering, 2004.
- NCSE-02. 2009.** *Norma de construcción sismoresistente: parte general y edificación*. Madrid : Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2009.
- Rodríguez Templeque, Luis. 2013.** *Análisis de Estructuras mediante el Método de los Elementos Finitos, Introducción a ANSYS. Análisis Avanzado de Estructuras*. Sevilla : Universidad de Sevilla, 2013.
- Young, Warren C. y Budynas, Richard G. 2002.** *Roark's Formulas for Stress and Strain*. New York, NY : McGraw-Hill, 2002.

Nombre de archivo: PFC (II) - Sánchez-Laulhé Carrascosa, Ignacio.docx
Directorio: C:\Users\Ignacio SLC\Desktop
Plantilla: C:\Users\Ignacio
SLC\AppData\Roaming\Microsoft\Templates\Normal.dotm
Título: Diseño según API 650 de un tanque con techo flotante interno
para almacenamiento de gasolina
Asunto:
Autor: Ignacio Sánchez-Laulhé Carrascosa
Palabras clave:
Comentarios:
Fecha de creación: 03/06/2017 12:55:00
Cambio número: 23
Guardado el: 13/07/2017 21:46:00
Guardado por: Ignacio Sánchez-Laulhé
Tiempo de edición: 19.782 minutos
Impreso el: 13/07/2017 21:52:00
Última impresión completa
Número de páginas: 173
Número de palabras: 59.284 (aprox.)
Número de caracteres: 326.066 (aprox.)