

COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS
INDUSTRIALES DE MADRID

DEPARTAMENTO DE FORMACIÓN

CURSO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE FLUIDOS SEGÚN EL CÓDIGO API-650

Dirigido por: **Luis Oria Vidal**

Madrid, 25 al 27 de junio de 2007





Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

1.-BASES DE DISEÑO

1.1- CONCEPTOS Y LIMITACIONES

1.1.1.-Las Bases de Diseño que en este libro se exponen se sustentan sobre los mismos principios en los que se basan los Códigos Internacionales que diseñan tanques atmosféricos, como pueda ser el Código API STANDARD 650; Código UNE 62-004-76 y otros varios. Las formulas y ecuaciones aquí utilizadas, difieren de las formulas de los otros Códigos y Standards, puesto que el sistema de unidades aquí utilizado es el Internacional, pero si que son equivalentes a las de esos Códigos, puesto que derivan de las mismas hipótesis y conceptos, siendo los resultados idénticos.

1.1.2.-Las Bases, comprenden los materiales apropiados a utilizar, las formulas y principios necesarios para el diseño, la fabricación y el montaje de los tanques no enterrados de almacenamiento.

Sirven para cualquier tipo tanques de acero con forma cilíndrica y vertical, y no incluye a los tanques horizontales sobre soportes ni a los tanques refrigerados.

Los tanques pueden ser abiertos o cerrados por su parte superior y de dimensiones y capacidad variable, sometidos solo a la presión interna aproximadamente atmosférica, (la presión interior no será superior al peso de las chapas del techo) aunque en determinadas condiciones y con determinados requisitos puede admitirse una presión interna superior. Solo se consideran los tanques cuyo fondo esta uniformemente soportado, y en los tanques no refrigerados que tengan una máxima temperatura de operación de 90ºC.

1.1.3.- Se acepta que los tanques son de fondos planos y soportados uniformemente.

1.1.4.-La temperatura máxima de operación no debe de superar los .90ºC. En el caso de que esta temperatura excediera el valor de 90ºC, sin superar el máximo limite de temperatura establecido en 260ºC, será necesario para poder diseñar un tanque el cumplir con los requisitos complementarios que se exponen en el Tema-18. La temperatura de operación superior a los 90ºC no es permitida en los tanques abiertos ni tampoco en aquellos que tiene techo flotante.

1.1.5.-Los tanques fabricados con materiales de acero inoxidable, tipo austenítico, deben de aplicar los valores de las tensiones admisibles, de módulos de elasticidad y demas factores y limitaciones que se dan en el Tema-19.

1.1.6.- Los materiales que se emplean para el diseño de los tanques pueden ser de cualquier Acero al Carbono, del cual se tengan los correspondientes certificados de fabricación donde conste el Limite Elástico, la Carga de Rotura y la composición química del material. Los materiales deberán de tener los certificados de aptitud, correspondientes a las pruebas que deben superar para cumplir con la especificación exigida por la Norma Internacional ASTM.





Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

2-MATERIALES

2.1.- GENERAL

Cuando una chapa cuyo material no se corresponde con uno de los listados en la especificación ASTM para chapas, pero que sus características mecánicas y las pruebas a que se ha sometido son similares a la especificación ASTM, dicho material será considerado apto para su utilización.

Las chapas de la envolvente estarán limitadas para un espesor máximo de 45 mm, a menos que el material de dichas chapas indique que solo son apartas para utilizarse con un espesor menor. Las chapas usadas para refuerzos o en bridas pueden tener un espesor mayor de 45 mm. Las chapas de espesor mayor de 40 mm serán normalizadas

2.2.- ESPECIFICACIONES ASTM

Las chapas que sean conforme a la siguiente especificación de ASTM serán aceptadas como las chapas que cumplen con todos los requisitos en el diseño de los tanques que aquí se contemplan. Dicha especificación contiene la relación de alguno de los materiales que a continuación se relaciona

a).-ASTM A 36M/A-36

Para chapas de un espesor máximo de 40 mm. El A36M/A 36 no será considerado aceptable para la construcción de Tanques a menos que sea expresamente establecido.

b).- ASTM A 131M/A 131

Grado A- para chapas de máximo espesor de 12,5 mm
Grado B- para chapas de máximo espesor de 25 mm.
Grado CS- para chapas de máximo espesor de 40 mm(chapas sueltas añadidas y en bridas hasta 50 mm).
Grado EH36- para chapas de máximo espesor de 45 mm chapas sueltas añadidas y en bridas

c)-ASTM A 283M/A 283

* Revisar Recordar q si para de 28 mm para las soldaduras habra que dar tratamiento térmico.

Grado C para chapas de máximo espesor de 25 mm.

d)-ASTM A 285M/A 285

Grado C para chapas de máximo espesor de 25 mm.

e)-ASTM A 516M

Grados 380, 415,450,485 y **A 516** Grados 55, 60, 65 y 70 para chapas de máximo espesor de 40 mm.(chapas sueltas y bridas de espesor máximo de 100 mm)

f)-ASTM A 537M/A 537

Clase 1 y Clase 2 para chapas de máximo espesor de 45 mm. .(chapas sueltas y bridas de espesor máximo de 100 mm)

g)-ASTM A 573M

Grados 400,450,485 y **A 573**- Grados 58, 65 y 70 para chapas de máximo espesor de 40 mm.

h)-ASTM A 633M /A 633

Grados C y D para chapas de máximo espesor de 45 mm. (chapas sueltas y bridas de espesor máximo de 100 mm)

i)-ASTM A 662M /A 662

Grados B y C para chapas de máximo espesor de 40 mm.

j)-ASTM A 678M /A 678

Grado A para chapas de máximo espesor de 40 mm. .(chapas sueltas y bridas un de espesor máximo de 65 mm) y Grado B para chapas de máximo espesor de 45 mm. .(chapas sueltas y bridas de espesor máximo de 65 mm).La adición de Boro no esta permitida

k)-ASTM A 737M /A 737

Grado B para chapas de máximo espesor de 40 mm.

l)- ASTM A 841M /A 841

Para chapas de espesor máximo de 40 mm (chapas sueltas y bridas 65 mm)

2.3.- ESPECIFICACION CSA

Las Chapas de esta especificación son aceptables dentro de los limites siguientes:

CSA G40.211-M , Grados 260W; 300W y 350 W

a)-Si es requerido la prueba de impacto se designan como Grados 260WT; 300WT y 350 WT.

b)-La W en los grados Indica que debe de ser un acero semicalmado o totalmente calmado.

c)-Las chapas deberan tener un Limite de Rotura no mayor de 140MP (20 .000 Psi)

d)-los grados 260W y 300W son aceptables para chaps de un espesor máxoimo de 25 mm si son acero semicalmado y un máximo espesor de 40 mmsi el acero es totalmente calmado y de grano fino.

e)-El grado 350W es aceptable para chapas con un espesor máximo de 45 mm.Si son chapas que se Insertan el espesor máximo es de 50 mmpara acero totalemente calmado y de grado fino

2.4.- ESPECIFICACION ISO

ISO 630 en grados E 275 y E 235 son aceptables dentro de los límites siguientes

a)- El Grado E 275 en las calidades C y D para chapas de un espesor máximo de 40 mm con un máximo de Manganeso del 1,6% en caliente.

b)- el Grado E 355 en las calidades C y D para chapa de un espesor máximo de 45 mm (para chapas Insertadas el espesor máximo es de 50 mm)

2.5.-STANDARS NACIONALES

Las chapas producidas y sometidas a pruebas de acuerdo con los requerimientos de los reconocidos Standard Nacionales (USA) y dentro de las limitaciones quimicas y mecanucas de la Tabla adjunta sona ceptables cuando ello es aprobado por el contratista.Los requerimientos de este grupo no aplica a las especificaciones ASTM, CSA e ISO

	Limire de Rotura				Minimo Limite Elastico		Máximo Espesor		Composición Quimica			
Grado	Minimo		Maximo						Max.% Carbono		Max % Fosforo	
	MPa	Ksi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	mm	in	Caliente	Normal	Caliente	Noemal
235	360	52	510	74	235	34	20	0,75	0,20	0,24	0,04	0,05
250	400	58	530	77	250	36	40	1,5	0,23	0,27	0,04	0,05
275	430	62	560	81	275	40	40	1,5	0,25	0,29	0,04	0,05

2.6.- CLASIFICACION EN GRUPOS DE LOS MATERIALES DE CHAPA SEGÚN ASTM

GRUPO I Laminado Semicalmado	GRUPO II Laminado Calmado o Semicalmado	GRUPO III Laminado,Calmado Grano Fino	GRUPO IIIA Normalizado,Calmado Grano Fino
A 283M C	A 131M B	A 573M-58	A 131M CS
A 285M C	A 36M	A 516M-55	A 573M-400
A 131M A	G40.21M-260W	A 516M-60	A 516M-380
A 36M	Grado 250	G40.21M-260W	A 516M-415
Grado 235		Grado 250	G40.21M-260W
Grado 250			Grado 250

GRUPO IV Laminado Calmado Grano Fino	GRUPO IVA Laminado Calmado Grano Fino	GRUPO V Normalizado Calmado Grano Fino	GRUPO VI Normalizado Templado Calmado Grano Fino
A 573M-450	A 662M C	A-573M-485	A 131M EH 36
A 573M-485	A 537M-485	A 516M-450	A 633M C
A 516M-450	G40.21M-300W	A 516M-485	A 633M D
A 516M-485	G40.21M-350W	G40.21M-300W	A537M Clase I
A 662 B		G40.21M-350W	A 537M Clase II
Gao.KLM-300W			A 678M A
Gao.KLM-350W			A 678M B
E 275			A 737M B
E 355			A 841
Grado 275			

Sirve para relacionar con el espesor de las chapas de los fondos del tanque. En API-650 no se calcula nunca. En API-620 sí.

Según espesor de virola superior y material del fondo, se especifica un anillo. Se verá + adelante.

3-JUNTAS

3.1 DEFINICIONES

3.1.1 Junta soldada a tope con doble cordón: Es una unión entre dos partes contiguas aproximadamente en el mismo plano que es soldada por ambos lados.

3.1.2 Junta soldada a tope con simple cordón con tira de respaldo: Es una unión entre dos partes contiguas aproximadamente en el mismo plano en que es soldada solo por un lado con el uso de una placa metálica u otro material con garantía suficiente.

3.1.3 Junta a solape con doble cordón: Es una unión entre dos partes sobre solapadas en que los solapes de cada una de las partes están unidos con filetes. de soldadura

3.1.4 Junta de solape con simple cordón: Es una unión entre dos partes sobre solapadas en que solo se suelda una de los bordes del solape.

3.1 5 Soldadura a tope: Es una soldadura situada en una ranura entre dos miembros adyacentes. La ranura puede ser cuadrada, tener forma de V(simple o doble), o forma de U (simple o doble) o pueden ser simples o dobles biselados.

3.1.6 Filete de soldadura: Es una soldadura de sección aproximadamente triangular que une dos superficies que forman ángulo recto, o una junta de solape, junta en T o junta de esquina.

3.1.7 Soldadura a filete completo: Es una soldadura cuya dimensión es igual a los espesores de los miembros unidos.

3.1.8 Soldadura por puntos : Es una soldadura hecha para sujeción de las partes de una estructura en una línea recta

3.2.- DIMENSIONES DE LA SOLDADURA

3.2.1 La dimensión de una ranura soldada esta basada en la penetración de la junta (que es la profundidad del bisel más la penetración de la raíz.

3.2.2 La medida de los catetos iguales de un filete soldado, se basa en la longitud del cateto del mayor triángulo rectángulo isósceles que puede inscribirse dentro de la sección transversal del filete de soldadura. La dimensión se mide por la altura sobre el lado desigual del triangulo isósceles de dimensione máximas que pueda inscribirse. La medida de los catetos desiguales de un filete de soldadura se basa en la longitud de los catetos del mayor triangulo rectángulo que puede inscribirse en la sección transversal del filete de soldadura

3.3 .- RESTRICCIONES EN LAS UNIONES

3.3.1 El mínimo valor de la medida de un filete de soldadura será el siguiente:
Para chapas de espesor igual a 5 mm será una soldadura de filete completo (los catetos del triangulo rectángulo isósceles del filete de soldadura tienen longitud de 5 mm) y en chapas de

espesor con mas de 5 mm el espesor de la soldadura no será menor que 1/3 del espesor de la chapa más delgada en la unión y que no será menor de 5 mm.

3.3.2 Las uniones (juntas) soldadas con solape simple solo están permitidas en las chapas del fondo y del techo del tanque..

3.3.3 Las uniones soldadas a solape, con soldaduras por puntos, estarán solapadas en un mínimo de cinco veces el espesor de la chapa más delgada de la unión. En cualquier caso, en las uniones con solape con doble soldadura, el solape no excederá de 50 mm, y en uniones con solape con simple soldadura, el solape no excederá de 25 mm.

3.4. TIPOS DE JUNTAS

Figura 3-1 Juntas Horizontales en la Envolvente

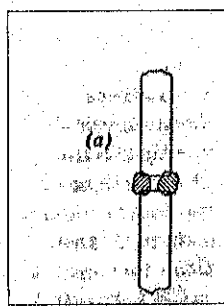
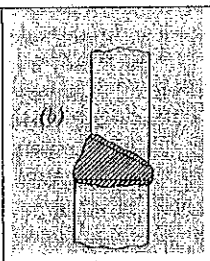
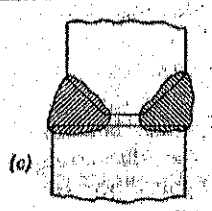
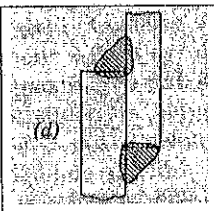
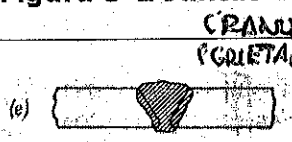
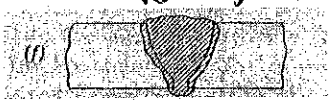
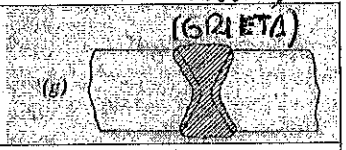
			 (FILLET) (CORDÓN)
Junta de doble bisel con doble soldadura a tope con penetración parcial	Junta de simple bisel con doble soldadura a tope con penetración total	Junta de doble bisel con doble soldadura a tope con penetración parcial	Junta de solape con doble soldadura

Figura 3-2 Juntas Verticales en la Envolvente

(RANURA) (GRIETA) 	(RANURA) (GRIETA) 	(RANURA) (GRIETA) 
Junta a tope en simple V con doble soldadura	Junta a tope en simple U con doble soldadura	Junta a tope en doble V con doble soldadura

Distingue entre cordones y grietas.
Los cordones sí sueldan (cuentan) para el reparto de cuerpos.
El área de las grietas, se considera que reforzan. Pero sí q aguantan esfuerzos.

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

Figura 3-3 Juntas Verticales en la Envolvente

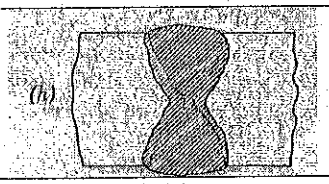
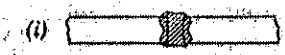
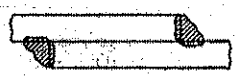
		
Junta a tope en doble U con doble soldadura	Junta a tope con ranura cuadrada con doble soldadura	Junta de solape con doble filete de soldadura total

Figura 3-4 Juntas en Techo y Techo-Envolvente

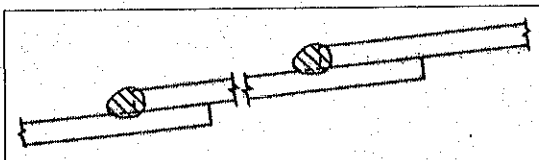
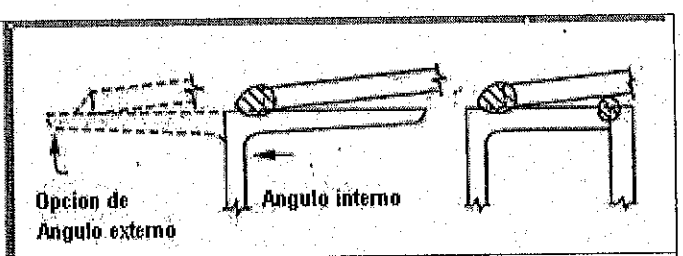
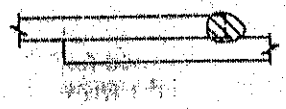
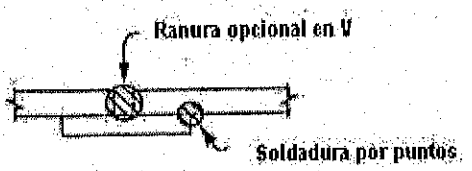
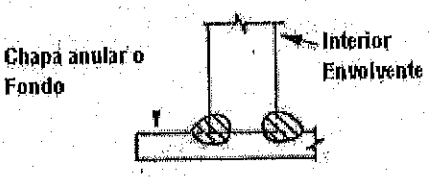
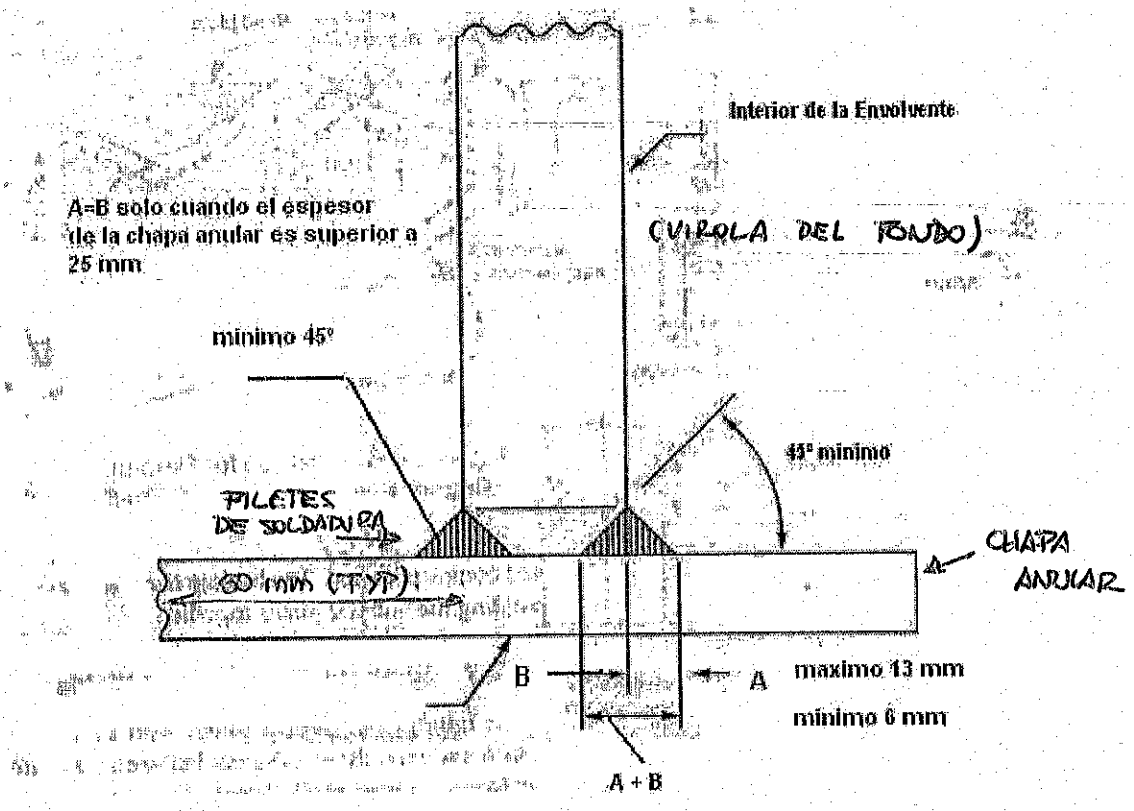
	
a) Junta de solape en el techo	b) Junta Chapa techo con ángulo en Envolvente

Figura 3-5 juntas en el Fondo –Envolvente

		
a) Junta de solape con simple soldadura de filete completo	b) Junta a tope con simple soldadura y placa de respaldo	c) Juntas en la unión Fondo-Envolvente Placa Anular-Envolvente

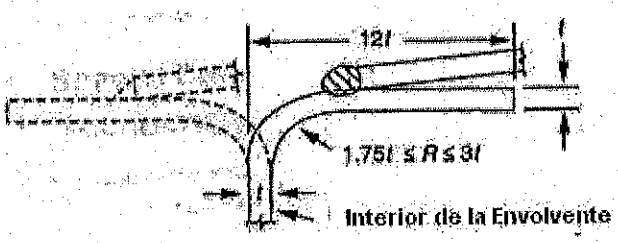


A = medida máxima del filete de soldadura 13 mm

B= soldadura de la ranura puede exceder a dimensión del filete de la soldadura A solo cuando la chapa anular es mas gruesa de 25 mm

A +B = el espesor mas delgado de la chapa anular del fondo o de la envolvente

Figura 3-6 Detalle de doble filete y ranura en Junta Placa Anular del Fondo con la Envolvente
Para chapas con espesor > 13 mm



Alternativa a la Unión Techo-Envolvente

Figura 3-7 Detalle de la alternativa de unión Techo-Envolvente del punto 3.7.e

3.4.1.-JUNTAS VERTICALES EN LA ENVOLVENTE

a)-Las juntas verticales serán uniones a tope con penetración completa y fusión total, conseguida por doble soldadura u otra mayor que ha obtenido la misma calidad del metal depositado en el interior y exterior de las superficies soldadas

b)- Las juntas verticales en las virolas contiguas de la envolvente no deben de estar alineadas, estarán descentradas en cada una un mínimo de distancia de $5t$, donde t es el espesor de la chapa de la virola gruesa en el punto de desvío.

3.4.2.- JUNTAS HORIZONTALES EN LA ENVOLVENTE

a)- Las juntas horizontales deben tener penetración y fusión completa. No obstante, perfiles en ángulo podrán ser añadidos en la coronación de la envolvente con unión mediante doble soldadura de solape.

b)- A menos que se especifique de otra forma, en juntas horizontales, las chapas colindantes en la envolvente deberán tener en común el eje vertical.

3.4.3.-JUNTAS DE SOLAPE EN LOS FONDOS

Las chapas del fondo soldadas con solape serán razonablemente rectangulares y con los bordes cuadrados. El solape de tres chapas en el fondo del tanque será como mínimo de 300 mm para cada una, desde la envolvente del tanque, y desde la soldadura a tope de la junta de la chapa anular y el fondo. Cuando las chapas anulares son usadas o son requeridas por .4.2.1 ellas estarán soldadas a tope y tendrán una distancia radial con un ancho previsto de al menos 600 mm entre el interior de la envolvente y a cualquier junta soldada de solape en el resto del fondo. Las chapas del fondo si es necesario estarán soldadas en el lado alto con un con filete continuo lleno de soldadura en toda la junta. A menos que chapas anulares de fondo sean usadas, las chapas del fondo debajo de la parte circular inferior de la envolvente, deberán tener liso el final exterior y las juntas empotradas y soldadas a solape con las chapas de la envolvente.

3.4.4. -JUNTAS EN LOS FONDOS CON SOLDADURA A TOPE

Las chapas de los fondos soldadas a tope deberán tener los bordes paralelos y cuadrados, preparados para ser soldada a tope con otras o con ranuras en V. Si son usadas ranuras cuadradas, la raíz en las aberturas no será menor que 6 mm. Las soldaduras a tope deben de ser hechas con soldaduras puntuales con una placa de apoyo no menor de 3 mm de espesor en el lado inferior de la chapa. Un espaciador metálico deberá ser usado para mantener la raíz de la abertura entre los bordes contiguos de la chapa a menos que el fabricante presente otro método, para la soldadura a tope del fondo y que tiene que aprobar el comprador. La unión de tres chapas en el fondo del tanque será al menos de 300 mm de solape en cada una y desde la envolvente del tanque..

3.4.5.-JUNTAS EN LA CHAPA ANULAR DEL FONDO

Las juntas radiales de la chapa anular del fondo estarán soldadas a tope de acuerdo con 3.4.4 y tendrán completa penetración y fusión. La placa de respaldo para la soldadura, será compatible con las chapas anulares.

3.5.-FILETES DE SOLDADURA ENTRE EL FONDO Y LA ENVOLVENTE

a)- Para fondo y chapa anular con espesor nominal de 12,5 mm y menores, la unión entre el borde de las chapas del fondo y la virola mas bajo de la envolvente será un filete continuo de soldadura superficial en cada lado de la chapa de la envolvente.

Las dimensiones de cada soldadura no tendrá mas de 12,5 mm y no debe de ser menor que el espesor nominal de la más delgada de las dos chapas unidas (que son, la chapa de la envolvente en el fondo con la chapa que esta inmediatamente bajo la envolvente) o menor que los siguientes valores:

Espesor nominal de las chapas de la envolvente **milímetros**	Medida mínima de los filetes de soldadura **milímetros**
5 mm	5 mm
De 5 a 20 mm	6 mm
De 20 a 32 mm	8 mm
De 32 a 45 mm	10 mm

b)-Para chapas anulares con espesor nominal mayor que 12.5 mm, la unión soldada deberá ser del tamaño de cualquiera de los lados de los filetes soldados, o la profundidad de la ranura mas la medida de la pata (pata =altura sobre la hipotenusa del triangulo rectángulo isósceles circunscrito a la soldadura) del filete para una combinación soldada, en que la medida sea igual al espesor de la placa anular (ver Fig 3-6)

c)- Los filetes soldados entre los fondos y la envolvente para materiales de los Grupos IV, IVA, V y VI, serán hechos con un mínimo de dos pasadas.

3.6.- JUNTAS EN VIGAS CONTRA VIENTO

a).- Juntas a tope con penetración total serán usadas para las secciones en juntas en anillo

b).- Soldadura continua será usada para las juntas horizontales del lado de la cabeza de la viga y para todas las juntas verticales. Las juntas horizontales en los lados del fondo serán juntas estancas si lo especifica el comprador. La estanqueidad debe de ser considerada para minimizar el potencial peligro de contenido de agua, que podría causar la corrosión.

3.7 JUNTA DEL ANGULO EN CABEZA ENVOLVENTE CON EL TECHO

a)- Las chapas del techo serán soldadas en el lado de arriba con filetes de soldadura continuos en todas las costuras.

b)- Las chapas del techo estarán unidas al ángulo de cabeza del tanque con filetes continuos de soldadura, solo en el ala de cabeza.

c)- La sección del ángulo de la cabeza para techos autoportantes, será unida por soldadura a tope, fusión y penetración total.

d)- Es opcional para techos auto-soportados tipo cono, domo, o umbrela, que los bordes de las chapas del techo pueden ser pestañas soldadas horizontalmente al resto de placa junto al ángulo de cabeza. Lo cual mejora las condiciones de la soldadura.

e)- Las envolventes de los tanques deben reforzarse con ángulos en la cabeza con dimensiones no menores que:

Para Tanques con diámetro menor o igual a 11 m, el ángulo será de 55 x 55 x 6 mm

Para tanques con diámetro mayor de 11 m pero menores de diámetro de 18 m el ángulo será de 60 x 60 x 6

Para tanques con diámetro mayor de 18 m el ángulo será de 80 x 80 x 10 mm

El ala del ángulo pueda extenderse en el exterior o en el interior del tanque.

f)- Para tanques con diámetro igual o menor que 9 m y soportando un techo cónico, el ángulo del borde de cabeza con la envolvente puede ser la pestaña en lugar de colocar el ángulo de cabeza. El radio de curvatura y la anchura del borde de la pestaña serán conformes a los detalles de la Fig 3-7.f. Estas construcciones pueden ser usadas en cualquier tanque con techo auto-soportado si el total del área de la sección transversal en la unión cumple los requisitos para la construcción del ángulo de cabeza. Ningún oto perfil que no sea un ángulo o una faja deberá ser añadido para formar la pestaña entre la envolvente y el techo.

3.8.-FACTOR DE EFICIENCIA EN JUNTAS SOLDADAS

El factor de eficiencia de soldadura E tendrá por valor:

E= 1,00 radiografiado al 100%

E=0,85 Radiografiado Spot

E= 0,70 No radiografiado

Los Valores en Capítulos 18 y 19

Realmente no se recogen en API 650 para ac. carbono, aunque sí para inoxidable. Son coeficientes universales.

4-FONDOS

4.1.- ESPESOR DELA CHAPA DEL FONDO

Las chapas del fondo tendrán un espesor mínimo de 6 mm sin incluir el margen de corrosión el cual será especificado.

4.1.1.-Las chapas del fondo tendrán al menos el ancho de 25 mm que sobresalga del borde exterior de la soldadura que une el fondo a la chapa de la envolvente.

4.1.2.- Las chapas del fondo se soldarán de acuerdo a 3.4.3 y 3.4.4..

4.2.-CHAPA ANULAR DEL FONDO

4.2.1-Cuando la virola de la envolvente en el fondo es diseñada usando la tensión admisible para los materiales que pertenecen a los Grupos IV, IVA, V y VI, será necesaria una chapa anular del fondo soldada a tope (ver 3.4.6). Cuando la virola de la envolvente en el fondo es de un material de los Grupos IV, IVA V o VI y la máxima tensión producida en esa primera virola (la inferior de la envolvente) es menor o igual que 1632 Kg /cm^2 (160 MPa) o la máxima tensión producida en la prueba hidrostática en esa primera virola es de 1754 kg/cm^2 (172 MPa), podrán ser usadas las chapas del fondo soldadas a solape (ver 3.4.3) , en lugar de la chapa anular del fondo soldada a tope. (DATOS SACADOS DE API-650).

4.2.2-Las chapas anulares del fondo deberán tener una anchura en dirección radial de al menos 600 mm entre el interior de la envolvente y cualquier junta soldada a solape en el resto del fondo y tener una proyección de 50 mm hacia el exterior de la envolvente. Cuando es requerida una anchura radial mayor de la chapa anular esta es calculada con la formula siguiente:

SISTEMA INTERNACIONAL S.I
$a = \frac{215\, t_b}{(H\,G)^{0,5}}$

a = ancho en **mm**
t_b = espesor de la chapa anular en **mm**
H = máxima altura del nivel del liquido en **m**
G = peso especifico del líquido = 1 para agua; G<1 para líquidos menos densos; G > 1 para líquidos más densos (

4.2.3-El espesor de la chapa anular nunca será menor que los listados en la Tabla 4-1 y hay que sumarle a estos espesores el de la corrosión admisible.

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

Tabla 4-1 Espesores de la Chapa Anular del Fondo

Espesor Nominal de la 1ª Virola (Fondo) mm	Tensión en Prueba Hidrostática en la 1ª Virola de la Envolvente(Fondo) Espesor de la chapa anular del fondo mm			
	≤ 1899 Kg/cm^2 ≤ 190 MPa	≤ 2110 Kg/cm^2 ≤ 210 MPa	≤ 2346 Kg/cm^2 ≤ 230 MPa	≤ 2.550 Kg/cm^2 ≤ 250 MPa
t < 19 (3/4")	6	6	7	9
19 ≤ t < 25 (1")	6	7	10	11
25 ≤ t < 32	6	9	12	14
32≤ t < 38	8	11	14	17
38 ≤ t < 45	9	13	16	19

Nota: La Tensión Hidrostática es calculada por la formula: $S_H = [50\ D\ (H-0,3048) / t]$

D=Diámetro del tanque en m
H =Altura del tanque en m
t = Espesor de la virola en mm (incluyendo espesor de corrosión, ya que la prueba se hace al principio de su vida, cuando aún no se ha corroído en absoluto).

5- TENSIÓNES ADMISIBLES

5.1.-TENSIÓN ADMISIBLE EN ENVOLVENTE, FONDO Y TECHO

5.1.1 La máxima tensión admisible producida en el diseño, S_d, será la que aparece en la Tabla 5-1 para materiales ASTM

El espesor neto- (espesor nominal menos la corrosión) será el utilizado en él calculo.

La tensión de diseño S_d será el menor de los 2/3 del Limite Elástico (yiedl strenght) o de los 2/5 del Limite de Rotura (tensile strength) para materiales no contemplados en la especificación ASTM. (El menor de ellos dos).

5.1.2 La máxima tensión admisible de la prueba hidrostática, S_t,aparece en la Tabla 5-1.

El espesor total, incluyendo la corrosión admisible será usado en el cálculo de la prueba hidrostática:

La Tensión de prueba hidrostática debe de ser el menor de los 3/4 del Limite Elástico (yield strentgh) o de los 3/7 del Limite de Rotura (tensile strength) para materiales no contemplados en la especificación ASTM.

5 TABLA DE TENSIONES ADMISIBLES PARA MATERIALES DE ACERO AL CARBONO
PARA CHAPAS EN LA ENVOLVENTE, FONDO Y TECHO

Tabla 5-1:_Materiales ASTM con sus Tensiones Admisibles S_d en Diseño y S_t en Prueba Hidrostática

MATERIAL DE CHAPA	Grado	Mínimo Limite Elástico E kg/ cm^2-(MPa)	Mínima Resistencia A la Tracción R kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Diseño S_d kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Prueba S_t kg/ cm^2-(MPa)
A-283M A-283	C	2050-(205)	3800-(380)	1370-(137)	1540-(154)
A-285 M A-285	C	2050.(205)	3800-(380)	1370-(137)	1540-(154)
A-131 M A-131	A, B,CS	2350-(235)	4000-(400)	1570-(157)	1710-(171)
A-36 M A-36	-	2500-(250)	4000-(400)	1600-(160)	1710-(171)
A-131 M A-131	EH 36	3600-(360)	4900-(490)	1960-(196)	2100-(210)
A-537 M A-537	400 58	2200-(220)	4000-(400)	1470-(147)	1650-(165)
A-573 M A-537	450 65	2461-(240)	4500--(450)	1600-(160)	1800-(180)
A-573 M A-573	485 70	2900(290)	4850-(485)	1930-(193)	2080-(208)
A-516 M A-516	380 55	2050-(205)	3800-(380)	1370-(137)	1540-(154)
A-516 M A-516	415 60	2200-(220)	4150-(415)	1470-(147)	1650-(165)
A-516 M A-516	450 65	2400-(240)	4500-(450)	1600-(-160)	1800-(180)
A-516 M A-516	485 70	2600-(260)	4850-(485)	1730-(173)	1950(195)
A-662 M A-662	B B	2750-(275)	4500-(450)	1800-(180)	1930-(193)
A-662 M A-662	C C	2950-(295)	4850-(485)	1940-(194)	2080-(208)
A-537 M A-537	1 1	3450-(345)	4850-(485)	1940-(194)	2080-(208)
A-537 M A-537	2 2	4150-(415)	5500-(550)	2200-(220)	2360-(236)
A-633 M A-633	C, D C, D	3450-(345)	4850-(485)	1940-(194)	2080-(208)
A-678 M A-678	A A	3450-(345)	4850-(485)	1940-(194)	2080-(208)
A-678 M A-678	B B	4150-(415)	5500-(550)	2200-(220)	2360-(236)
A-737 M A-737	B B	3450-(345)	8509(485)	1940(194)	2080-(208)
A-841 M A-841	Clase 1 Clase 1	3450-(345)	4850-(485)	1940-(194)	2080-(208)

Tabla 5-1:_Materiales CSA con sus Tensiones Admisibles S_d en Diseño y S_t en Prueba Hidrostática

MATERIAL DE CHAPA	Grado	Mínimo Limite Elástico E kg/ cm^2-(MPa)	Mínima Resistencia A la Tracción R kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Diseño S_d kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Prueba S_t kg/ cm^2-(MPa)
G40.21M	260W	2600-(260)	4100-(410)	1640-(164)	1760-(176)
G40.21M	300W	3000-(300)	4500-(450)	1800-(180)	1930-(193)
G40.21M	350WT	3500-(350)	4800-(480)	1920-(192)	2060-(206)
G40.21M	-350W	3500-(350)	4500-(450)	1800-(180)	1930-(193)

Tabla 5-1:_Materiales Standard Nacionales con sus Tensiones Admisibles S_d en Diseño y S_t en Prueba Hidrostática

MATERIAL DE CHAPA	Grado	Mínimo Limite Elástico E kg/ cm^2-(MPa)	Mínima Resistencia A la Tracción R kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Diseño S_d kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Prueba S_t kg/ cm^2-(MPa)
	235	2350-(235)	3650-(365)	1370-(137)	1540-(154)
	250	2500-(250)	4000-(400)	1570-(157)	1710-(171)
	275	2750-(275)	4300-(430)	1670-(167)	1740-(174)

Tabla 5-1:_Materiales ISO 630 con sus Tensiones Admisibles S_d en Diseño y S_t en Prueba Hidrostática

MATERIAL DE CHAPA	Grado	Mínimo Limite Elástico E kg/ cm^2-(MPa)	Mínima Resistencia A la Tracción R kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Diseño S_d kg/ cm^2-(MPa)	Tensión Prueba S_t kg/ cm^2-(MPa)
E 275	C,D	2650-(265)	4100-(410)	1640-(164)	1750-(175)
E 355	C,D	3450-(345)	4900-(490)	1960-(196)	2100-(210)

6.-ENVOLVENTE

6.1 GENERAL

6.1.1 El espesor requerido será el mayor de, el espesor de diseño de la envolvente, más la corrosión admisible, o el espesor de la prueba hidrostática pero nunca será menor que los siguientes:

Diámetro Nominal del Tanque m	Espesor Nominal de la Chapa mm
D < 15	5
15 ≤ D < 36	6
36 ≤ D < 60	8
60 ≤ D	10

Jamás, menos de estos valores. Aunque saliese por cálculo.

6.1.2.- El diámetro nominal del tanque será el diámetro del fondo entre los ejes verticales en el primer cursor (virola) de la envolvente.

6.1.3.-Los espesores de las chapas de la envolvente son los referidos para la construcción. El espesor especificado está basado en los requerimientos de montaje.

6.1.4 El espesor de la envolvente será calculado con el tanque lleno hasta un nivel H de liquido, que tiene un peso especifico previamente especificado..

6.1.5 El espesor para la prueba hidrostática debe de ser calculado con el tanque lleno con agua hasta el nivel H, en el caso de la densidad del liquido sea < 1,00.Para líquidos con densidad >1,00 la prueba se realizara con el tanque lleno de agua, estando esta a una presión hidrostática equivalente a 1,25 veces la presión hidrostática que producirá el liquido en el fondo del tanque.

6.1.6 La tensión calculada para cada (virola) de la envolvente no será mayor que la tensión permitida para el tipo de material usado en la virola. Una virola no será más delgada que la virola superior

6.1.7.- El espesor neto de las virolas de la envolvente (espesor nominal menos corrosión) es el que se usara en todos los cálculos

6.2.- CALCULO DEL ESPESOR DE LA ENVOLVENTE

6.2.1.- El calculo del espesor requiere que el punto en que se realiza esta 0,3048 m (1 ple) por encima del fondo de cada virola.. Este método no debe usarse para tanques de diámetro mayor de 60 metros.

6.2.2.-El mínimo espesor requerido en las chapas de la envolvente será el mayor que resulte en el cálculo.

EN OPERACIÓN

UNIDADES MÉTRICAS Espesor mm	SISTEMA INTERNACIONAL Espesor mm
$t_d = \frac{50\,D\,(H-0.348)G}{S_d E} +$ C.A.	$t_d = \frac{4{,}9\,D\,(H-0.3)G}{S_d E} +$ C.A.

EN PRUEBA HIDROSTATICA → no hay factor de eficiencia de soldadura porq de = 1 fuegue en P.H.

UNIDADES MÉTRICAS Espesor mm	SISTEMA INTERNACIONAL Espesor mm
$t_d = \frac{50\,D\,(H-0.348)}{S_d}$	$t_d = \frac{4{,}9\,D\,(H-0.3)}{S_d}$

t_d = Espesor de la envolvente requerido en (mm)

t_t = Espesor de la envolvente en prueba hidrostática (el real) en (mm)

D = Diámetro nominal del tanque en (m)

H = Nivel del liquido en metros. Altura desde el fondo de la virola considerada, a la cabeza de la envolvente, incluido el ángulo de coronación si lo hay; o al nivel superior de cualquier exceso de liquido por encima de la altura de llenado del tanque; o de cualquier otro nivel especificado por el comprador, restringido por el techo flotante, o el contenido permitido por la acción de la energía sísmica. en (m)

G = Peso especifico del liquido almacenado (solo el valor) =1 para agua; G < 1 para líquidos menos densos; G > 1 para líquidos más denso

CA = Corrosión admisible en (mm)

S_d = Tensión admisible en las condiciones de diseño en (kg/cm^2) (MPa) (dado en Tabla 5-1 para material ASTM

S_t = Tensión admisible en condiciones de prueba hidrostática en (kg/cm^2) (MPa) (dado en Tabla 5-1 para material ASTM

E = Factor de Eficiencia de soldadura en las juntas
E = 1,00 Radiografiado Total
E =0,85 radiografiado Spot
E = 0,70 No radiografiado

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

6.3.-EJEMPLO DEL CALCULO DE LA ENVOLVENTE (1)

1.-CARACTERISTICAS DEL TANQUE

D= Diámetro del tanque = 20 metros

Q= Capacidad = 4712 m^3

C.A= Corrosión admisible =1,5 mm

E = Factor de soldadura = 1,00

P_d= Presión de Diseño = Atmosférica

T_d= Temperatura de Diseño 50ºC

Nº de Virolas = 8

H= Altura total = 15 m

G= densidad del liquido = 1,8

2 MATERIAL EMPLEADO

Acero al Carbono SA-283 Gr.C

Carga de Rotura S_t= (MTS = 3867 Kg/cm^2

Limite Elástico S_y= (MYS) = 2109 Kg/cm^2

2.1.-TENSION ADMISIBLE

Tabla 5-1 la Tensión Admisible S_d

S_d =1406 Kg/cm^2

TOMAMOS PARA TENSION DE CALCULO: S_d= 1406 Kg/cm^2

2.2.-TENSION EN PRUEBA HIDROSTATICA

En Tabla 5-1 La Tensión en la prueba Hidrostática

S_t =1582 Kg/cm^2

TOMAMOS PARA TENSION EN PRUEBA HIDROSTATICA: S_h= 1582 Kg/cm^2

3.- CALCULO DE LOS ESPESORES DE LA ENVOLVENTE

En Operación t_v = 50D(H-0,3048) G/S_dE+C.A

En Prueba t_t = 50D(H-0,3048) /S_t

Dimensiones

D = Diámetro del tanque en m = 20 m

H = Altura desde el fondo de la virola considerada hasta el techo del tanque en m = 15 m

G= Peso especifico del liquido = 1,8

E =1,00

S_d = Tensión Admisibles del material = 1406 Kg/cm^2

S_h = Tensión en prueba Hidrostática = 1582 "

t_v = Espesor requerido en operación de la virola considerada en mm.

t_h= Espesor de virola en prueba Hidrostática en mm.

El espesor de la pared se tomara el mayor de los que resulte en cada caso pero "nunca menor de 5 mm "

Según esto el espesor mínimo de las virolas en la pared será por 6.1.1 para tanques mayores de 15 m < D < 36 m

t_{min} = 6 mm

3.1 CALCULO DEL ESPESOR DE LAS VIROLAS EN OPERACIÓN

La formula para el calculo del espesor de las virolas es en este caso:

Para D = 20 m ; t_v = =[50 x 20(H-0,3048)x 1,8] / [1406 x 1,00] =1,28 x (H-0,3048)

VIROLAS	Altura H en m	Altura en m de	Espesor t_v en mm sin C.A	Espesor t_v en mm con C.A	Espesor en mm	Espesor en mm
V-1 (fondo)	15,00	14,695	18,81	20,31	6	22
V-2	14,00	13,695	17,53	19,03	6	20
V-3	12,00	11,695	14,97	16,47	6	18
V-4	10,00	9,695	12,41	13,91	6	14
V-5	8,00	7,695	9,85	11,35	6	12
V-6	6,00	5,695	7,29	8,79	6	10
V-7	4,00	3,695	4,73	6,23	6	8
V-8 (cabeza)	2,00	1,695	2,17	3,67	6	6

La Virola del fondo tiene una 1m de altura. El resto 2m.

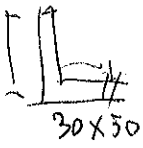
Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

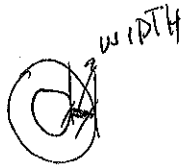
4.- COMPROBACION DE LA TENSION EN LAS VIROLAS DE LA ENVOLVENTE BAJO PRUEBA HIDROSTATICA

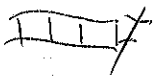
$S_t = 50\ D\ (H-0{,}3048)] / t_t = [50 \times 20 \times (H-0{,}3048)] / t_t = 1000 \times (H-0{,}3048) / t_t$

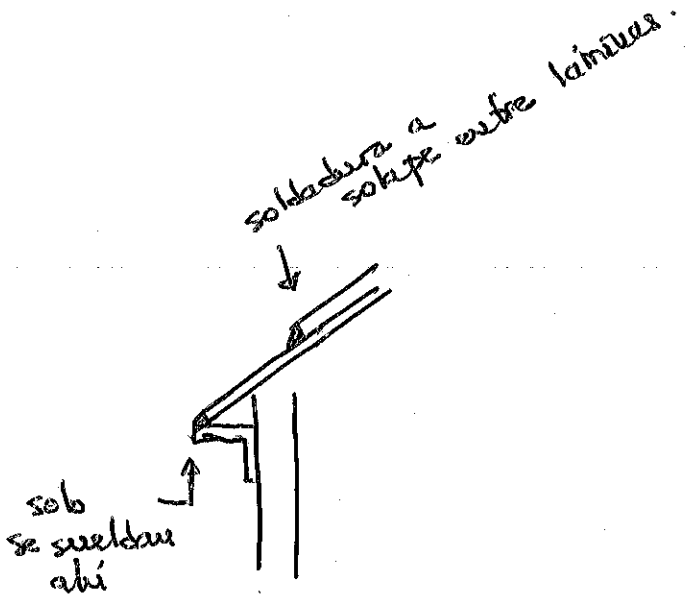
VIROLAS	Altura H de Virola m	Altura H-0,3048 m	Espesor real en Prueba mm	Valor Calculado de S_t kg/cm^2	Valor Real de S_t Kg/cm^2
V-1	15,00	14,695	22	667,95	1582
V-2	14,00	13,695	20	684,75	1582
V-3	12,00	11,695	18	649,72	1582
V-4	10,00	9,695	14	629,50	1582
V-5	8,00	7,695	12	641,25	1582
V-6	6,00	5,695	10	569,50	1582
V-7	4,00	3,695	8	461.87	1582
V-8	2,00	1,695	6	283	1582

" LOS ESPESORES ADOPTADOS SON VALIDOS PARA TODAS LAS VIROLAS "


30X50X6


WIDTH
30X5




soldadura a
solape entre laminas.
sob
se suelda
aki

(7.2.6)

7-TECHOS

API no regula techos flotantes porq no hay código q los regule.

7.1 DEFINICIONES → Solo del resto (soportados y autosoportados).

Las siguientes definiciones se aplican al diseño del tipo de techo

a).- *Techo cónico soportado* Es un techo formando aproximadamente la superficie de un cono recto que esta soportado por viguetas o vigas y columnas o por vigas y armaduras con o sin columnas (soportado). Planchas dispuestas sobre un entramado de nervios. Se calculan para q salgan planchas de 5 mm.

b).-*Techo cónico auto-soportado* Es un techo formando aproximadamente la superficie de un cono recto que esta soportado solo en la periferia (autosoportado).

c).- *Techo domo soportado* Es un techo formando aproximadamente una superficie esférica que esta soportado por viguetas o vigas y columnas o por vigas y armaduras con o sin columnas

d).- *Techo domo auto-soportado* Es un techo formando aproximadamente una superficie esférica que esta soportado solo en la periferia.

e).- *Techo umbrela auto-soportado* Es una modificación del techo domo, tal que la sección horizontal es un polígono regular con tantos lados como chapas del techo y que esta soportado solo en la periferia.

Las chapas del techo deben dimensionarse siempre. Para las cargas q se

7.2.- GENERAL tengan. Con mínimo nominal de 5 mm + corrosión.

7.2.1.- Todos los techos y estructuras de soporte de los mismos deberán estar diseñados para soportar las cargas muertas mas las cargas vivas uniformes no menores de (120 kg/m^2) (1,20 KPa) (Viento +Nieve) en la proyección horizontal

7.2.2.- Las chapas del techo deben de tener un mínimo nominal de 5 mm.
A este espesor debe de añadirse el sobre espesor por corrosión después de que el espesor necesario haya sido calculado.

7.2.3.- Las chapas de los techos cónicos soportados no deben de unirse a los miembros estructurales que las soportan, a no ser que sea especificado. (Solo entre sí, a solape. Pero nunca a los nervios (correas q las sustienen).

7.2.4. -Todos los miembros estructurales internos y externos deberán tener un mínimo espesor nominal de 4,3 mm en cualquiera de sus componentes. (correas de tubo, de espesor mínimo 4,3 mm).

7.2.5. - Las chapas del techo serán unidas al ángulo de coronación del tanque con un filete continuo de soldadura pero solo en la parte superior del ala del ángulo que se une a la envolvente (ver Figura 7-1)

7.2.6.- Para todos los tipos de techos, las chapas pueden ser rigidizadas por la sección soldada a las chapas, pero no será rigidizada por la sección de la soldadura a las vigas o las correas (cables).

7.2.7.- Cuando se especifican cargas laterales que actúan sobre las columnas soportes del techo, las columnas deben de proporcionar y cumplir con los requerimientos para soportar la combinación de carga axial de compresión y de flexión que se da en 7.3

7.2.8.- Un techo es considerado frágil *(frangible) si la junta entre techo-envolvente puede fallar antes que la junta entre la envolvente-fondo por una eventual excesiva presión interna*.

Cuando el comprador especifica un tanque con techo frágil (frangible), el diseño del tanque debe de cumplir con todo: (TODOS OBLIGATORIAMENTE)

a).- El tanque debe de tener un diámetro de (15,25 m) o mayor.

b).- El solape del techo en la unión con el ángulo de cabeza no debe de exceder de 2/12 = 0,1666

c).- El techo se une al ángulo de cabeza con un simple filete continuo de soldadura cuyo espesor no debe de exceder de (5 mm)

d).- Los detalles del aro de compresión de la unión entre la envolvente y el techo se muestran en los detalles a - d de la Figura 7-1

7.2.- GENERAL

7.2.6.- (continuación)

e).- El ángulo de cabeza puede ser menor que el requrido por 3.7.e

f).- Todos los miembros en la región de la unión techo-envolvente, incluidos los aros de aislamiento, contribuyen al área (A) de la sección transversal

g) .- El área (A) de la sección transversal en la junta de unión techo-envolvente es menor que el valor límite dado por:

UNIDADES SISTEMA INTERNACIONAL Area A = mm^2	UNIDADES SISTEMA TECNICO Area A = mm^2
$A = \frac{W}{1390\tan\theta}$	$A = \frac{0{,}000734\,W}{\tan\theta}$

A = área necesaria en mm^2

W = Peso Total de la envolvente y de cualquier forma estructural soportada por la envolvente y el techo (sin contar el peso de las chapas del techo) en (N) Kg

tang θ = Tangente del ángulo entre el techo y el plano horizontal, en la unión techo-envolvente.

7.3.- ESPESOR DE COLUMNAS Y MIEMBROS ESTRUCTURALES PARA TECHOS

El mínimo espesor de los miembros estructurales, incluida la corrosión no será menor de 6 mm para las columnas, riostras y vigas de arriostramiento que resistan esfuerzos de compresión axial, mientras que para cualquier otro miembro estructural el espesor será como mínimo 4 mm.

Mismo momento de inercia en todas direcciones

7.4.- RELACION DE ESBELTEZ

→ siempre SERAN TUBOS CILINDRICOS

Para columnas el valor L/r debe de ser ≤ 180.Para otros miembros sometidos a compresión L/r ≤ 200. Para todos los otros miembros L/r ≤ 300, excepto para varillas de unión cuyo diseño es a tracción.

L = Longitud de la pieza en mm
r_c = Menor radio de giro de la columna en mm
r = Radio de giro principal de la columna en mm

7.5.- COLUMNAS

Cuando no se especifican las cargas laterales que pueden actuar en las columnas soporte del techo, las formulas siguientes pueden utilizarse para la Compresión Admisible en esos miembros para la esbeltez de L/r >120 y el Limite Elástico del material de la columna F_Y ≤ 250 MPa = 2500 kg/cm^2

Cuando L/r es ≤ C_c

Cuando L/r es ≤ C_c		Cuando L/r es > C_c
$F_a = \dfrac{\left[\dfrac{\left[1-\dfrac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right]F_Y}{\dfrac{5}{3}+\dfrac{3(L/r)}{8C_C}-\dfrac{(L/r)^3}{8C_C^3}}\right]}{\left[1{,}6-\dfrac{L}{200\,r}\right]}$	$C_C = \sqrt{\dfrac{2\pi^2 E}{F_Y}}$	$F_a = \dfrac{\left[\dfrac{12\pi^2 E}{23(L/r)^2}\right]}{\left[1{,}6-\dfrac{L}{200\,r}\right]}$

F_a = Tensión Admisible a Compresión en (MPa)
F_Y = Límite Elástico del material en (MPa) cuando L / r ≤ 120 entonces F_y ≤ 250 Mpa
E = Modulo de Elasticidad del material en (MPa)
L = Longitud libre de la columna en (mm)
r = Menor radio de giro de la columna en (mm)

(a, b, c, d) son las formas de apoyo permitidas para un techo FRANGIBLE.

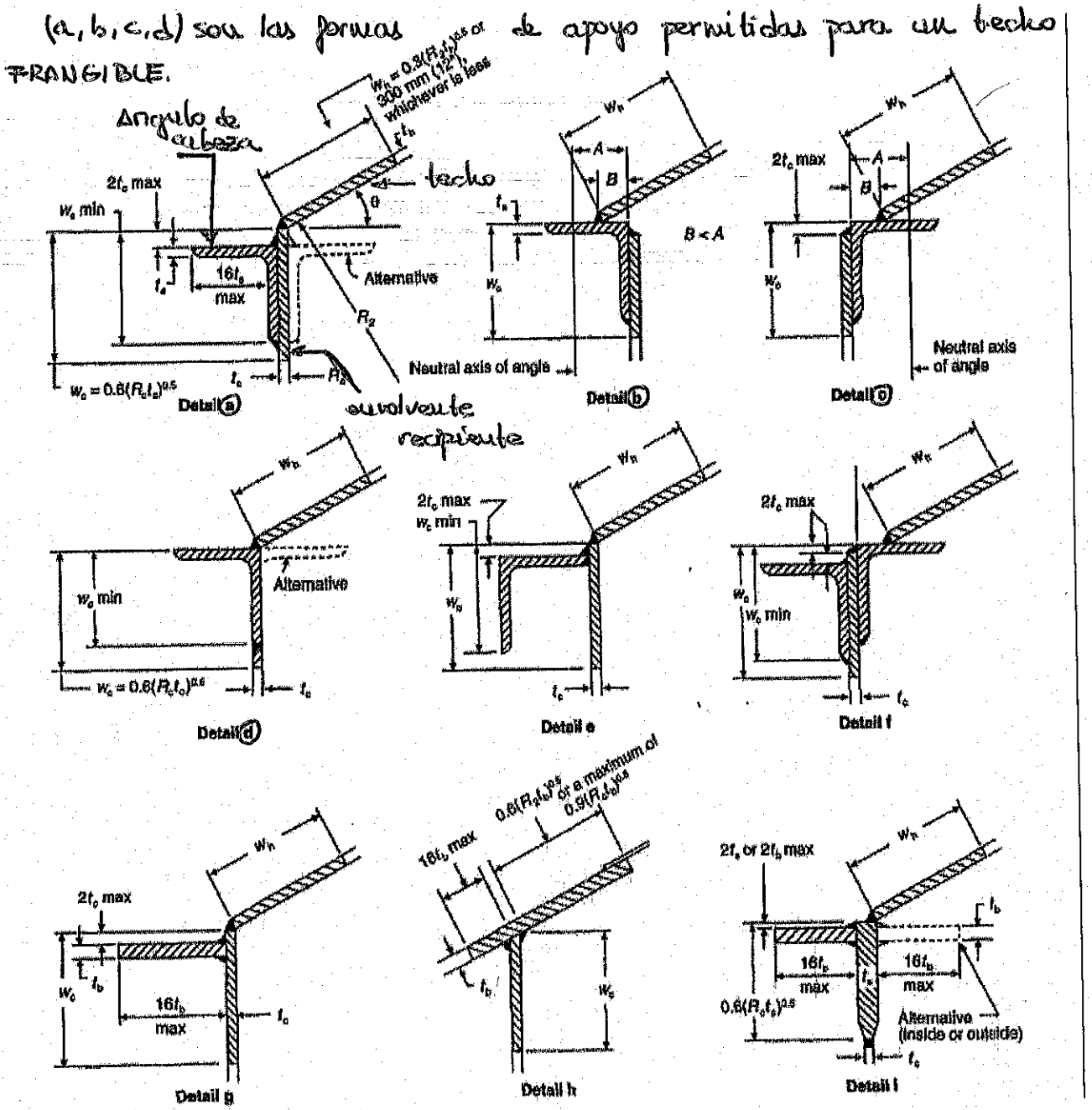


Figura 7-1 Zonas que Colaboran en la Región de Compresión en la unión Techo-Envolvente

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

t_a = Espesor del ala del ángulo en mm

t_b = Espesor de la pletina en mm

t_c = Espesor de la chapa de la envolvente en mm

t_h = Espesor de la chapa del techo en mm

t_s = Espesor de la chapa gruesa en la envolvente

W_c = Máxima anchura que participa la envolvente en mm = $0,6\ (R_c\ t_s)^{0,5}$

W_h = Máxima anchura que participa el techo en cm = $0,3\ (R_2\ t_h)^{0,5}$ o (300 mm), el que sea menor

R_C = Radio interior de la envolvente del tanque en mm

R_C = Longitud de la normal al techo, medida desde el eje vertical del tanque en mm = $R_C / \text{sen}\theta$

Area aportada por la envolvente $A_c = 0,6\ (R_c\ t_s)^{0,5} \times t_s$

Area aportada por el trecho $A_h = 0,3\ (R_2\ t_h)^{0,5} \times t_h$ o bien $300 \times t_h$

8-TECHOS AUTO-SOPORTADOS

8.1.- TECHO CONICO AUTOSOPORTADO (VEMOS LAS UNICAS FÓRMULAS DE CALCULO QUE DA API).

Los techos auto-soportados cuyas chapas estén rigidizadas por soldadura en sus secciones a las otras chapas no necesariamente serán conformes al mínimo espesor requerido, pero dicho espesor nunca será menor de 5 mm

Limites de la Pendiente y del Espesor
Este tipo de techos cumplirá con:
Angulo de Inclinación

Máxima inclinación:	$\theta \leq 37^o$ grados (solape 9/12) (tangente =0,75)
Mínima inclinación:	$\theta \geq 9{,}50^o$ grados sen $\theta \geq 0{,}165$ (solape = pendiente = tan = 2/12=0,167)

Espesor

Máximo espesor = 12,5 mm sin corrosín
Mínimo espesor: $t = \frac{D}{4{,}8 \operatorname{sen}\theta} \geq 5$ mm

Recomiendan q los techos autosoportados se empleen en depósito de como máximo 14 m. de altura.
Entre 14 y 25 con nervios. A partir de 25 m con estructura (s/ORIA).

t = espesor requerido en mm
θ = Angulo del cono con la horizontal en grados
D = Diámetro de la envolvente del tanque en m
Cuando la suma de las cargas vivas mas las cargas muertas exceda = 220 kg /m^2 = 2,2 KPa el mínimo espesor será multiplicado por:

SISTEMA INTERNACIONAL
$\sqrt{\frac{\text{Cargas viva + cargas muertas}}{2{,}2\ \text{kPa}}}$

Área en la unión Techo-Envolvente
El área de participación en la unión techo-envolvente es determinada usando la Figura 7.1 y será igual o mayor que:
La diferencia con el área requerida sera proporcionado por el aro de rigidez

AREA REQUERIDA

SISTEMA INTERNACIONAL
$A \geq \frac{D^2}{0{,}432 \operatorname{sen}\theta}$

D = Diámetro en m
A = Área necesaria en mm^2
El área calculada por esta expresión esta basada en el espesor nominal menos la corrosión.

Cuando la suma de las cargas vivas mas las cargas muertas exceda a =(220 kg/m^2) (2,2 KPa), la máxima sección del área del ángulo de coronación será multiplicada por la relación

SISTEMA INTERNACIONAL
$\frac{\text{cargas vivas} + \text{cargas muertas}}{2{,}2\ \text{KPa}}$

8,2.-EJEMPLO DE TECHO CÓNICO AUTOPORTANTE

El techo debe de ser capaz de soportar unas cargas muertas más unas vivas no inferiores a = 220 Kg/m^2

Cargas muertas = Peso Propio + Peso de Aislamiento

Cargas Vivas = Viento + Nieve

← Se considerarán sus pesos por cada m^2 de proyección en planta.

En párrafo .8.1.1 para techos Cónicos Auto-soportados nos dice que la inclinación mínima θ=9,5ºcon
Sen $\theta \geq$ 0,165 y el máximo con $\theta \leq$ 37°

El espesor Mínimo t_r debe de cumplir con 5 mm$\leq t_r \leq$ 1/2"=12,5 mm en 8.1.1

D=11m ; Radio del tanque = radio del cono r = 5,5 m

θ = Angulo Inclinación = 27º; sen 27º=0,4539; tang 27º=0,5095; cos 27º = 0,8910

El valor de Calculo del espesor $t_r = \frac{D}{4{,}8 \times \text{sen}\,\theta} = \frac{0{,}2083 \times D}{\text{sen}\,\theta} = \frac{0{,}2083 \times 11}{0{,}4539} = 5{,}04$ mm

Altura Cono $=h_c = r \text{ tang } \theta = 5{,}5 \times 0{,}5095 = 2{,}8$ m

Como 5 mm si < t_c= 5,04 mm si< 12,5 mm" Cumple con parrafo 8.1.1

"ESPESOR NECESARIO +C.A.=5,04+1,5=6,54 mm

"ESPESOR ADOPTADO PARA TECHO t_c = 8 mm "

Comprobación de las cargas en el Techo

Cargas Muertas Peso Propio + Aislamiento

Peso Propio $=\pi \, R \, g \, t_c \, d = \pi \times 5{,}5 \times 6{,}17 \times 0{,}008 \times 7850 = 6695$ Kg
g = generatriz del cono = r/ cos 27º= 5,5/0,8910= 6,17 m

R =Radio Techo =5,5 m; g = Generatriz Cono =6,17 m; t_c = Espesor Techo = 8 mm = 0,008 m ; d =Peso Especifico Material = 7850 Kgf/m^3

Peso Aislamiento Estimado =0 Kg/m^2 de Planta

Total Cargas Muerta por unidad de superficie de Planta =6695/πR^2+0 = 70+ 0=70 Kg/m^2 de Planta

TOTAL CARGAS MUERTAS = 70 kg/m^2 DE PLANTA

Cargas Vivas = Viento + Nieve = 120 kg/m^2 párrafo 7.2.1

TOTAL CARGAS VIVAS = 120 Kg/m^2 DE PLANTA

TOTAL CARGAS = CARGAS MUERTAS + CARGAS VIVAS = 70+120 = 190 Kg/m^2 de Planta

COMO LA CARGA DE 190 Kg/m^2 ES < = 220 Kg/m^2

EL ESPESOR DE 8 MM DEL TECHO ES SUFICIENTE. CUMPLE LAS HIPOTESIS DE CARGAS (Hb cumplía con las de pendiente y con el resto).

Tomar siempre densidad del acero = 8000 kg/m^3 (incluyendo el peso de las soldaduras).

8.3.-TECHOS DOMO Y UMBELA AUTO-SOPORTADOS

Los techos auto-soportados cuyas chapas estén rigidizadas por soldadura en sus secciones no necesariamente serán conformes al mínimo espesor requerido, pero dicho espesor nunca será menor de 5 mm cuando ha sido diseñado por el fabricante pero sujeto a la aprobación del comprador

8.3.1.- Limites del Radio y del Espesor

Los techos auto-soportados tipo domo y umbrela se diseñarán de acuerdo con lo siguiente:

7850 Kg/m^3

Mínimo radio = 0,8 D
Máximo radio = 1,2 D

SISTEMA INTERNACIONAL
Mínimo espesor: $t = \frac{r_r}{2,4} + c.a. \geq 5$ mm
Máximo espesor = = 12,5 mm

t = Espesor necesario en mm
D = Diámetro nominal de la envolvente del tanque en m
r_r = Radio del techo en m

Cuando la suma de las cargas vivas mas las cargas muertas exceda = 220 kg/m^2.=2,2 KPa el mínimo espesor será multiplicado por:

SISTEMA INTERNACIONAL
$\sqrt{\frac{\text{Cargas viva + cargas muertas}}{2{,}2\ \text{kPa}}}$

8.3.2.- Área en la unión Techo-Envolvente

El área de participación en la unión techo-envolvente determinada usando la Figura 7.1 y será igual o mayor que:

La diferencia con el área requerida sera proporcionado por el aro de rigidez

Área requerida (para el un techo DOMO autosoportado).

SISTEMA INTERNACIONAL
$A \geq \frac{D\, r_r}{0{,}216}$ mm^2

Cuando la suma de las cargas vivas mas las cargas muertas exceda = (2,2 kPa), el mínimo espesor será multiplicado por

SISTEMA INTERNACIONAL
$\frac{\text{cargas vivas + cargas muertas}}{2{,}2\ \text{kPa}}$

8.4.- EJEMPLO DE TECHO DOMO AUTOPORTANTE

1.- Espesor del techo

Material: Inoxidable SA-240 Gr304

Temperatura de diseño = 40ºC

D = Diámetro del tanque en m = 15 m

Corrosión Admisible C.A = 0.25 mm

El techo debe de ser capaz de soportar unas cargas muertas más unas vivas no inferiores a 220 Kg/m^2

Cargas muertas = Peso Propio + Peso de Aislamiento

Cargas Vivas = Viento + Nieve

En párrafo 8.3.1 para techos Domo Auto-soportados nos dice que:

El Mínimo Radio del Domo $R_{Mínimo}$ = 0,8 x D =0,8 x 15 = 12 m

El Máximo Radio del Domo $R_{Máximo}$ =1,2 D =1, 2x 15= 18 m

Mínimo Espesor del Domo $t_{Mínimo} = = \frac{r_r}{2,4} = 0,41667 \times r_r \geq 5$ mm

Máximo Espesor del Domo $t_{Máximo} \leq 12,5$ mm

r_r =Radio del Techo Domo = 0,8 x 15 = 12 m

Al ser un tanque de acero inoxidable hay que aplicar el teme 18 .3.6.6 el espesor mínimo del Techo no será menor que
5 mmx $E_{38}/E_{T.D}$

EL ESPESOR t_c DEL TECHO DEBE CUMPLIR: 5 mm x $E_{100}/E_{T.D.} < t_c <$ 12,5 mm

E_{100} = Modulo Elasticidad del Material a 40ºC= 1.969.057 kg/cm^2
↑ 100 ºF
$E_{T.D.}$ = Modulo Elasticidad del Material a Temp de Diseño 40ºC =1.959.775 kg/cm^2

EL ESPESOR t_c DEL TECHO DEBE CUMPLIR: 5 mm x$E_{40}/ E_{T.D.} < t_c <$ 12 mm

E_{100}= Modulo Elasticidad del Material a 40 ºC (100ºF)=1.969.058 kg /cm^2

$E_{T.D.}$= Modulo Elasticidad del Material a Temp de Diseño 40 ºC (104ºF) = 1.967.370 kg/cm^2

$E_{40}/E_{T.D.}$=1.969.057/1.967.370= 1,00086

5x1.969.058/ 1.967.370=5x1,00086 = 5,004 3mm. ≤ $t_c \leq$ 12 mm

Tomando como radio del techo r_R = 0,8 x D =0,8 x 15= 12 m (mínimo)

El espesor Mínimo t = 0,4166 x 12 = 5 mm

Espesor adoptado t_R =6 mm con lo que se cumple que 5,0043 < 6 < 12 m.

Espesor necesario = t + c.a. = 5,0043+0,25 =5,2543 mm

"ESPESOR ADOPTADO PARA TECHO t_c= 6 mm "ES VALIDO

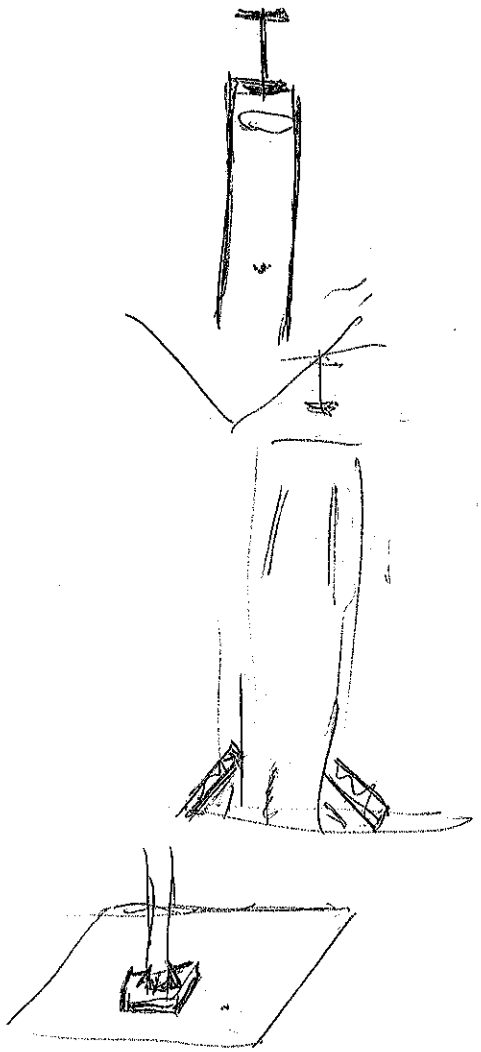
8.4.-EJEMPLO DE TECHO DOMO AUTOPORTANTE(continuación)

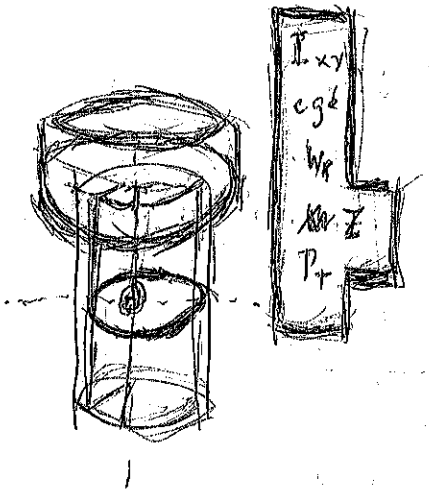
2.-Comprobación de las cargas en el Techo
a).-Cargas Muertas

Cargas Muertas =Peso Propio + Aislamiento

Peso Propio = 2 x π x r_r x h x t x d = 2 x π x 12 x 2,63 x 0,006 x 7850 = 9340 Kg

R =Radio Base del Techo = 7,5 m; h = altura del Domo = r_r -C =12-9,37=2,63 m ;Radio del Domo r_r =12 m




I xy
cg
Z
P+

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

t_c= Espesor Techo = 6 mm =0,006 m; C = $[r_r^2 - r^2]^{0,5}$=$[12^2-7,5^2]^{0.,5}$= 9,37

d =Peso Especifico Material = 7850 Kgf/m^3

Peso Aislamiento Estimado = 0 Kg/m^2 de Planta

Peso techo por unidad de superficie de Planta = 9340/π r^2 =9340/3,14 x$7,5^2$= 53 Kg/m^2 de Planta

TOTAL CARGAS MUERTAS = 53 kg/m^2 DE PLANTA

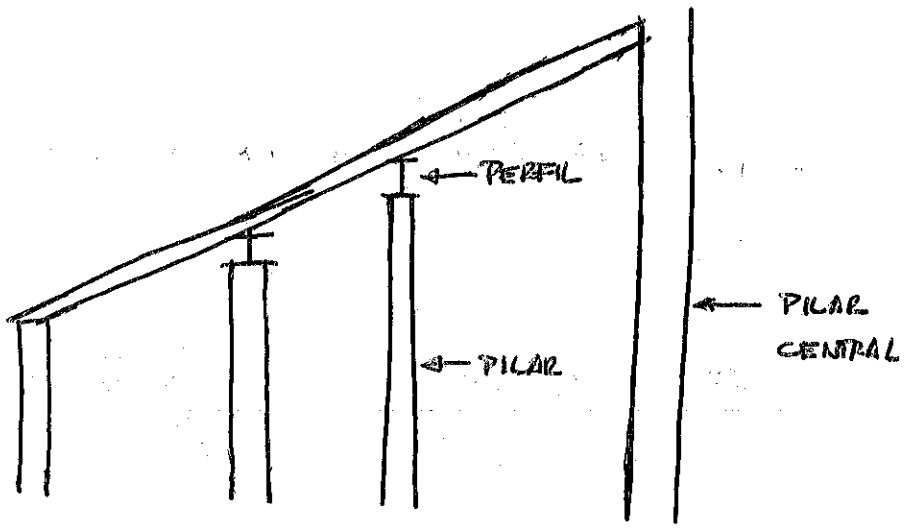
b).- Cargas vivas
Cargas Vivas = Viento + Nieve
Por Parrafo 7.2.1 para superficies doblemente curvadas la carga es de 120 kg/m^2

TOTAL CARGAS VIVAS = 120 Kg/m^2 DE PLANTA

TOTAL CARGAS = CARGAS MUERTAS+ CARGAS VIVAS =53+120 = 173 Kg/m^2 de Planta

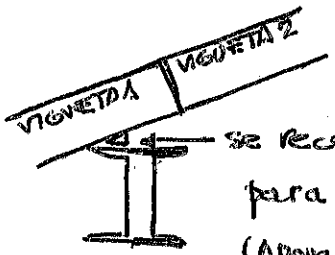
COMO LA CARGA DE 175 Kg/m^2 ES < 220Kg/m^2

EL ESPESOR DE 6 mm DEL TECHO ES SUFICIENTE. CUMPLE LAS HIPOTESIS DE CARGAS



viguetas ≡ correas ≡ cabios → Sobre ellas van las chapas

vigas ≡ jácenas



se recomiendan cuñas para mejorar el asentamiento. (Apoyan, pero juntas se sueldan).

Las viguetas se apoyan sobre vigas principales o sobre la algo solidario a la pared del recipiente. A su vez, las vigas principales se apoyan sobre pilares.

En el perímetro del tanque hay un número máximo de viguetas que se pueden soportar, ver fórmula.

Las vigas no deben exceder los 7 m. → Para no ir a perfiles muy grandes.

Las correas no deben exceder los 6 m. Evidentemente, 4 correas generan 5 vanos.

Entre cónico y domo. Por presión domo. Si se puede elegir el cónico es menos trabajoso y barato.

9- TECHOS CONICOS SOPORTADOS POR ESTRUCTURA

El techo DOMO no puede ser autosoportado.

9.1.- GENERAL

9.1.1 Las chapas del techo serán soldadas en el lado de la cabeza con filetes de soldadura en cordones continuos en todas las costuras. Las dimensiones de la soldadura en el ángulo de coronación con el techo serán de 5 mm o menor según lo especificado.

9.1.2.- La inclinación del techo será de 19 mm por cada 300 mm o mayor según sea lo especificado. Si las viguetas, sobre los que apoyan las chapas del techo, son colocadas directamente sobre el ala de las vigas que soportan el techo, se producirán pequeñas variaciones en los asentamientos de las viguetas, teniendo que ser la inclinación de ellas la misma que la especificada para la inclinación del techo.

9.1.3.- Los perfiles que conforman los soportes principales, incluyendo en estos soportes las viguetas, deberán ser perfiles laminados en caliente o fabricados sus secciones en forma de armaduras. A través de estos perfiles se produce el contacto entre las chapas del techo y el ala comprimida de los perfiles principales o de las armaduras, considerando a estras que no reciben soporte lateral, por lo que debera considerarse el arriostramiento lateral de las mismas. Los espesores minimos serán de acuerdo a lo etablecido en 7.3

9.1.4.- Los perfiles estructurales que sirven como viguetas de apoyo pueden ser laminados o fabricados en seccione compuestas. Las viguetas están en contacto con las chapas del techo, y sobre las chapas se aplican las cargas que se transmiten a las viguetas, pudiéndose considerar, que lateralmente se produce un soporte lateral adecuado debido a la fricción entre las chapas y el ala de la parte comprimida de las viguetas de apoyo, a excepción de:

a).- Armaduras y perfiles con las alas abierta, que sean usados como viguetas
b).- Viguetas con altura nominal mayor de 375 mm
c).- Viguetas que apoyen con un solape cuya pendiente es mayor de 50 mm en 300 mm(pendiente = 0,1666 o sea 9,46º

9.1.5. - Las viguetas de apoyo de las chapas del techo deben estar espaciadasentre sus centros en él circulo exterior de la periferia del tanque, a distancia como máximo de 0,6π metros = de 1.885 mm. La separación en el anillo interior no será mayor de 1,7 metros = 1700 mm. Cuando sea especificado, para tanques localizados en áreas sujetas a terremotos, tirantes con diámetro de 19 mm, deben enlazar las viguetas en él circulo periférico exterior, salvo en el caso que las viguetas estén formadas por perfiles en I o en H.

Recomienda la tubería.

9.1.6.- Las columnas que se empleen como soportes serán perfiles estructurales, o de tubería de acero. Cuando para columnas se usen tubos de acero estos deben de ser estancos, o estar provistos de drenajes y venteos.

9.1.7.-Los clips de sujeción(apoyos) para las viguetas exteriores estarán soldados a la envolvente del tanque. Las bases de las columnas serán soldadas al fondo del tanque para evitar movimientos laterales. Todos los demás elementos estructurales se unirán mediante pernos, remaches o soldadura.

9.2 .- DISEÑO DEL TECHO CÓNICO SOPORTADO POR ESTRUCTURA

Para Tanques de diámetro D ≤ 16 m (orientativo) los techos podrán ser auto-soportados

Para diámetro 16 < D <22 los techos deben diseñarse para apoyarse sobre entramado de nervios (orientativo)

Para diámetro D > 22 los techos se apoyaran en estructura de vigas y pilares

El solape en las chapas del techo tendrá un mínimo de 25 mm cuando la soldadura es por puntos.

Si el filete de soldadura es continuo en toda la unión, solo es necesario soldar la parte superior del techo

El mínimo espesor de las chapas del techo será de 5 mm

Las chapas pueden ser acanaladas para aumentar su resistencia y disminuir la separación entre los cables (viguetas) de sostén.

Las chapas no se soldaran a los cables.

Se asume que las chapas del techo actúan como una viga continua plana, bajo carga uniforme, siendo el momento máximo en los apoyos de los cables y vale $M_{max} = -\frac{w l^2}{12} = -\frac{P \times (b=1) \times l^2}{12}$

podría tomar 4m ó 5cm. ↓ el caso es calcular una referencia.

w= carga uniforme unitaria lineal kg/cm = P x b = P x (1 cm)

P = Carga uniforme sobre la faja de chapa de ancho b chapa en Kg/cm^2

Se toma un ancho de la faja de chapa de b =1 cm

l = distancia entre apoyos en cm

Las chapas se apoyan sobre cables (viguetas) que a su vez apoyan en dirección radial sobre vigas que tienen sus extremos apoyados en pilares, formando estas vigas líneas cerradas concéntricas, que son polígonos regulares. La separación entre estos polígonos regulares viene de terminada por la longitud máxima que se da a los cables, siendo esta longitud un valor que esta comprendido entre 6,0 m < l < 7,3 m

Longitud recomendada para los cables (viguetas) 6,0 m < l < 7,3 m

En el centro del tanque hay un pilar central, y a partir de este en dirección radial entre incremento de 6 a 7,3 m se trazan polígonos regulares concéntricos, siendo el primero del interior un pentágono.(recomendó, aunque puede ser otro tipo distinto al pentagono) El segundo polígona concéntrico a este es un decágono, el siguiente será un polígono de 15 lados, y así sucesivamente, estando estos polígonos regularmente separados por distancias sensiblemente iguales y aumentando hasta llegar al contorno periférico del tanque que es un circulo.

En cada vértice de un polígono se coloca un pilar, en el cual descansa dos vigas principales, y sobre estas descansan los cabios en dirección radial.

Pendiente recomendada en los techos cónicos

La pendiente para un techo cónico soportado para tanques de diámetro D > 16 m varia en razón del diámetro pues cuanto mayor sea este menor debe de ser el ángulo con la horizontal.

Para diámetro 20 < D <30 m α= 10º con la horizontal
Para diámetro 30 < D <40 m α= 8º con la horizontal
Para diámetro 40 < D <60 m α= 6º con la horizontal
Para D > 60 m α =5º

A > pendiente, ↑ la altura del techo y la superficie expuesta al viento.
A > Diametro ⟹ < pendiente.
← datos estimados por Ovia, de la experiencia.

9.3.- CALCULO TECHO CÓNICO SOPORTADO POR ESTRUCTURA (1)

9.3.1.-Cabios

Los cabios (viguetas) sobre las que se apoya la chapa, actúan como vigas bajo carga uniforme y simplemente apoyadas en sus extremos. Estos cabios a su vez apoyan sus extremos sobre vigas que forman contornos poligonales en círculos concéntricos cerrados en el interior del tanque.

La longitud máxima l_{Max} que se suele dar a los cabios es entre 6 m y 7,30 m

La separación Máxima de los cabios en el apoyo del perímetro exterior es de 0,6n metros = 1885 mm

Separación Máxima entre cabios en el perímetro exterior es:
s = 1,885 m = 188,5cm =1885 mm

La separación entre cabios = s, es función del material de la chapa, de la carga sobre la chapa y del espesor de la chapa y vale

Separación entre cabios

Separación entre cabios: $s = t\sqrt{\frac{2S}{P}}$

P = Carga Total sobre la chapa en Kg/cm^2

S = Tensión admisible de la chapa a tracción en kg/cm^2

t = Espesor de la chapa en cm

s = separación entre cables en cm

Así para chapa de Material SA-283 Gr C

S =1265,82 Kg /cm^2; P = Cargas Vivas + Muertas = 120 kg/m^2+ 39,25 kg/m^2 =159,25 kg/m^2

Carga Muerta = Peso chapa que para espesor de chapa t = 5 mm = 39,25 kg&m^2

S = 1265,82 kg/m^2; P= 0,0159 kg/cm^2 t = 0,5 cm; $s = 0{,}5\sqrt{\frac{1265{,}82}{0{,}0159}} = 0{,}5x\ 282{,}15 =$ 141 cm =1410 mm

La separación máxima de los cables en su apoyo sobre el polígono interior es

Separación Máxima de cables en polígono interior es:
s'= 1,7 m= 170,0 cm = 1700 mm

Nº de cables entre polígono exterior y primero interior

El mínimo número de cables N que son adyacentes y apoyan en el perímetro exterior es igual a la longitud del perímetro exterior dividido por la separación máxima s entre cables

$$N = \pi D / s$$

Este numero mínimo N de cables debe de ser a la vez múltiplo del número de lados del primer polígono interior sobre el que apoyan.

La longitud L del lado de un polígono regula de N lados iguales,
Longitud del lado del Polígono regular inscrito en una circunferencia de radio R vale:

$$\text{Longitud del lado: } L = 2\,R\,\text{sen}\,\frac{360^\circ}{2N}$$

El Mínimo número nº de cables que apoyan sobre un lado de un polígono interno es:

$$\text{nº cables} = L/s' = \frac{2R}{s'}\,\text{sen}\,\frac{360^\circ}{2N}$$

s' = separación máxima de cables en lado polígono interno = 5,5 pies = 170,0 cm
N = Nª de lados del polígono
R = Radio del circulo circunscrito al polígono en cm

El numero de cablos que apoyan entre el polígono mas exterior y el siguiente hacia el interior debe de ser múltiplo simultáneamente del numero de lados del mayor y del numero de lados del menor, a la vez que la separación entre cablos no exceda el máximo permitido.

Los cablos están formados por viguetas de perfil laminado (en general) como pueden ser IPE, IPN o PNU .

Están sometidos a una carga uniforme lineal w = P x 0,5 (s + s') que produce un

Momento Máximo es: $M = \frac{w\,l^2}{8}$

Estas viguetas son validas si cumplen con $S = \frac{M}{z} < S_{Admisible}$ del perfil

M = Momento de flexión en cm x Kg
Z = Modulo de sección de la vigueta en cm^3 (Ver Tablas de perfiles)
S = Tensión de flexión en Kg/cm^2

9.3.2 .-Vigas

Las vigas son los lados de los polígonos regulares interiores. Se calculan igual que las viguetas, supuesto sus extremos

apoyados y sometidas a un Momento de Flexión con carga uniforme lineal .Su Momento flector es ddado por

$M' = \frac{w'l'}{8}$ en cmxkg

w' = carga total sobre la viga en Kg = a la suma de las reacciones en un extremo de los cablos internos y externos que se apoyan sobre la viga (supuesto mayor que 4) si no son cargas puntuales = ΣR_l(Suma de reacciones puntuales)

l ' = longitud de la viga en cm = longitud del lado del polígono regular del que forma parte

R_l = reacción en Kg en el extremo de cada cablo que apoya en la viga en kg

Las vigas son validas cuando se cumple $S' = \frac{M'}{z'} < S'_{Admisible}$ del perfil

M' = Momento de flexión en cmxKg
Z'= Modulo de sección de la vigueta en cm^3 (Ver Tablas de perfiles)
S' = Tensión de flexión en Kg/cm^2

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

9.3.3.-Columnas

La carga total sobre una columna es igual a la suma de las reacciones en un extremo de cada una de las vigas que se apoyan en ella, más el peso propio de la columna.

En la columna central la carga es la suma de las reacciones en un extremo de todos los cables que apoyan en ella.

Las columnas deben de fijarse al suelo para evitar que se desplacen

En el caso de líneas poligonales con columnas estas se recomiendan que sean de elementos estructurales perfiles simples o compuestos, pudiendo ser también formadas con tubos de acero.

Se recomienda materiales con Limite Elástico F_y < 250 Mpa=2550 Kg/cm^2 y un valor para la Tensión Admisible

$S_{Admisible}$ = 1560 Kg/cm^2

Para la comprobacion se aplican las formulas de 7.5
Cuando L/r es ≤ C_c

Cuando L/r es ≤ C_c		Cuando L/r es > C_c
$F_a = \dfrac{\left[\left[1-\dfrac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right]F_Y\right]}{\left[\dfrac{5}{3}+\dfrac{3(L/r)}{8C_C}-\dfrac{(L/r)^3}{8C_C^3}\right]}$	$C_C=\sqrt{\dfrac{2\pi^2E}{F_Y}}$	$F_a=\dfrac{\left[\dfrac{12\pi^2E}{23(L/r)^2}\right]}{\left[1,6-\dfrac{L}{200r}\right]}$

F_a = Tensión Admisible a Compresión en (MPa)
F_Y = Límite Elástico del material en (MPa) cuando L / r ≤ 120 entonces F_y ≤ 250 Mpa
E = Modulo de Elasticidad del material en (MPa)
L = Longitud libre de la columna en (mm)
r = Menor radio de giro de la columna en (mm)

r = Radio de giro de la sección = $\sqrt{\dfrac{I}{a}}$ en mm

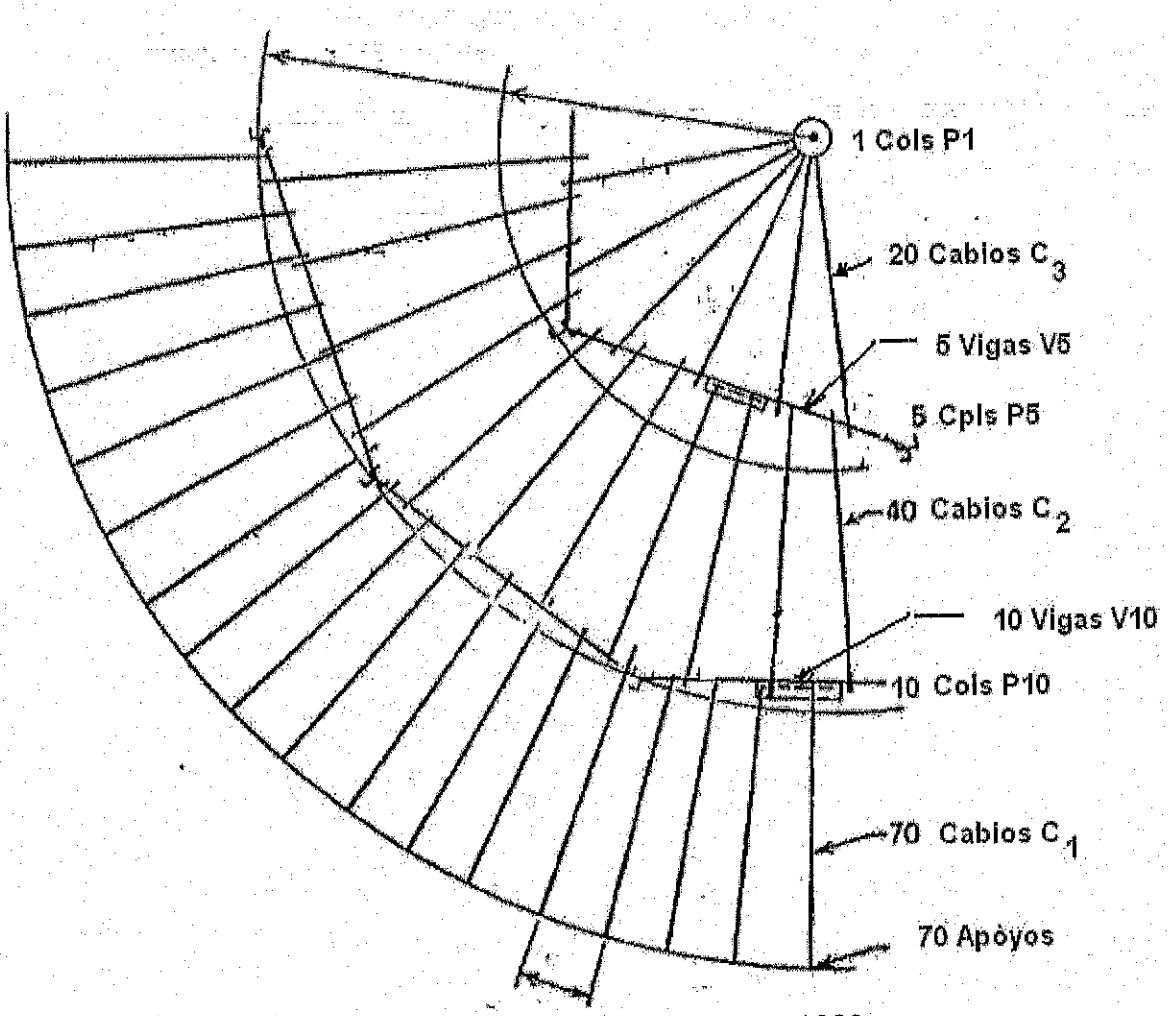
I = Momento de Inercia de la sección en mm^4

a = Sección de la columna en mm^2

E = Modulo de elasticidad del material Mpa

9.4.EJEMPLO DE TECHO CONICO SOBRE ESTRUCTURA (1)

9.4.1.-Datos



Tanque de Diámetro D = 38 m= 3800 cm; R = 19 m = 1900 cm

Altura H = 16 m

Los cabios se limitaran a l = 6 m de longitud entre dos líneas poligonales

Colocamos un pilar central

A distancia del pilar central R_1 = 6 m primera línea poligonal en forma de pentágono

A distancia del pilar central R_2 = 12 m la segunda línea poligonal formada por un decágono

A distancia R = 19 m esta el perímetro

Tomamos para el techo chapas de espesor t = 8 mm = 0,8

Material chapas SA-516 Gr 60 de $S_{Admisible}$ = 1266 kg/cm^2

Las cargas vivas q_v = 120 Kg/m^2 = 0,0122 Kg/cm^2

Las cargas muertas peso chapa q_{ch} = 62,8 Kg/m^2 = 0,00628 Kg/cm^2

La carga sobre las chapas incluido su peso es P = 120+62,8 =182,8 kK/m^2 = 0,0183 Kg /cm^2

La presión interior P_{gas} = 0 Kg/cm^2

Depresión P_d = 0 Kg/cm^2

La carga que actúa sobre la chapa y los cabios es $P_T = P + P_d$ = 0,0183+ 0 = 0,0183 Kg/cm^2

9.4.2.-Cabios

9.4.2.1. - Exteriores C1

Máxima separación entre apoyos de la chapa

$$s = t\sqrt{\frac{2x\,S_{Ad}}{P_T}} = 0,8\sqrt{\frac{2x1266}{0,0183}} = 0,8x372 = 297,57cm$$

La Máxima permitida por API es s_{max} = 0,6π metros = 188,5 cm

nº cabios en perímetro exterior = $\pi D/s_{Max} = \frac{3,14x3800}{188,5}$ = 63,33 cabios

Este numero debe de ser a la vez múltiplo de 10 ya que los cabios se reparten simétricamente entre los 10 lados del
primer polígono de que es un decágono de radio R_2 = 12 m = 1200 cm

Tomamos nº cabios = 70 con separación s en la periferia $s = \frac{\pi D}{70} = \frac{3,14x3800}{70}$ = 170,5 cm

Polígono Decágono N= 10 lados; en cada lado de este polígono apoyan 7 cabios exteriores C1

Longitud del lado: $L_{10} = 2\,R_2\,\text{sen}\,\frac{360°}{2N} = 2 \times 1200\,\text{sen}\frac{360°}{20} = 2400 \times \text{sen}\,18° = 669,5$ cm

Separación s' de los 7 cabios C1 en el lado del polígono de 10 lados

$s'_1 = \frac{L_{10}}{7} = \frac{669,5}{7}$ = 95,65 cm< = 170,0 cm=1,70 m

Superficie de carga: Trapecio de bases s =170,,5 cm y s' =95,65 cm

Base media $b_1 = 0,5(s+s') = 0,5 \times 266,15 = 133,10$ cm : Carga lineal $w = P_T \times b_1$ = 0,0183 x133,1 =2,44 kg/cm

Longitud del cabio C1 l_1 = 7,00 m = 700 cm

$M = \frac{w_1 \times l_1^2}{8} = \frac{2,44x700^2}{8}$ = 149.450 cm kg

Tomamos Perfiles IPE-180 con z(modulo de sección) = 146 cm^3 es: a(área) = 23,9 cm^2 y b_1 (ala)= 9,1 cm

$$S_{Flexion} = \frac{149.450}{146} = 1024 \text{ kg /cm}^2 < S_{Admisinble} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Como l_1=700cm > 40 b_1 = 40x9,1= 364 cm colocaremos en los 1/3 de la luz de los cabios unos tirantes
de ∅=12mm con lo cual evitaremos que puedan pandear lateralmente

La carga total sobre cada cabio es de Q_T = 2,44 x700 = 1.708 kg+ peso del cabio (7,0 x 19=133 kg = 1841 Kg
La reacción en sus extremos es R_{C1} = 920 kg

9.4.2.2.- Cabios C2

Estos cabios se apoyan en las vigas que forman el polígono exterior de 10 lados y en el polígono interior de 5 lados en forma de pentágono.

Lado del Polígono de 10 lados con R_2 =1200 cm con N_{10} =10

$$L_{10} = 2\ R_{10} \text{ sen } \frac{360^\circ}{2N_{10}} = 2 \text{ x1 200 sen} \frac{360^\circ}{20} = 2400 \text{ x sen } 18^\circ = 669,5 \text{ cm}$$

Lado del Polígono de 5 lados con R_1 =600 cm con N_5 =5

$$L_5 = 2\ R_5 \text{ sen } \frac{360^\circ}{2N_5} = 2 \text{ x } 600 \text{ sen} \frac{360^\circ}{10} = 1200 \text{ x sen } 36^\circ = 643 \text{ cm}$$

Nº de Cabios totales entre los polígonos de 10 lados y 5 lados

N_{10} = 10; R_{10} = 12m= 1200 cm
s_{Max} = 188,5 cm
Numero de cabios totales en el polígono de 10 lados

$$n_{10} = \frac{2N_{10}R_{10}}{s} \text{sen} \frac{360^\circ}{2N_{10}} = \frac{2x10x1200}{188,5} \text{sen} \frac{360^\circ}{2x10} = 125,4 \text{xsen } 18^\circ = 34,34$$

El numero de cabios será múltiplo de 10 luego C2 es igual a 40 cabios que corresponden a 4 cabios por viga
en el polígono de 10 lados

La separación entre cabios C2 en poligon de 10 lados es:

$$S_{2\text{-}10} = \frac{N_{10}L_{10}}{40} = \frac{10x669,5}{40} = 167,4 \text{ cm}$$

La separación entre cabios C2 en el polígono de 5 lados es:

$$S'_{2\text{-}5} = \frac{N_5L_5}{40} = \frac{5x643}{40} = 80,37 \text{ cm}$$

Superficie de carga para cabios C2: Trapecio de bases $s_{2\text{-}10}$ =167,4 cm y $s'_{2\text{-}5}$ =80,37 cm

Base media b_1= 0,5(s+s')= 0,5x247,8= 124 cm : Carga lineal w_{C2}= P_T x b_1 = 0,0183 x124 =2,3 Kg/cm

Longitud del cabio C2 l_2 = 6,00 m = 600 cm

$$M = \frac{w_{C2} \text{ x } l_2^2}{8} = \frac{2,3x\ 600^2}{8} = 103.500 \text{ cm kg}$$

Tomamos Perfiles IPE-180 con z(modulo de sección)= 146 cm^3 ; a(area)= 23,9 cm^2 y b_2(ala)= 9,1 cm ; Peso =19 Kg/m

$$S_{Flexion} = \frac{103.500}{146} = 719 \text{ kg /cm}^2 < S_{Admisinble} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Como l_1= 600 cm > 40 b_2 = 40 x 9,1= 364 cm colocaremos en los 1/3 de la luz de los cabios unos tirantes de ∅ =12 mm con lo cual evitaremos que puedan pandear lateralmente

La carga total sobre cada cabio es de Q_T = 2,3 x 600 = 1380 kg + paso del cabio (6,0 x 19=114 Kg) = 1494 Kg

La reacción en los extremos del cabio C2 es R_{C2} = 747 Kg

9.4.2.3.-Cabios C3

Estos cabios van desde el polígono de 5 lados al pilar central. Su longitud es l_3 = 6,00m = 600 cm

R_5 = 6,00 m = 600 cm radio del circulo circunscrito al pentágono

N_5 = Numero de lados del pentágono = 5

Lado del pentágono es: $L_5 = 2\ R_5 \text{ sen } \frac{360°}{2N_5} = 2 \text{ x } 600 \text{ sen } \frac{360°}{10} = 1200 \text{ x sen}36° = 643$ cm

Mínimo numero de cabios en el pentágono

$$n_5 = \frac{2N_5R_5}{s} \text{sen } \frac{360°}{2N_5} = \frac{2x5x600}{188,5} \text{sen } \frac{360°}{2x5} = 31,83 \text{ x sen } 36° = 18,70$$

El número total debe de ser múltiplo de 5 luego tomamos 20 cabios sobre el pentágono con separación entre ellos

$$s_{c3} = \frac{N_5 L_5}{20} = \frac{5x643}{20} = 160,75 \text{ cm}$$

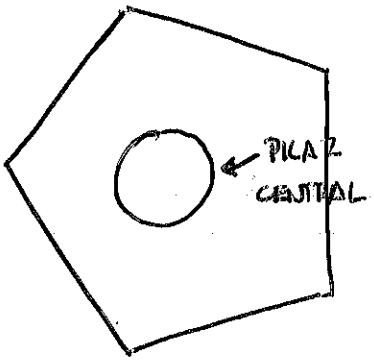
Para Pilar central Tomamos un Tubo de 14 " sch 20 cuyo ∅= 35,56 cm;
Espeso de la pared t= 0,312"= 7,92 mm = 0,792 cm
Area a = 13,44 in^2 = 86,70 cm^2
Momento de Inercia I = 315 in^4 = 13.111 cm^4
Radio de Giro r= 4,84 In = 13,3cm
Peso = 45,7 Lb/pie= 68 Kg/m
Sobre el pilar central se colocara una placa de diámetro = D_{PC} = 70 cm y su perímetro será L_{PC}= πD = 3,14 x 70 = 220cm

La separación de los 20 cabios en el Pilar central es $S_{3\text{-}PC}$ =220/20 = 11 cm

Superficie de carga para cabios C3: Trapecio de bases $s_{3\text{-}5}$ =160,75 cm y $s'_{3\text{-}PC}$ =11 cm =110 mm

Base media del trapecio de carga b_1= 0,5(s+s')= 0,5x 171,75= 86 cm :

Carga lineal w_{C3}= P_T x b_3 = 0,0183 x 86=1,57 Kg/cm



I

IPE 180 (ver sus dimensiones en tabla)

ej: una chapa de 10 mm.

Sobre el tubo dispondré una corona, sobre el q se apoyan unas carteles, 4, 8, 12 ...

Tendré que asegurarme que hay espacio en el perímetro del pilar principal, para que apoyen todas las viguetas que parten desde el polígono de 5 lados.

Longitud del cabio C3 l_3 = 6,00 m = 600 cm

$$M = \frac{w_{C3} \times l_3^2}{8} = \frac{1,57 \times 600^2}{8} = 70.650 \text{ cm kg}$$

Tomamos Perfiles IPE-180 con z(modulo sección9= 146 cm^3 ; a(area)= 23,9 cm^2 y b_2(ala)= 9,1 cm ; Peso =19 kg/m

$$S_{Flexion} = \frac{70.650}{146} = 484 \text{ kg /cm}^2 < S_{Admisinble} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Como l_1=600 cm > 40 b_2 = 40 x 9,1= 364 cm colocaremos en los 1/3 de la luz de los cabios unos tirantes de ∅=12mm con lo cual evitaremos que puedan pandear lateralmente

La carga total sobre cada cabio es de Q_T = 1,57x 600 = 942 kg + peso del cabio (6,0 x1 9=114 kg) = 1056 Kg

La reacción en los extremos del cabio C3 es R_{C3} = 528 Kg

9.4.3.- Vigas Poligonales

9.4.3.1.-Vigas Polígono 10 lados V_{10}

Lado Polígono 10 lados: L_{10} = 2 R_{10} sen $\frac{360^\circ}{2N_{10}}$ = 2x1200 sen$\frac{360^\circ}{20}$ = 2400x sen18º = 669,5 cm

Longitud de la Viga = L_{10} = 669,5 cm

Los 7 cabios C1 con reacción R_{C1} = 964 Kg proporcionan una carga de Q_{C1}= 920 x 7 = 6440 Kg

Los 4 cabios C2 con reacción R_{C2} = 747 Kg proporcionan una carga de Q_{C2}= 74 7 x 4 = 2988 Kg

La carga total sobre la viga V_{10} es $Q_{T-10} = Q_{C1} + Q_{C2}$ = 6440+2988 = 9.428 Kg

Vigas simplemente apoyadas de l_{V-10} = 669,5 y Q_{T-10} = 9.428 Kg + peso de la viga (328 Kg) =9.756 Kg

Tomamos perfiles IPE-330 con:

Z = 713 cm^3; A = 62,6 cm^2; Peso = 49 Kg/m = 49 x 6,695 = 328 Kg; b_{V-10} = 16 cm (ancho del ala)

$$M = \frac{Q_{T-10} \times l_{V-10}}{8} = \frac{9.756 \times 669,5}{8} = 816.455 \text{ cmxKg}$$

$$S_{Flexión} = \frac{816.455}{713} = 1.145 \text{ kg /cm}^2 < S_{Admisible} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

L_{V-10} = 669,5 cm > 40 x b_3 = 40 x 16 = 640 cm conviene poner rigidizadores verticales en cada lado del alma de la viga en los 1/3 de su luz formados por chapas de espesor t =10 mm y altura h = 307 mm para evitar el pandeo lateral

Reacciones en los extremos de las vigas V_{10} son: $R_{V-10} = 0,5 \times Q_{T-10} = 0,5x9756 = 4878$ Kg

9.4.3.2.-Vigas Polígono 5 lados V_5

Lado del Polígono de 5 lados: $L_5 = 2\,R_5 \operatorname{sen} \frac{360^o}{2N_5} = 2 \times 600 \operatorname{sen} \frac{360^o}{10} = 1200 \times \operatorname{sen} 36^o$ = 643 cm

Longitud de la Viga = $L_{5=}$ = 643 cm

Los 8 cablos C2 con reacción R_{C2} = 777 kg proporcionan una carga de Q_{C2} = 747 x 8 = 5976 Kg

Los 4 cablos C3 con reacción R_{C3} = 528 kg proporcionan una carga de Q_{C3} = 528 x 4 = 2112 Kg

La carga total sobre la viga V_5 es $Q_{T-5} = Q_{C2} + Q_{C3}$ = 5976+2112 = 8088 Kg

Vigas simplemente apoyadas de l_{V-5} = 643 cm y Q_{T-5} = 8.088 Kg + peso de la viga (315 Kg) =8.403 Kg

Tomamos perfiles IPE-330 con:

Z= 713 cm^3; A = 62,6 cm^2; Peso = 49 Kg/m = 49 x 6,43 = 315 Kg; b_{V-5} = 16 cm (ancho del ala)

$$M = \frac{Q_{T-5} \times l_{V-5}}{8} = \frac{8.403 \times 643}{8} = 675.391 \text{ cmxKg}$$

$$S_{Flexión} = \frac{683.750}{713} = 959 \text{ kg/cm}^2 < S_{Admisible} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

L_{V-10} = 643 cm > $40xb_3$ = 40 x 16 = 640 cm deben ponerse rigidizadores verticales en cada lado del alma de la viga en los 1/3 de su luz formado por chapas de espesor t =10 mm y altura h = 307mm para evitar el pandeo lateral

Las reacciones en los extremos de las vigas V_5 son $R_{V-5} = 0,5 \times Q_{T-5} = 0,5 \times 8403 = 4.202$ Kg

9.4.4.-Columnas

9.4.4.1.-Columnas del Polígono de 10 lados

Al cono le damos una pendiente de 9º cuya tangente es tan 9º = 0,1423

La altura del tanque es H =16 m en las paredes laterales.

Los 10 pilares del polígono distan una distancia d = 7,00 m de la pared

La altura de los pilares P_{10} es:

H_{P-10} = 16,00+ 7,00 x tan 9º = 16,00+ 7,00 x 0,1423= 16,00+0,9961= 16,9961 m = 1700 cm

Para pilares tomamos Tubo de 14 " sch 20 de ∅= 35,56 cm= 356,6 mm;

Radio R = 177,8 mm

Esspesor de pared t = 0,312"= 7,92 mm = 0,792 cm

Area a = 13,44 in^2 = 86,70 cm^2

Momento de Inercia I = 315 in^4 = 13.111 cm^4

Radio de Giro r = 4,84 in = 13,3 cm

Peso del tubo = 45,7 Lb/pie = 68 Kg/m

Peso del pilar = 68 x 17 = 1156 Kg

Material Tubo SA-106

Modulo de Elasticidad E = 2.025.316 Kg/cm^2= 202.532 MPa

Limite elastico F_Y = 2110 kg/cm^2= 211 MPa

Tensión Admisible S_{Adm} = 1125 kg/cm^2 = 112,5 MPa

Sobre cada pilar se cargan 2 vigas V_{10} cada una de ellas da una reacción de R_{V-10}= 4878 Kg

Carga Total sobre el pilar P_{10} = 2 x 4878+1156 = 10.912 Kg

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_Y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3{,}14^2 \times 2.025.316}{2110}} = \sqrt{18.946{,}98} = 137{,}6$$

l_{P-10} = 1700cm ; r = 13,3; $\frac{l_{P-10}}{r} = \frac{1700}{13{,}3} = 127{,}8 < 137{,}6$

$$F_a = \frac{\left[\frac{\left[1 - \frac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right] F_Y}{\frac{5}{3} + \frac{3(L/r)}{8C_C} - \frac{(L/r)^3}{8C_C^3}}\right]}{\left[1{,}6 - \frac{L}{200r}\right]}$$ Tensión Admisible a Compresion

$$\left(1 - \frac{\left(\frac{L}{r}\right)^2}{2C_C^2}\right) \times F_Y = \left(1 - \frac{127{,}8^2}{2 \times 137{,}6^2}\right) \times F_Y = (1\text{-}0475) \times F_Y = 0{,}569 \times F_Y = 0{,}569 \times 2110 = 1200$$

$$\frac{5}{8} + \frac{3\left(L/r\right)}{5C_C} - \frac{\left(L/r\right)^3}{8 \times C_C^3} = 0{,}625 + \frac{3 \times 127{,}8}{5 \times 137{,}66} - \frac{127{,}8^3}{8 \times 137{,}6^3} = 0{,}625 + 0{,}557\text{-}0{,}100 = 1{,}082$$

$$1{,}6 - \frac{127{,}8}{200} = 0{,}961$$

$$F_a = \frac{\left[\left[1-\frac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right]F_Y\right]}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3(L/r)}{8C_C}-\frac{(L/r)^3}{8C_C^3}\right]}$$ Tensión Admisible a Compresión $= \frac{\frac{1200}{1,082}}{0,961} = \frac{1200 \times 0,961}{1,082} = 1065$ Kg/cm^2=107 Mpa

Carga Total sobre el pilar P_{10} = 2 x 4878+1156 = 10.912 Kg

Area a = 13,44 in^2 = 86,70 cm^2

$\frac{P_{10}}{a} = \frac{10912}{86,7}$ = 125,86 Kg/cm ^{2} = 12,58 Mpa < F_a = 107MPa

VALIDO el Tubo de 14" sch 20

9.4.4.2.-Columnas del Polígono de 5 lados

Al cono le damos una pendiente de 9º cuya tangente es tan 9º = 0,1423

La altura del tanque es H =16 m en las paredes laterales.

Los 5 pilares del polígono están a una distancia de la pared d = 13,00 m

La altura de los pilares P_5 es:

H_{P-10} = 16,00+ 13,00x tan 9º = 16,00+ 13,00 x 0,1423= 16,00+1,85= 17,85 m = 1785 cm

Para pilares tomamos: Tubo de 14 " sch 20 de ∅= 35,56 cm

Espeso de pared: t= 0,312"= 7,92 mm = 0,792 cm

Area: a = 13,44 in^2 = 86,70 cm^2

Momento de Inercia: I= 315 in^4 = 13.111 cm^4

Radio de Giro: r = 4,84 in = 13,3 cm

Peso del tubo = 45,7 Lb/pie = 68 Kg/m

Peso del pilar = 68 x 17,85 = 1214 Kg

Material Tubo SA-106

Modulo de Elasticidad E = 2.025.316 Kg/cm^2= 202.532 MPa

Limite elastico F_Y = 2110 kg/cm^2= 211 MPa

Tensión Admisible S_{Adm} = 1125 kg/cm^2 = 112,5 MPa

Sobre cada pilar apoyan 2 vigas V_5 cada una de ellas da una reacción de R_{V-10}= 5203Kg

Carga Total sobre pilar P_5 = 2 x 4203+1214 = 9620 Kg

l_{P-10} = 1785 ; r = 13,3; $\frac{l_{P-10}}{r} = \frac{1785}{13,3} = 134,2 > 120$

$\frac{P_5}{a} = \frac{9620}{86,7}$ **= 111 Kg/cm²=11,1 MPa**

$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_Y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3,14^2 \times 2.025.316}{2110}} = 137,6$

Cuando L/e 134,2 < C_C = 137,6

$$F_a = \frac{\left[\frac{\left[1-\frac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right]F_Y}{\frac{5}{3}+\frac{3(L/r)}{8C_C}-\frac{(L/r)^3}{8C_C^3}}\right]}{\left[1,6-\frac{L}{200r}\right]}$$ Tensión Admisible a Compresion

$$\left(1-\frac{\left(\frac{L}{r}\right)^2}{2C_C^2}\right)F_Y = \left(1-\frac{134,2^2}{2 \times 137,6^2}\right) \times 2110 = (1-0476) \times 2110 = 0,524 \times 2110 = 1106$$

$$\frac{5}{8}+\frac{3\left(L/r\right)}{5C_C}-\frac{\left(L/r\right)^3}{8 \times C_C^3} = 0,625+\frac{3 \times 134,2}{5 \times 137,6}-\frac{134,2^3}{8 \times 137,6^3} = 0,625 + 0,585-0,116 = 1,094$$

$$1,6-\frac{134,2}{200} = 0,929$$

$$F_a = \frac{\left[\frac{\left[1-\frac{(L/r)^2}{2C_C^2}\right]F_Y}{\frac{5}{3}+\frac{3(L/r)}{8C_C}-\frac{(L/r)^3}{8C_C^3}}\right]}{\left[1,6-\frac{L}{200r}\right]}$$ Tensión Admisible a Compresión = $\frac{\frac{1106}{1,094}}{0,929} = \frac{1106 \times 0,929}{1,094} = 939$ Kg/cm²=94 Mpa

$\frac{P_5}{a}$ = **111 Kg/cm²=11,1** MPa < F_a = 94 MPa

VALIDO el Tubo de 14" sch 20

9.4.4.3.-Columna Central

Al cono le damos una pendiente de 9º cuya tangente es tan 9º = 0,1423

La altura del tanque es H =16 m en las paredes laterales.

La altura de los pilares P_5 es:

H_{P-10} = 16,00+ 19,00 x tan 9º = 16,00+ 19,00 x 0,1423= 16,00+2,70= 18,70 m = 1870 cm

Para el Pilar tomamos: Tubo de 14 " sch 20 de ∅= 35,56 cm

Espesor de la pared: t = 0,312"= 7,92mm = 0,792 cm

Area: a = 13,44 in^2 = 86,70 cm^2

Momento de Inercia: I = 315 in^4 = 13.111 cm^4

Radio de Giro: r = 4,84 in = 13,3cm

Peso del tubo = 45,7 Lb/pie = 68 Kg/m

Peso del pilar = 68x18,70 = 1272 Kg

Material del pilarSA-106

Modulo de Elasticidad E = 2.025.316 Kg/cm^2

Modulo de Elasticidad E = 2.025.316 Kg/cm^2= 202.532 MPa

Limite elastico F_Y = 2110 kg/cm^2= 211 MPa

Tensión Admisible S_{Adm} = 1125 kg/cm^2 = 112,5 MPa

Sobre el pilar se apoyan 20 cabios C3, y cada una de las mismos da una reacción de R_{C3} = 528 Kg

Carga Total sobre pilar P_{CE} = 20 x 528+1272 = 11.832 Kg

I_{P-10} = 1785 ; r = 13,3; $\frac{L_{P-C}}{r} = \frac{1870}{13,3} = 141$

$\frac{P_C}{a} = \frac{11.832}{86,7}$ = 137 Kg/cm^2= 13,7 Mpa

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_Y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3,14^2 \times 2.025.316}{2110}} = 137,6$$

Como L/r = 141 > C_C =137,6 entonces

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

$$F_a = \frac{\left[\frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{L}{r}\right)^2}\right]}{\left[1{,}6 - \frac{L}{200r}\right]} = \frac{23.986.929 \times 0{,}895}{457.263} = 46{,}95 \text{ MPA}$$

$12\pi^2 E = 12 \times 3{,}14^2 \times 202.532 = 23.986.929$

$23 (L/r)^2 = 23 (141)^2 = 457.263$

$1{,}6 - L/200r = 1{,}6 - 141/200 = 0{,}895$

$\frac{P_C}{a}$ **=13,7 MPa< F_a = 46,95 Mpa**

VALIDO el Tubo de 14" sch 20

10-TECHOS SOPORTADOS POR NERVIOS

10.1 .- TIPOS DE TECHOS CON NERVIOS

10.1.1- ENTRAMADO DE NERVIOS (Tipo de los + habituales)

Son aquellos en que los nervios radiales, apoyados en el anillo perimetral, y en anillo de coronación en donde los nervios están empotrados. Los nervios soportan la carga de la cubierta como vigas en arco. Pueden tener barras anulares que sirven como riostras contra el pandeo lateral de los nervios, o para apoyar en alguno casos la cubierta, estando articuladas y no resistiendo las cargas verticales

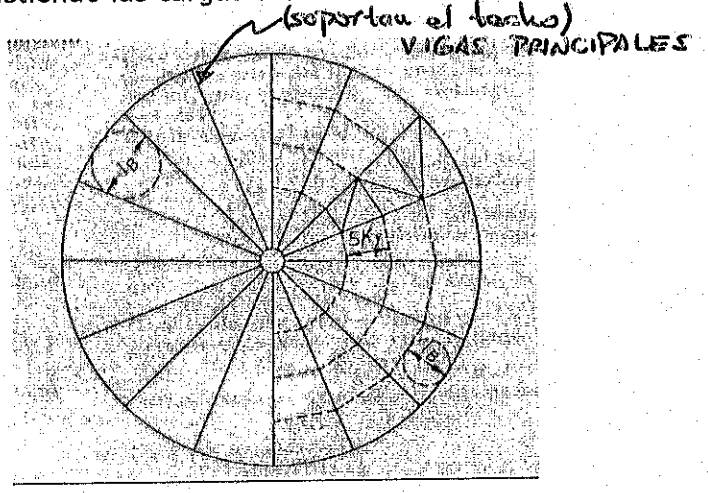


Figura 10-1 Entrama de Nervios
_____ Barras rígidas a la Compresión
---------- Barras no rígidas a la Compresión

La parte izquierda muestra el entramado sin barras anulares para evitar el Pandeo lateral

La parte derecha muestra el entramado con barras anulares para evitar el Pandeo lateral

10.1.2- ENTRAMADO DE EMPARRILLADO DE NERVIOS (Aplicados a tanques muy grandes)

Son los que llevan además de los nervios, uno o varios anillos poligonales interiores en los cuales las barras que los forma son rígidas a la compresión y se unen rigidamente a los nervios, por lo que los polígonos anulares junto con los nervios forman una estructura radial, soportando las cargas tanto los polígonos como los nervios.

Como en el caso de entramados simples pueden a la vez existir barras anulares ligeras articuladas que sirven para rigidizar lateralmente la estructura

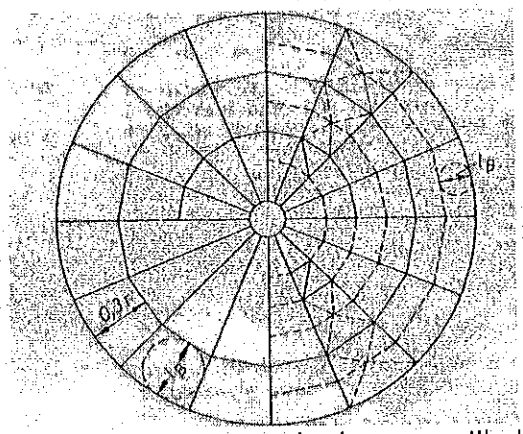


Figura 10.2 Entramado de emparrillado de Nervios

_____ Barras rígidas a la Compresión
---------- Barras no rígidas a la Compresión
La parte superior muestra 2 anillos poligonales
La parte inferior muestra 1 anillo poligonal

10.2 .- DISEÑO DE TECHO CONICO O DOMO SOBRE ENTRAMADO DE NERVIOS

(DIN 4119) Vamos todo esto que son fórmulas propias de la DIN 4119.

10.2.1.- Datos Techo Domo

P_g = Presión del Gas en Kg/cm^2 = No existe en general en los tanque atmosferico

P_d = Depresión del Gas en Kg/cm^2 = No existe en estos tanques pues son atmosféricos

d = Diámetro del Tanque en m

r = Radio del tanque en m

(Nunca habrá depresión, una diseña una válvula de seguridad).

En API-620 si puede haber depresión.

a = Radio del techo en m. → a son domos, tienen un radio de curvatura

h = altura del techo domo en m =a (1- cosα)

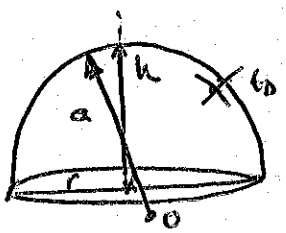
α = Ángulo de inclinación del techo en grados = arc. Sen $\frac{r}{a}$ $15^o < \alpha < 25^o$

t_D = Espesor de la chapa del techo en mm

ρ = densidad del acero =7850 Kpondios /m^3

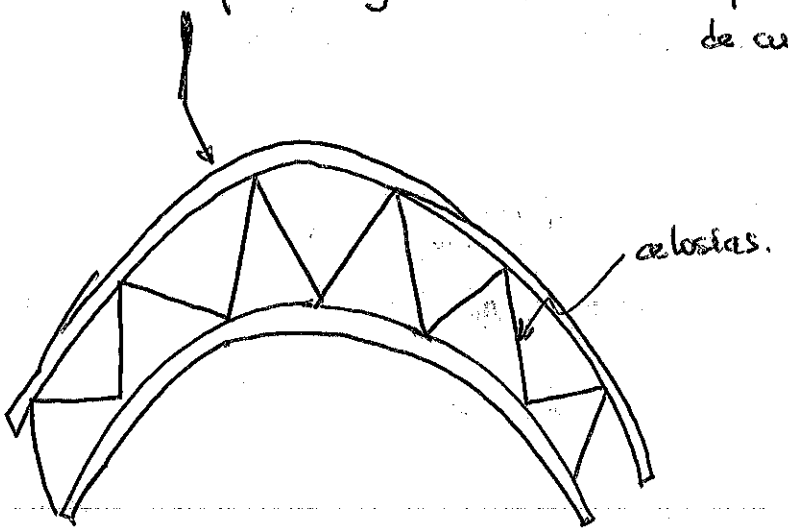
A_e = Área del casquete esférico en m^2 = 2 π a h

A_h = Área en el plano horizontal en m^2 = π r^2



h = altura del domo.

Se puede hacer con perfiles curvados.
Tip. IPE, y máximo IPE 120. (+q son difíciles de curvar).



PLANTA

$$\eta = \frac{A_e}{A_h} = \frac{2ah}{r^2}$$ (η = Relación entre áreas).

REGLA PARA TODOS TANQUES

n = Numero de Nervios = (πd) / 0,6 x n = = $\frac{d}{0,6}$ (debe de ser múltiplo de 4)

Perímetro del tanque

10.2.2.- Pesos y Sobrecargas ← CARGAS A CONSIDERAR EN EL TECHO.

Q_T = Peso total de la estructura de nervios incluida la corona central sin el peso de la chapa Kg (Cuanto pesa la estructura que sostiene la chapa).

Peso estructura en superficie de planta en Kg/m^2 : $g_R = \frac{Q_T}{\pi r^2}$ (peso propio)

↓ Siempre lo trasladaremos a kg/m2 es por cada m^2 en planta

Peso de la chapa del techo $g_{H1} = A_e \times t_D \times \rho$ Kg/ m^2 en superficie de planta en Kg/m^2 = $\frac{A_e \times t_D \times \rho}{A_h} = 7,85 \times t_D \times \eta$ =

Peso del aislamiento del techo g_{H2} Kg/ m^2 superficie de planta : = $\frac{g_{H2}}{A_h}$

Peso total por unidad de superficie en planta de la membrana del techo en Kg/m^2 : $g_H = (g_{H1} + g_{H2}) / A_h =$

Ahora considerar las sobrecargas

Sobrecarga en el techo por superficie de planta en kg /m^2: p = 122 Kg/m^2 (cargas vivas) + P_d (No aplica)= 122 Kg/m^2 + 0

Peso total sobre el techo en superficie de planta en Kg/ m^2: $q_T = g_H + g_R + p \leq 300$

DIN [illegible] BS 2650? → Para diseñar equipos frente a viento en plantas petroquímicas.

NOTA: API no dice nada de cargas de viento o nieve a considerar nada salvo el dato de 122 kg/m^2. Si se quiere tirar + pino → códigos para diseño frente a viento en equipos. En España no hay. Pero sí que hay DIN y BS para ello → Pedírselas o buscarlas.

10.2.3.- Calculo de Nervios

10.2.3.1.- General

a)-Separación entre Nervios es- b_R –

$$b_R\,(m) = \pi\, d / n =$$

b_R = Separación entre Nervios en metros
d = Diámetro del tanque en metros
n = Número de Nervios

b)-La longitud de abolladura forzada (distancia entre anillos si los hay) – l_B –

Si la distancia entre anillos es igual que la que hay entre nervios en el borde	Entonces $l_B = b_R$
Si la distancia entre anillos es mayor que la que hay entre nervios	Entonces $l_B\,(m) = b_R\,(1 - \pi/n)$ (13)

c)-Presión de Abolladura- P_B – de la Membrana Esférica sobre apoyos

Se calcula para la parte de la carga total que puede soportar las chapas del techo sin colaboración de la estructura

Para el Acero

Si $K < 1$ $P_B\,(Kp/cm^2) = 26{,}3\,\delta^2\,(K + \frac{1}{K}) \le 105\,\delta^2$	(10'')
Si $K \ge 1$ $P_B\,(Kp/cm^2) = 52{,}6\,\delta^2$	(10')

Siendo

$$\delta = \frac{10\,t_D}{a} \qquad (11)$$

Siendo

$$K = 17{,}123\frac{l_B^2}{a\,t_D} \qquad (12)$$

l_B = Longitud de abolladuraforzada y ha d etomarse como diámetro del ciculo inscrito dentro del campo máximo de la membrana de cubierta en m
a =Radio del techo en m.
t_D = Espesor de la chapa del techo en mm

En membranas cónicas el valor de $P_B = 0$

10.2.3.2- Solicitaciones en los Nervios

Solicitaciónradial sobre los Nervios – P_R-

Para P_R se considera el mayor valor de las formulas:

$$P_R = g_H + p - \frac{P_B}{\nu} \qquad (6)$$

$$P_R = 0{,}5\,(g_H + p)$$

En emparrillado con Nervios y entramado con Nervios basta con comprobar que cumple las condiciones:

$$P_R \geq 75 \quad Kp/m^2 \qquad (8)$$

$$J_x \geq \beta \frac{\nu N}{2{,}07} \cdot \left(\frac{r}{100}\right)^2 \qquad (9)$$

N = Fuerza Normal Máxima en los Nervios en kN
r = Radio del tanque en cm
J_x = Momento de Inercia Mínimo del perfil del nervio en cm^4 (En caso de Momento de Inercia variable J_x =0,5 r)
β =1,00 para nervios y emparrillado de nervios sin formar conjunción con la cubierta
β =0,83 para emparrillado de nervios formando conjunción con la cubierta pagina 987 a)
ν = Coeficiente de seguridad a estabilidad =1,71
ν = Coeficiente de seguridad de perperforación de las membranas esfericas no rigidizadas y para la carga de perforación ideal de cubierta con entramado de cabios =2,0

10.2.4.- Calculo de Nervios

Carga del Nervio- P_N –

$$P_N = \frac{1}{n} \cdot \frac{d^2\pi}{4} \cdot \left(\frac{P_R}{1000}\right) \qquad (24)$$

n = nº de nervios
d = Diámetro del tanque en m
P_R = Carga sobre el Nervio Kg/m^2. Ver formula (6)
P_N = Carga sobre el Nervio en Tm. Ver formula (24)

Peso del Nervio- G-

$$G = \beta_1 \cdot P_N \qquad (25)$$

$$\beta_1 = \frac{g_R}{P_R} \qquad (26)$$

G = Peso del Nervio en Tm
g_R = Incluye el peso de las riostras si las hay

Esfuerzo Normal sobre el Nervio debido a G – N_g –
(en entramado de nervios)

$$N_g = 0{,}513 \frac{r}{h} . G \qquad (27)$$

N_g = Esfuerzo Normal sobre el nervio debido a G en Tm
r = Radio del tanque en m
h = Flecha del domo en m
G = Peso del nervio en Tm

Caso Particular
si a =1,5 d entonces $N_g = 3G$ (27 ')

Esfuerzo Normal del Nervio – N p–
(en entramado de nervios)

$$N_p = 0{,}375 \frac{r}{h} . P_N \qquad (28)$$

N_p = Esfuerzo Normal del nervio en Tm
r = Radio del tanque en m
h = Altura del domo en m
P_N = Carga sobre el nervio en Tm

Caso Particular

si a =1,5 d entonces $N_p = 2{,}19\ P_N$ (28 ')

10.2.5. - Magnitudes de Corte de I Orden con entramado de Nervios

Esfuerzo Normal de I Orden – I N-
(en entramado de nervios)

$$I\,N = N_g + N_p$$

I N = Esfuerzo Normal de I Orden en Tm

Momento Máximo de I Orden – IM-
(Entramado de Nervios)

$$IM = M_{Max} = M_F = 0{,}030\ P_N\ r \quad (30)$$

IM = Momento de I Orden Máximo en cmxTm
P_N = Carga del nervio en Tm
r = Radio del tanque en cm

Para el anillo de coronación de radio ρ si ρ = 0,1 r se tiene $M_K = - M_F$ (31)

10.2.6. - Magnitudes de Corte de II Orden con entramado de Nervios

Esfuerzo Normal de II Orden – II N-

$$II\ N = I\ N \quad (17)$$

I N = Esfuerzo Normal de I Orden en Tm

Momento Máximo de II Orden – II M-
(en entramado de nervios)

$$II\ M_x = \frac{I M_x}{1-\varepsilon} \quad (14)$$

IM = Momento de I Orden Máximo en cmxTm

Valor de- ε -
(en entramado de nervios)

$$\varepsilon = \frac{\nu N}{6 I_x}\left(\frac{r}{100}\right)^2 \quad (15)$$ entramado de Nervios

$$\varepsilon = \frac{\nu N}{8 I_x}\left(\frac{r}{100}\right)^2 \quad (16)$$ entramado de emparrillado de Nervios

N = Esfuerzo normal de I Orden en Mpondios = Tm
ν =1,71 coeficiente de seguridad
I_x = Momento de Inercia del Nervio en cm^4
r = Radio del tanque en cm
En membranas cónicas los valores de (15) y (16) han de aumentarse un 50%

. <u>Calculo de la tensión de Trabajo en el Nervio</u>
(Entramado de Nervios)

$$\sigma = \frac{IIN}{F} + \frac{IIM}{W_x} \leq \sigma_{Admisible}$$

IIN = esfuerzo Normal de II orden en Tm
IIM = Momento de II orden en cmxTm
F = Sección del Nervio en cm^2
W_x = Modulo de sección del Nervio en cm^3
σ = Tensión de Trabajo del Nervio en Tm/ cm^2 = 2/3 F_y (Limite Elastico)

10.2.7.- <u>Calculo del Anillo de Coronación del Techo</u>

Superficie compuesta con dos placas anulares superior e inferior unidas por un perfil o chapa vertical.

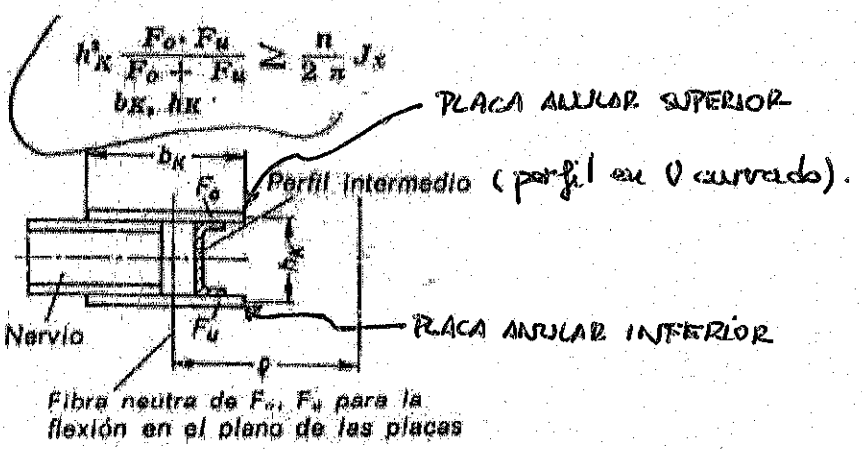


Figura 10.2.7-1 Anillo Central Techo

10.2.7.1.- <u>Datos del Anillo</u>
<u>Sección del Anillo</u>- F_A-

$$F_A = Fo + F_u \text{ en } cm^2$$

F_o = Sección de la chapa anular superior en cm^2
F_u = Sección de la chapa anular inferior en cm^2

En el caso de que las placas anulares estén enlazadas por un perfil cada área puede englobar el área del ala del perfil

Modulo de sección (modulo Resistente) de la chapa inferior F_u – W_u –

$$W_u = \frac{1}{6} e_u b^2_k \quad \text{en cm}^3$$

e_u = Espesor de la chapa inferior en cm
b_k = Anchura de la chapa en cm

10.2.7.2.- Comprobación del Anillo

(Entramado de Nervios)
Se debe de cumplir:

$$b_k \geq 2 h_k \quad (40)$$

$$F_o \geq F_u \quad (41)$$

$$h^2_k \frac{F_o F_u}{F_o + F_u} \geq \frac{n}{2\pi} I_x \quad (42)$$

I_x = Momento de Inercia del nervio en cm^4
h_k= Distancia en cm entre ejes de las secciones superior F_o y la sección inferior F_u

10.2.7.3 .- Acciones sobre el anillo Anular

Carga Anular sobre la placa inferior – R_u –

$$R_u = \frac{H_u}{2\vartheta} \quad (44)$$

$$\Theta = \frac{\pi}{n} \quad (46)$$

La ecuación es valida para valores de $\theta \leq 0,3$

Carga Radial sobre la placa inferior – H_u –

$$H_u = \frac{e_o}{h_k} IIN_k + \frac{IIM_k}{h_k} \quad (47)$$

II N_k = IIN en Tm
II M_k = II M en cmx Tm
h_k = Altura en cm entre los ejes que pasan por el C.de G de las placas anulares
e_o = En los entramados formando una unión conjunta - e_o- es la distancia al borde superior de la fibra neutra del perfil que forma el nervio (en el nudo del anillo de coronación).
Para los entramados sin formar una unión conjunta con el perfil simétrico respecto al eje - x – (perfiles U e I) ha de tomarse $e_o / h_k = 0,5$

Momento Anular sobre la chapa inferior – M_u –

$$M_u = \frac{\theta}{2\left(3+\theta^2\right)} \rho H_u \quad (45)$$

M_u = Momento anular en cmxTm
ρ = distancia desde el eje vertical central del anillo anular a la fibra neutra a la flexión de l sección formada por las chapas F_o y F_u (ver Figura 10.2.7-1) en cm

10.2.8. .- Tensión de trabajo

$$\sigma = \frac{R_u}{F_u} + \frac{M_u}{W_u} \leq \sigma_{Admisible}$$

σ = Tensión de Trabajo en Kg/cm^2

10.3 EJEMPLO DE TECHO TIPO DOMO SOBRE NERVIOS

10.3.1.-Datos

Presión Interior P_I = 0,0 kg/cm^2

Depresión P_d = 0,0 Kg/m^2

Diámetro del Tanque: d= 19 m

Radio del Tanque r = 9,5 m

Radio del Techo Esférico a= 28,8 m

Altura(flecha del nervio) del techo h = a(1-cosα) =28,8(1- 0,9440) = 161 cm =1,61 m

Material del la chapa del techo SA-285 σ_{Adm} = 1160 Kg /cm^2 (a Tracción)

α =Semiangulo central del arco formado por 2 semi -nervios = arc sen $\frac{r}{a}$ = arc sen $\frac{9,5}{28,8}$ = 19,26º

La separación máxima entre nervios en el anillo exterior será ≤ 0,6n metros = 1885 mm

En el anillo interior la separación máxima entre nervios será ≤ 1,7 m= 1700 mm

nº = Número de nervios = $\frac{\pi \times d}{1914} = \frac{3,14x19000}{1885}$ = 31,656 (tiene que ser múltiplo de 4)

nº = Número de nervios adoptados = 32 Comienza proponiendo 6 mm.

t_D = Espesor de las chapas del techo = 6 mm = 0,6 cm

A_e = Superficie esférica = 2πah= 2 x 3,14 x 28,8 x 1,61= 291,34 m^2

A_h = Superficie en plano horizontal = π r^2 = 3,14 x 9,5^2 = 283,53 m^2

η= Relación superficie esférica/ superficie plano horizontal = $\frac{A_e}{A_h} = \frac{2ah}{r^2}$

$\eta = \frac{2ah}{r^2} = \frac{2x28,8x1,61}{9,5^2}$ = 1,028

Tensión admisible a Tracción en el perfil del nervio = 1560 Kg/cm^2

10.3.2- Peso Propio estructura y Sobrecargas en el techo

Nervios ← perfil normal, típico

Perfiles IPN-120 : A= 13,2 cm^2; I = 318 cm^4 ; W = 53 cm^3: Peso P_{PN} = 10,4 Kg/ml; b = 64 mm(ala)

Longitud de un Nervio: $L = \frac{2\pi x a x \alpha}{360} = \frac{2x3,14x28,8x19,26}{360}$ =9,68 m - r_{corona} = 9,68-0,7= 8,98 m

Peso de un Nervio = 8,98 x 10,4= 93,4 Kg

Peso todos los Nervios = 93,4 x 32 = 2990 Kg

Corona Central

Peso = 290 Kg

Peso Total Estructura sin chapas: Q_T = 2990+290= 3280 Kg= 3300 kg

Peso por unidad de superficie en planta - g_R-

$$g_R = \frac{Q_T}{\pi x r^2} = \frac{3300}{3,14x9,5^2} = 11,64 \text{ kg/m}^2 = 12 \text{ Kg/m}^2$$

Peso por unidad de superficie en planta de la chapa- g_{H1}-

$$g_{H1} = \frac{2\pi a h}{\pi r^2} x\ t\ x\ d = \frac{2x28,8x1,61}{9,5^2} \times 0,006 \times 7850 = 1,027x\ 12x\ 7,85 = 48,4 \text{ kg/m}^2 = 48,4 \text{ Kg/cm}^2$$

d = Densidad de la chapa = 7850 kg/m^3; a = Radio Techo = 28,8 m; h = Altura del casquete = 1,61 m

Peso por unidad de superficie en planta del aislamiento- g_{H2}-

g_{H2} =25 Kg/m^2

Total pesos

$g_H = g_{H1} + g_{H2}$ = 48,4+25 = 73,4 Kg/m^2

-Sobrecarga

q_s = 120 Kg/m^2 (cargas vivas)

Depresión

P_d = 0 Kg/m^2

Total sobrecargas

$p = q_s + P_D = 120+0 = 120\ Kg/m^2$

Peso total del Techo por unidad de superficie en planta

$q = g_H + g_R + P_T = 73,4 + 12 + 120 = 206\ Kg/m^2$

$q = 206\ kg/m^2 < 300\ Kg/m^2$
No necesita comprobación frente a la perforación bajo plena carga

10.3.3.- Calculo de los Nervios

Separación entre nervios – b_R -

$$b_R = \frac{2x\pi x r}{n^o} = \frac{\pi x d}{n^o} = \frac{3,14 x 19}{32} = 1,87\ m < 1,885\ m$$

Longitud de abolladura forzada – l_B-
Como no hay anillos poligonales
$l_B = b_R = 1,87$

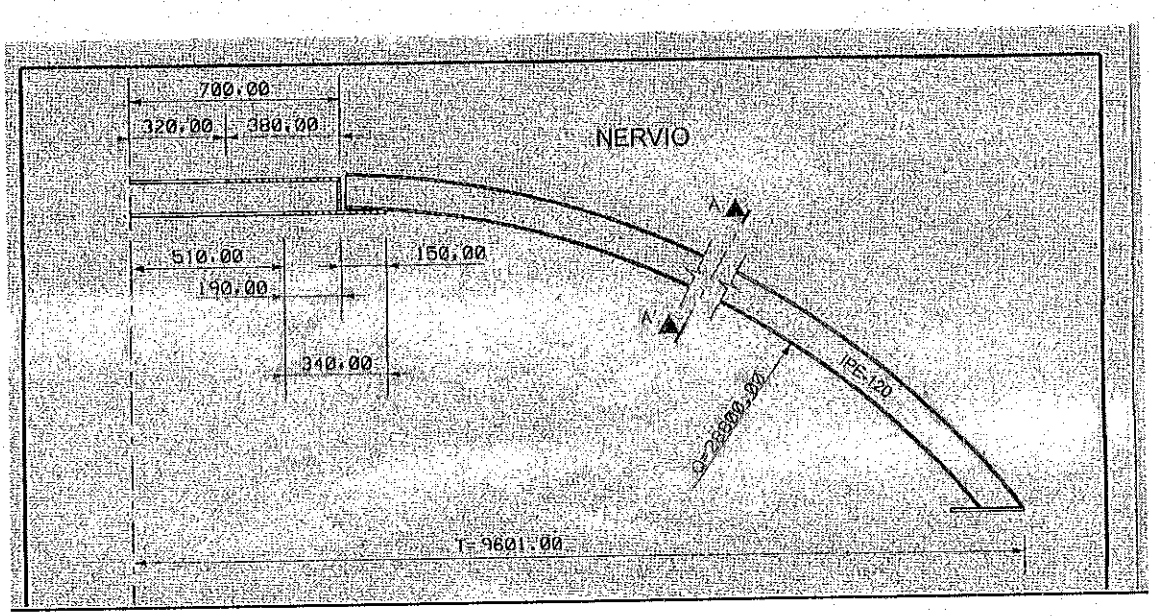


Fig 10.3-1 Detalle de un Nervio (VISTA LATERAL)

Tiene las fórmulas mostradas debajo

-Presión de abolladura – P_B- de la membrana esférica sobre apoyos

Para el acero con P_B en Kg/m^2

$P_B = 26{,}3\ \delta^2 \left(K + \frac{1}{K} \right) \leq 105\ \delta^2$ para $K < 1$ (si) (10')

$P_B = 52{,}6\ \delta^2$ para $K \geq 1$ (si) (10'')

(11) $\delta = \frac{10^4 \times t_D}{a} = 10^4 \times \frac{6}{28800} = 2{,}08$

(12) $K = 17{,}123 \frac{l_B^2}{a x t_D} = 17{,}123 \frac{1{,}87^2}{28{,}8 x 6} = 0{,}345 < 1$

Presión de abolladura o parte de la carga total que pueden soportar las chapas del techo sin colaboración de la estructura- P_B-

$P_B = 26{,}3\ \delta^2 \left(K + \frac{1}{K} \right) = 371 \leq 105\ \delta^2 = 105 \times 2{,}08^2 = 441$ Kg/m^2 para $K < 1$

CUMPLE

10.3.4.-Solicitación sobre los nervios- P_R-

P_R es el mayor de :

(6) $g_H + P - \frac{P_B}{\nu} = 73{,}4 + 120 - \frac{371}{1{,}71} = 21{,}56$ Kg/m^2

(7) $0{,}5\ (g_H + p) = 0{,}5\ (73{,}4 + 120) = 96{,}7{,}7$ Kg/m^2

$P_R = 96{,}7$ Kg/m^2 > 75 Kg/m^2 CUMPLE

10.3.4.-Magnitudes de Corte de I Orden

-Carga sobre un Nervio- P_N-(Entramado con Nervios)

(24) $P_N = \frac{1}{n^o} x \frac{\pi x d^2}{4} x\ P_R$

$P_N = \frac{1}{32} x \frac{\pi x 19^2}{4} x\ 96{,}7 = 856{,}79$ kg= 0,1857 Tm

(25) $G = \beta x\ P_N$ Peso propio del nervio

G = 0,124x 0,857= 106 kg= 0,106 Tm

(26) $\beta = \frac{g_R}{P_R} = \frac{12}{96{,}7} = 0{,}124$

Esfuerzo Normal sobre el nervio debido a G – N_g-

(27) $Ng = 0{,}513 \times \frac{r}{h} \times G = 0{,}513 \times \frac{9{,}5}{1{,}61} \times 106 = 321\ Kg = 0{,}321\ Tm$

Esfuerzo Normal sobre el nervio debido a P_N – N_P-

(28) $N_P = 0{,}375 \times \frac{r}{h} \times P_N = 0{,}375 \times \frac{9{,}5}{1{,}61} \times 857 = 1896\ Kg = 1{,}896\ Tm$

Esfuerzo Normal sobre el nervio de Primer Orden – IN-

I N = N = $N_g + N_P$ = 321+1896= 2217 Kg = 2,217 Tm

Momento Máximo de Primer Orden- IM-

(30) IM = 0,03 x P_N x r = 0,03 x 857 x 950= 24.424 cm-Kg = 24,424 cm-Tm

10.3.5.-Momento de Inercia Mínimo de los Nervios

(

(9) $J_{X\,min} = \frac{\beta \times v \times N}{2{,}07} \times \left(\frac{r}{100}\right)^2 = \frac{1 \times 1{,}71 \times 2{,}217}{2{,}07} \times \left(\frac{950}{100}\right)^2 = 165{,}29\ cm^4$

N = en Mp (Tm)= 2.217 Tm
r en cm = 950 cm
J_X = momento de Inercia en cm^4
β = 1 para nervios

El perfil IPE-120: $A_2 = 13{,}2\ cm^2$; $J_{x\,2} = 312\ cm^3$

$J_{x2} = 312\ cm^3 > J_{X\,min} = 165{,}29\ cm^4$

EL PERFIL ELEGIDO CUMPLE

10.3.6.- Momento de Inercia Real Disponible

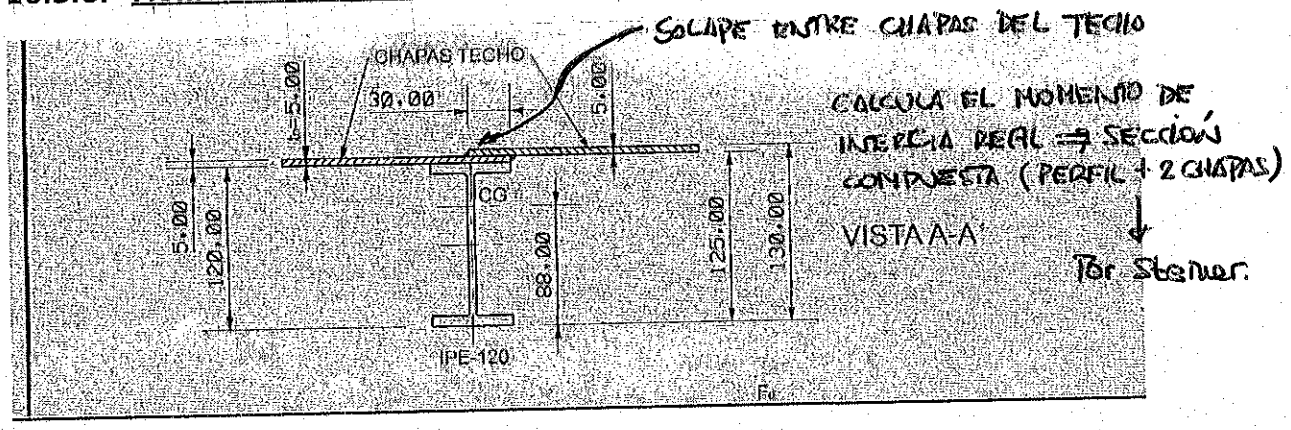


Fig 10.3.6 –1 Detalle de perfil con chapas del techo

A este Momento de Inercia del perfil I =312 cm^4 hay que sumarle el que corresponde a las dos chapas que se solapan en el mismo y que contribuyen a soportar el esfuerzo

Las chapas de espesor t_D = 5 mm colaboran al sostén del techo con una banda de cada chapa de:

$b_D = 16\ t_D = 16 \times 5 = 80$ mm= 8 cm como son 2 chapas la banda que colabora es de:

$b_D = 32\ t_D = 32 \times 0{,}5 = 16{,}0$ cm= 160 mm

Estando las chapas solapadas entre sí 30 mm, la longitud que contribuye a reforzar el nervio es de

$l = b_D + 30 = 160 + 30 = 190$ mm;. El área de esta sección de chapa es A_1= 19 x 0,5= 9,5 cm^2

El C.de G. de la sección compuesta por las dos chapas y la IPE-120 vale:

$$Y_{CG} = \frac{A_1 x\, y_1 + A_2 x\, y_2}{A_1 + A_2} = \frac{9{,}5x12{,}5 + 13{,}2x6}{22{,}7} = \frac{197{,}95}{22{,}7} = 8{,}72 \text{ cm del origen}$$

A_1 = 9,5 cm^2 (Area de la dos chapa

y_1= 12,5 cm (C.de G de las dos chapas referidas al origen que esta en el pie de la IPE

A_2 = 13,2 cm^2 (Area de la IPE)

Y_2 = 6 cm (C.de G. de la IPE referido al origen de coordenadas)

$A_T = A_1 + A_2 = 9{,}5 + 13{,}2 = 22{,}7$ cm^2

10.3.7.- Momento de Inercia Real Disponible

A_1 = 9,5 cm^2 (Area de las dos chapas)

Y_1= 12,5 cm (C. de G de las dos chapas)

A_2 = 13,2 cm^2 (Area de la IPE)

Y_2 = 6 cm (C.de G. de la IPE)

Y_{CG} = 8,72 cm (Posición del C.de G. de la sección compuesta)

Momentos de Inercia de las chapas y de la IPE en la sección compuesta

$I_{11}=I_{12}= 1/12 \times 8x0,5^3= 0,083\ cm^2$

$I_2 =312\ cm^4$

$d_1 = Y_{CG}- Y_1 = 8,72-12,5= 3,78$

$d_2 = Y_{CG}- Y_2 = 8,72-6= 2,72$

$I_T = [\ 2\ I_{11} + A_1 x\ d_1^2 + I_2 + A_2 x\ d_2^2] = [\ 2x\ 0,083 + 9,5x\ 3,78^2 + 312 + 13,2x2,72^2\ ] = 546\ cm^4$

Momento de Inercia Disponible $J_T = 546\ cm^4$ → sensiblemente superior al del perfil sólo ($312\ cm^4$). Es decir, hay que contar con lo que colaboran las chapas.

Momento de Inercia Requerido $J_{x\ mínimo}= 165,29 cm^4$

$I_T = J_X = 546\ cm^4 > J_{x\ mínimo}= 165,29 cm^4$

Las distancias del C. de G. de la sección compuesta a los extremos son:

Y_{CG} = 8,72 cm (Distancia de la fibra neutra al extremo inferior)

e_o = 13,0-8,72= 4,28cm (Distancia de la fibra neutra al extremo superior)

El Modulo Resistente de la sección del nervio es $W_x = \frac{I_T}{e_2} = \frac{546}{8,72} = 62,6\ cm^3$

10.3.8.-Magnitudes de Corte de II Orden en un Nervio

Comprobación de la carga total en entramado de nervios, con nervios continuos hasta el anillo de coronación y

$15^o < \alpha < 25^o$

Las magnitudes cortantes de II orden pueden determinarse a partir de las de I orden.

Formula (17) para entramado de Nervios: II N = I N= N = 2.217 Kg= 2,217 Tm

Esfuerzo Normal máximo de II orden
II N = 2,217 Tn

(14) para entramado de Nervios $II\ M = \frac{IM}{1-\varepsilon}$

(15) para entramado de Nervios $\varepsilon = \frac{\nu}{6} x \frac{N}{J_x} x \left(\frac{r}{100}\right)^2$

$\varepsilon = \frac{1,71}{6} x \frac{2,217}{546} x\ 9,5^2 = 0,104$

N= Esfuerzo Normal en Tm

Jx = Momento de Inercia de la sección en cm^4

r = Radio en m

$$II\ M = \frac{IM}{1-\varepsilon} = \frac{24,424}{1-0,104} = 27,272\ cmxTm$$

Momento Máximo de II orden

II M = 24,4244 cmxTm

Para los Nervios se cumple:

(20) $$\sigma = \frac{II\,N}{F} + \frac{II\,M}{W} < \sigma_{Adm} = 1600\ Kg/cm^2$$

$$\sigma = \frac{II\,N}{F} + \frac{II\,M}{W} = \frac{2217}{22,7} + \frac{24424}{62,6} = 97,665+390,16 = 487,81\ Kg/cm^2$$

$\sigma = 487,81\ Kg/cm^2 < \sigma_{Adm} = 1560\ Kg/cm^2$

VALIDOS LOS NERVIOS IPE-120

10.3.9.- Anillo de Central de Coronación en el Techo

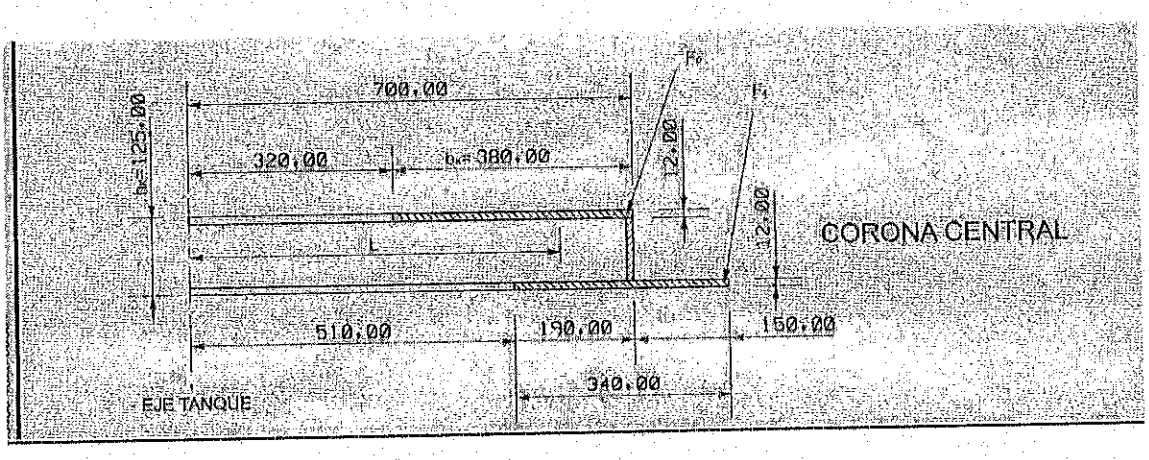


Figura 10.3.9-1

El distanciamiento de los nervios en la corona central no será mayor de 1,7 metros =1700 mm

Tomando un radio interior de la corona R = 700 mm los nervios quedan separados a

$$d = \frac{2x\pi x700}{32} = 138\ mm$$

Teniendo en cuenta las Magnitudes de I y II orden

Espesores en las secciones superior t_o y de la inferior t_u

$t_o = t_u = 12\ mm = 1,2\ cm$

Longitudes de las sección superior b_o y de la inferior b_u

$b_o = b_K = 38$ cm $\geq 2 h_k = 2 (12-0,6) = 22,8$cm
$b_u = 34$ cm

Altura h_k entre los ejes que pasan por los C. de G de las sección superior F_o y de la inferior F_u

$h_K = 12+1,2 = 13,2$ cm

Ancho efectivo del anillo de coronación

$b_K = 38$ cm

Secciones superior F_o e inferior F_u

$F_O = 38 \times 1,2 = 45,6$ cm^2

$F_U = 34 \times 0,6 = 40,8$ cm^2
$F_o \geq F_u$

Calculo del C. de G del anillo de coronación

Areas
$F_O = 45,6$ cm^2
$F_U = = 40,8$ cm^2

Longitudes de las chapas
$b_o = b_k = 38$ cm;
$b_u = 34$ cm

Distancias del C.de G. de las chapas al eje del tanque

$X_o = r - 0,5b_o = 70-19 = 51$ cm
$X_u = r - 0,5b_u = 70-17 = 53$ cm

$$X_{C.G.} = \rho = \frac{F_o X_o + F_u X_u}{F_o + F_u} = \frac{45,6x51+40,8x53}{45,6+40,8} = \frac{4488}{86,4} = 51,9 \text{ cm}$$

(Calcular posición del c.d.g antes de comproba

$\rho = 51,9$ cm

10.3.10.- Comprobaciones

Se ha de cumplir con
(40) $b_K \geq 2h_k$

$b_K = 380 \geq 2h_k = 26,4$ Cumple

(41) $F_o \geq F_U$

$F_O = 38 \times 1,2 = 45,6$ cm^2

$F_u = 34 \times 1,2 = 40,8$ cm^2

$F_o = 22,8 \geq F_U = 20,4$ Cumple

(42) $h_k^2 \frac{F_O \times F_U}{F_O + F_U} \geq \frac{n}{2\pi} \times J_x$

$F_O + F_u = 45,6+40,8= 86,4$
$F_O \times F_u = 45,6 \times 40,8 = 1860,48$
$h_k^2 = 13,2^2 = 174,24$

$$h_k^2 \frac{F_O \times F_U}{F_O + F_U} = 3.752 > \frac{n}{2\pi} \times J_x = \frac{32}{2x3,14} 546,6 = 2784 \quad \text{CUMPLE}$$

J_x = Momento de Inercia del Nervio en cm^4
n= Numero de nervios

10.3.11.- Comprobación en la placa anular inferior

Para la Placa anular inferior de superficie F_u y Momento resistente W_U (alrededor del eje vertical de gravedad) ha de cumplirse:

Para entramados sin formar una unión conjunta
Carga radial – H_u –

(47) $$H_u = \frac{e_o}{h_K} \times IIN + \frac{IIM}{h_K}$$

$$H_u = \frac{e_o}{h_K} \times IIN + \frac{IIM}{h_K} = \frac{6,6}{13,2} \times 2217 + \frac{24.424}{13,2} = 1108,5 + 1850,3 = 2958,8 \text{ Kg}$$

IIN= 2217 Kg
IIM= 24.424 cmxKg
h_k =13,2 cm
$e_o = 0,5\ h_k = 0,5x13,2 = 6,6$ cm

Fuerza Anular en placa inferior – R_u –

:(44) $$R_u = \frac{H_u}{2\theta} = \frac{2958,8}{2 \times 0,098} = 15,96 \text{Tn}$$

(46) $$\theta = \frac{\pi}{n} = \frac{3,14}{32} = 0,098$$

Las (44) y (45) son validas para $\theta \leq 0,3$

Momento- M_u-

(45) $$M_u = \frac{\theta}{2\left(3+\theta^2\right)} \rho H_u = \frac{0,098}{2\left(3+0,098^2\right)} \times 51,9 \times 2,958 = 0,0163 \times 51,9 \times 2,958 = 2,499$$

cmxTm
M_u = Momento anular en cmxTm
ρ = 51,9 cm (Distancia del eje del tanque al C. De G del anillo central)
H_u = 2,9588 Tn

Modulo de sección de la chapa inferior del anillo
W_u = Momento resistente de la chapa F_U alrededor de su eje vertical

La chapa F_u tiene espesor t_u = 1,2 cm longitud y b_u = 34 cm

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

$$W_u = \frac{t_u}{6} x\, b_u^2 = \frac{1,2}{6} x\, 34^2 = 231,2\ cm^2$$

Tensión de Trabajo - σ-

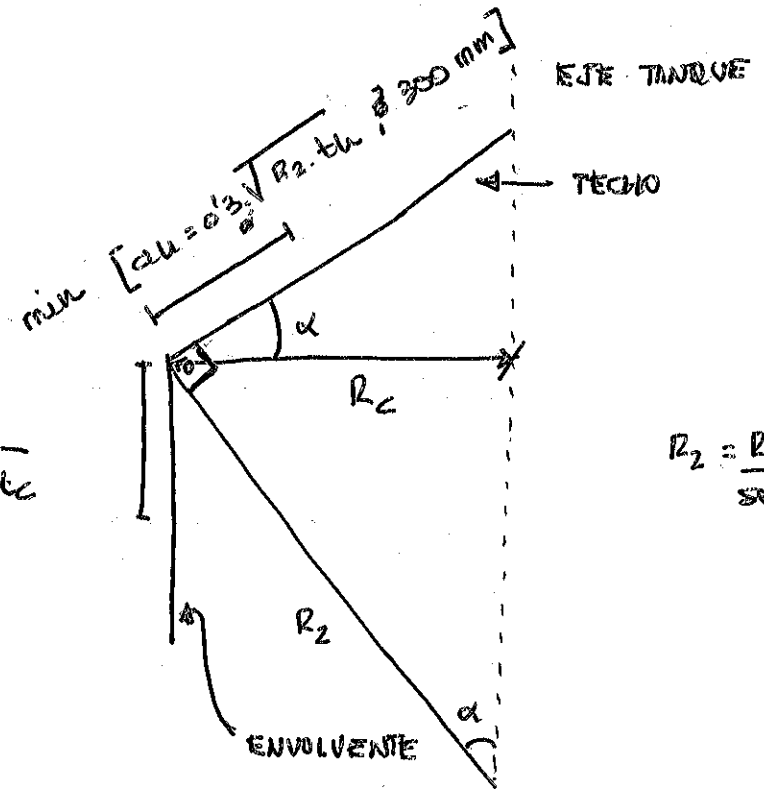
(43) $$\sigma = \frac{R_u}{F_u} + \frac{M_u}{W_u} < \sigma_{Adm}$$

$$\sigma = \frac{15.960}{40,8} + \frac{2499}{231,2} = 391,17 + 10,81 = 401,98\ Kg/cm^2$$

$$\sigma = 401,98\ kg/cm^2 \leq \sigma_{Admisible} = 1560\ Kg/cm^2$$

VALIDA LA CORONA CENTRAL

Veamos longitudes colaborantes:



$$A_c = 0'6 \cdot \sqrt{R_c \cdot t_c}$$

$$A_e = a_c \cdot t_c$$

$$R_2 = \frac{R_c}{\operatorname{sen}\alpha}$$

11- ANILLO DE COMPRESIÓN EN LA UNION DEL TECHO Y LA ENVOLVENTE

la virola superior esta comprimida por el peso del propio techo



en comprueba bien de abrir la virola, x ello los anillos de compresión.

11.1.-Bases

En los tanques atmosféricos y sin techo es necesario el colocar una Viga Contraviento en la virola superior para garantizar que por efecto de la acción del viento la envolvente no se deforme. (En tanques cerrados siempre se requiere un aro de compresión, para garantizar la indeformabilidad de la virola superior).

En los tanques atmosféricos, solo sometidos a la presión hidrostática por columna de liquido, que están cubiertos con techo, bien sea este auto-portante o sostenido, no es necesaria en la unión entre el techo y la virola superior la viga contraviento, ya que el esfuerzo transmitido por el techo garantiza la indeformabilidad de la envolvente frente a la acción del viento, pero para contrarrestar la fuerza ejercida por el techo sobre la envolvente se hace necesario de situar en la zona de unión del techo y la envolvente un anillo de refuerzo que contrarreste esta fuerza. Este Anillo de Compresión debe tener un área en su sección transversal un valor tal que multiplicada por la tensión de trabajo del material sea igual a la fuerza transmitida por el techo.

En la Fig 11-1 de la pagina 60 se indican cuales son los anillos de compresión permitidos y como parte del techo y de la virola superior de la envolvente colaboran con determinas secciones a obtener el Area Total de Compresión.

Area Total Necesaria = Area $_{\text{Colabora techo}}$ + Area $_{\text{Colabora Envolvente}}$ + Area del perfil como aro de Compresión.

↑ que colabora el techo

11.2.-Areas que Colaboran a resistir la Compresión

Area que colabora el Techo:

→ es W_h en pag 74

$$A_{Techo} = a_h \times t_h = 0{,}3 \sqrt{R_2 t_h} \times t_h \ cm^2$$

R_2 = Radio normal al techo.

Area que colabora la envolvente:

$$A_{Virola} = a_c \times t_c = 0{,}6 \sqrt{R_c t_c} \times t_c \ cm^2$$

R_C = Radio del tanque en **cm**

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

R_2 = Longitud de la normal al techo del tanque medida desde el eje del tanque en cm
Para techo cónico $R_2 = R_c / \text{sen } \theta$ siendo θ = ángulo de inclinación del techo en la unión

t_h =Espesor del techo en la unión en cm

t_c = Espesor de la virola superior en cm

a_h = Ancho del techo en cm que colabora en cm^2 $=0{,}3\sqrt{R_2\, t_h}$ o bien a_h = 30 cm el valor que sea menor

a_c = Ancho de la envolvente en cm que colabora en cm^2 $=0{,}6\sqrt{R_c\, t_c}$

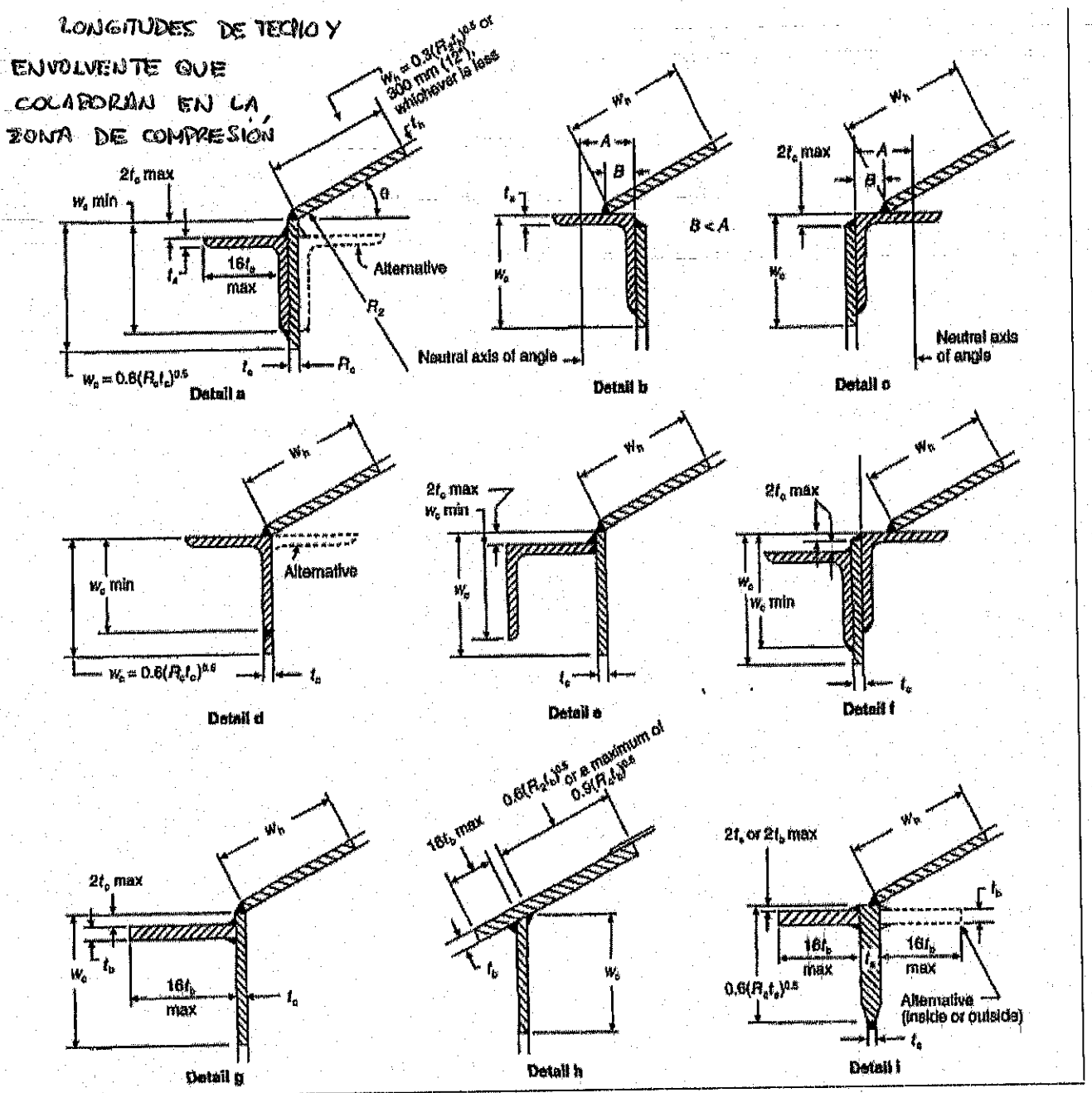


Figura 11-1. Aros de Compresión en la unión Techo-Envolvente

t_a = Espesor del ala del ángulo

t_b = Espesor de la pletina

t_c = Espesor de la chapa de la envolvente

t_h = Espesor de la chapa del techo

t_s = Espesor de la chapa gruesa en la envolvente

W_c = Máxima anchura que participa la envolvente = $0,6\ (R_c\, t_s)^{0,5}$

W_h = Máxima anchura que participa el techo = $0,3\ (R_2\, t_h)^{0,5}$ o (30 cm) (300 mm) (12 in), el que sea menor

R_C = Radio interior de la envolvente del tanque

R_C = Longitud de la normal al techo, medida desde el eje vertical del tanque = $R_C / \text{sen}\theta$

Area de la envolvente que colabora en el refuerzo de la zona de compresión $A_c = 0,6 (R_c t_s)^{0,5} x\ t_s\ mm^2$

Area del techo que colabora en el refuerzo de la zona de compresión $A_h = 0,3 (R_2\ t_h)^{0,5} x\ t_h$ o $300 \times t_h\ mm^2$

$$R = q \frac{r^2}{2 \tan g\, \theta}$$

q = Carga por unidad de superficie del techo = cargas vivas + cargas muertas + peso de nervios

Cargas vivas = 120 Kg /m^2

Cargas muertas = peso de la chapa del techo / $\pi\ r^2$ + peso aislamiento / $\pi\ r^2$ en Kg/m^2

peso de nervios = (N x $p_{1\ nervio}$) / $\pi\ r^2$ en kg/m^2

N= nº de nervios

$P_{1\ nervio}$ = peso de un nervio en kg

r = Radio del tanque en m

θ = Angulo del techo con la horizontal en la unión techo-envolvente

Area Necesaria A = R/S

Area que necesito en la zona de compresión.

A = Area necesaria en cm^2

R = Fuerza de compresión en Kg

S = Tensión admisible en Kg/cm^2

Areas que colaboran = A_{Techo} + $Area_{Envolvente}$ = $0,3 \sqrt{R_2\ t_h} \times t_h + 0,6 \sqrt{R_c\ t_c} \times t_c = cm^2$

Longitud L_h que colabora el techo	$L_h = 0,3 \sqrt{R_2\ t_h}$ en cm
Longitud L_C que colabora la envolvente	$L_C = 0,6 \sqrt{R_c\ t_c}$ en cm
Area que colabora el techo	$A_{Techo} = L_h \times t_h = 0,3 \sqrt{R_2\ t_h} \times t_h$ en cm^2
Area que colabora la envolvente:	$Area_{Envolvente} = L_c \times t_c = 0,6 \sqrt{R_c\ t_c}\ x t_c$ en cm^2

R_C = Radio del tanque en cm

R_2 = Longitud de la normal al techo del tanque medida desde el eje del tanque en cm

Para techo cónico $R_2 = R_c$ / sen θ siendo θ = ángulo de inclinación del techo en la unión

t_h =Espesor del techo en la unión en cm

t_c = Espesor de la virola superior en cm

Area del Aro (perfil) en cm^2 = Area necesaria – Areas que colabora

11.3.- Ejemplo de aro de compresión con techo tipo Domo sobre nervios.

Diámetro del tanque: D = 19m ; Radio.R_c = r= 9,50m =950 cm

Radio del techo R_2 (Normal del techo, quiere decir).

Angulo de inclinación del techo en el arranque: θ= 19,26º

La carga máxima debida al peso propio y las sobrecargas exteriores es q =248 Kg/m^2

(4) $R = q \frac{r^2}{2 \tan g \alpha} = 24\ 8x \frac{9,5^2}{2 \tan 19,26^\circ} = 32.028$ kg= 32,028Tn

Las zonas del techo y la envolvente que colaboran a soportar el esfuerzo API-650 son:

Area Envolvente: $A_{Envolvente} = 0,6 \sqrt{R_c x\, t_c}\ x\ t_c = 0,6 \sqrt{950 \times 0,6}\ x\ 0,6 = 8,60\ cm^2$

R_C = r = Radio del tanque en cm= 950 cm
t_c = Espesor en cm de la chapa de la envolvente en la virola superior = 0,6 cm

Area Techo: $A_{Techo} = 0,3 \sqrt{R_2 x\, t_h}\ x\ t_h = 0,3 \sqrt{2880 \times 0,6}\ x\ 0,6 = 7,48\ cm^2$
R_2 = Radio del techo en cm= 2880 cm
t_h = Espesor de la chapa del techo en la unión con la envolvente en cm = 0,6 cm

Area Total que colabora a resistir el esfuerzo $A_1 = A_S + A_R = 8,60+7,48 = 16,08\ cm^2$

Colocamos como Aro un L-100x10 con un área de A_L= 19,2 cm^2

El área total que resiste el esfuerzo R es $A_T = A_1 + A_L = 35,28\ cm^2$

La Tensión de trabajo es:

$S = \frac{R}{A_T} = \frac{32.028}{35,28} = 907,82\ kg/cm^2 < \sigma_{Adm} = 1406x\ 0,85 = 1198,10 Kg/cm^2$

Material Techo Chapa SA-283 Gr C; Tensión Admisible $S_{Admisible} = 1406\ Kg/cm^2$

E = Eficiencia de Soldadura (Spot) = 0,85
VALIDO EL ARO DE COMPRESIÓN FORMADO POR L-100x10

(Todo eso ha sido para techo apoyado sobre nervios).
En autoportantes no se hace así.

12.- CARGAS DE VIENTO EN TANQUES(ESTABILIDAD AL VUELCO)

12.1.-Cuando se desea conocer la estabilidad al vuelco por la acción del viento, el tanque será calculado mediante el siguiente procedimiento. La presión de la carga del viento se asumirá que es (140 Kg/m^2) (1,4 KPa) en una superficie plana vertical.

El valor es de (86 Kg/m^2) (0,86 KPa) en la proyección del área de una superficie cilíndrica.

El valor es de (72 Kg/m^2) (0,72 KPa) en la proyección del área de una sección cónica.

Estas presiones están determinadas para una velocidad del viento de (160 Km/h.)

Para velocidad del viento diferente a las 160 Km/h, la carga debida al viento se ajustara en proporción a la relación de:

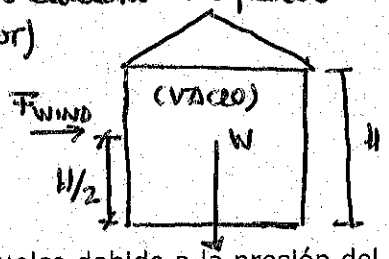
$(V/160)^2$

V= Velocidad del viento en (Km/h)

12.2.- Para tanques sin anclar, el momento de vuelco debido a la presión del viento no excederá de los dos tercios del momento resistente de las cargas muerta en las que no se incluirá el contenido en el tanque. Viene dada por:

$$M \leq \frac{2}{3}\left(\frac{WD}{2}\right)$$

(Esto se calcula sin presión interior)



↓ es suponer equilibrio de fuerzas.

$F_W = q_{WIND} \times D \times H$

$M_W = F_W \cdot H/2$

$M_{resistente} = W \cdot \frac{D}{2}$

comprobar: $M_W \leq \frac{2}{3} W \frac{D}{2} \Rightarrow$ No necesita anclaje

M = Momento de vuelco debido a la presión del viento en cm-Kg

D = Diámetro del Tanque en cm

W = Peso de la envolvente en Kg para resistir el levantamiento (sin corrosión), mas el peso soportado por la envolvente, sin incluir los contenidos que en operación pueden producir levantamiento, como puede ser la presión interior en el techo..

12.3.- Cuando los anclajes son necesarios él calculo de la carga de tracción en los anclajes se calcula por:

$$T_b = U/N$$

T_b= Carga en un Perno en (Kg) (N)

U = Carga Neta de levantamiento en Tabla-12.1

N = Numero de Anclajes

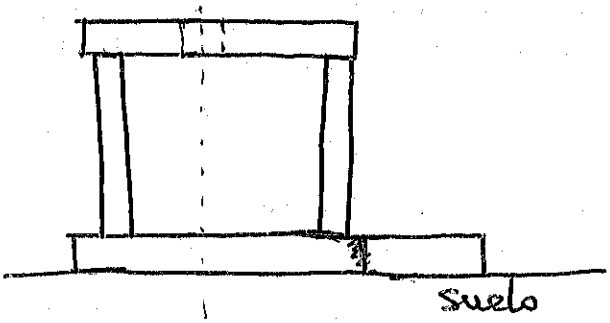
Ø Perno Mínimo = 1" (DN)
↓ Típicamente paso Weldoroft.
Perno el que se tiene en cuenta, el que resiste, es el diámetro interior, el del núcleo ~~exterior~~ del perno.

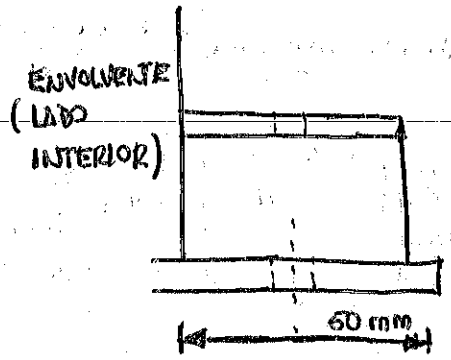
12.4.- Los anclajes estarán separados como máximo (3,0m)

12.5- Las tensiones admisibles para los pernos de anclaje estarán de acuerdo con la Tabla-12.1 para cada caso. La Tensión Admisible se considera en el área del núcleo del perno.

Para determinar silletas: (calculo manual, 2 horas)

Silletas que sirvan igual para torres que para equipos apoyados en el suelo con faldones.





Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

12.6- La corrosión admisible deberá especificarse para añadir a las dimensiones de los pernos de anclaje. El mínimo perno de anclaje será de ∅ = 1" (pulgada)

No contemplado en API 4

12.7- La unión de los anclajes a la envolvente se realizara mediante las silletas ensambladas a la envolvente por el aro de compresión adecuado a las dimensiones de los anclajes.

12.8 - La Tensión Admisible en los anclajes puede ser multiplicada por 1,33 para los casos de Viento o Sismo.

12.9 - La máxima Tensión Admisible local en la envolvente en su unión a los anclajes se limitara a (1700 Kg/cm^2) (170 MPa) sin el incremento del 33% por Viento o Sismo.

12.10- Cuando sea especificado, los anclajes se diseñaran para la expansión resultante térmica admisible en el tanque, cuando la temperatura es mayor de(90ºC)

12.11.- Cualquiera de los pernos de anclaje será uniformemente apretado y ajustado sin holgura, y cualquier perno de anclaje será reforzado con soldadura, solo antes del llenado tanque con agua para la prueba, cuando se aplica encima del agua cualquier presión. Medidas como es el martilleo de los filetes de rosca o añadir tuercas fijas con contra tuercas, deben de tomarse para prevenir que las tuercas puedan salirse de las roscas.

12.12.- La resistencia de adherencia entre los pernos de anclaje y la cimentación de hormigón debe de ser lo suficiente para desarrollar una resistencia igual al Limite Elástico de los anclajes. Pueden añadirse a los pernos placas de anclaje para resistir el tirón del levantamiento

12.13.- La cimentación será provista del adecuado peso para suministrar el contrapeso necesario para resistir las cargas de diseño que producen el levantamiento.

12.14.- El contrapeso de la cimentación lo proporciona la pared circular de hormigón que será diseñado para resistir el levantamiento de acuerdo con la Tabla-12.1. Cuando se considere el levantamiento debido al momento de viento o sismo, una evaluación debe de hacerse para asegurar la estabilidad al vuelco de la cimentación y asegurar que la presión de asiento sobre el suelo esta dentro de los niveles de la tensión admisible.

12.15.- Cuando una cimentación es colocada encima de la pared circular diseñada, el peso del suelo por encima de la cimentación debe de ser incluido en el peso del contrapeso.

CARGAS QUE PRODUCEN EL LEVANTAMIENTO

Levantamiento resultante por causa de	Tensión Admisible en la Espiga de los Pernos de Anclaje Kg/cm^2(MPa)
Presión de Diseño Interna: [(P-0,08 t_h)x D^2x 0,785] – W_1	1050 (105)
Presión de Prueba: [(P_t -0,08 t_h)x D^2x 0,785] – W_1	1400 (140)
Presión de Fallo: [(1,5 x P_f -0,08 t_h)x D^2x 0,785] – W_3	F_Y (Limite Elástico)
Carga de Viento: [4 x M_W /D]- W_2	0,8F_Y (Limite Elástico)
Carga de Sismo: [4 x M_S /D]- W_2	0,8F_Y (Limite Elástico)
Presión de Diseño + Viento: [(P-0,08 t_h)x D^2x 0,785] +[4x M_W /D]-W_1	1400(140)
Presión de Diseño + Sismo: [(P-0, 08 t_h) x D^2 x 0,785] +[4 x M_S /D]-W_1	0,8 F_Y (Limite Elástico)

Tabla –12.1

D = Diámetro del tanque en (m en S.I.)

P = Presión de diseño en (KPa en S.I.) Ver Tema –17

P_t = Presión de prueba en (KPa en S.I.) Ver Tema –17

P_f = Presión de fallo en (KPa en S.I.) Ver Tema –17 La presión de fallo debe de calcularse con el espesor real

t_h =Espesor de las chapas del techo en (mm en S.I.)

M_W = Momento de Viento en (m-N en S.I.)

M_S = Momento de Sismo en (m-N en S.I.)

W_1 = Carga muerta de la envolvente sin corrosión y cualquier otra carga muerta que no sea el techo
actuando sobre envolvente sin corrosión en N (S.I)

W_2 = Carga muerta de la envolvente sin corrosión y cualquier otra carga muerta incluido el peso del techo
actuando sobre envolvente sin corrosión en N (S.I)

W_3 = Carga muerta de la envolvente usando el espesor real de construcción y otras cargas muertas distintas al techo que actúan sobre la envolvente usando su espesor real de construcción el techo N (S.I)
La presión de fallo debe de calcularse con el espesor real

13 .-VIGAS CONTRAVIENTO EN CABEZA E INTERMEDIO DE LA ENVOLVENTE

Tanque abierto → Arriba techo o de techo flotante.

13.1 BASES (por arriba)

En un tanque abierto por arriba, siempre estará previsto colocar en la parte superior de la envolvente, un aro de rigidez (viga contraviento) para mantener la redondez cuando el tanque se vea sometido a la acción de las cargas del viento.

(Preferible colocarlo por fuera).

Este aro de rigidez será colocado en la parte superior de la virola mas elevada (virola superior), y preferiblemente en la cara exterior de la envolvente del tanque.

La viga contraviento cumplirá los requerimientos siguientes.

13.2 TIPOS DE AROS DE REFUERZO(VIGA CONTRAVIENTO)

Los aros de rigidez pueden ser perfiles laminados en caliente, conformados en frío o fabricados con chapas planas mediante la unión por soldadura, o por combinación de ambos tipos. La forma de los aros de rigidez en el perímetro exterior puede ser circular o poligonal según la Figura 13-1

(También los hay de chapa conformada

Tipos standard de API. (Angulo laminado).

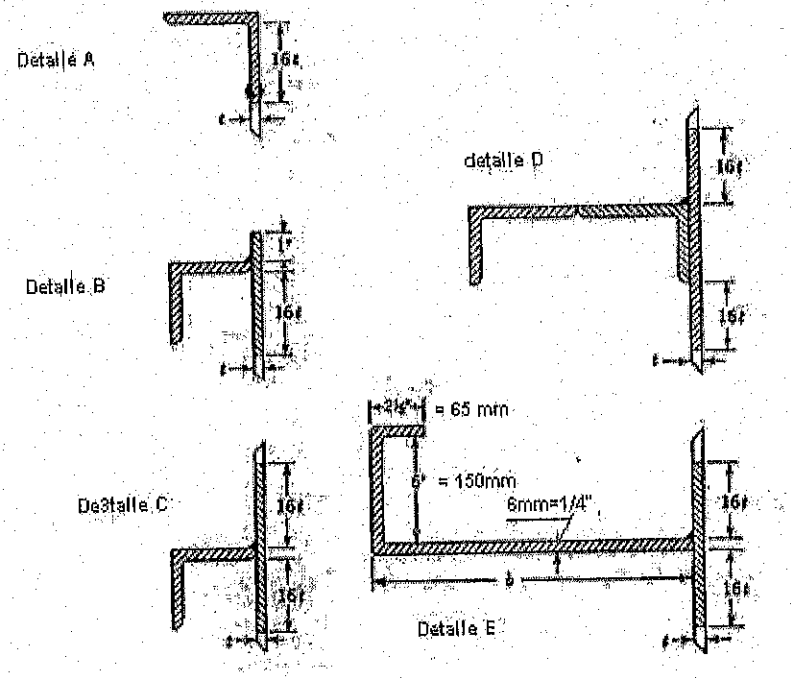
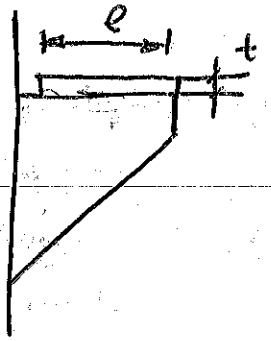


Figura 13-1 Tipos de Vigas Contra-Viento



unidad de profundidad transversal.

$$M = q \times \textcircled{a} \times l^2 / 8$$

Aro intermedio no es a la media altura del tanque, sino en cualquier punto entre el ARO DE CABEZA y la base. Si son parecidos si.

13.2.1.- La mínima medida de un ángulo para usarlo solo o como componente en la construcción de un aro de rigidez será de L- 65 x 65 x 7 mm (64 x 64 x 6,4). El mínimo espesor de la chapa para ser usada como parte de la construcción de un aro de refuerzo será de 6 mm.

13.2.2.- Cuando el aro de rigidez esta colocado a mas de 600 mm por debajo del borde superior de la envolvente, el tanque deberá de estar provisto con ángulo curvo de coronación de L-65 x 65 x 7 mm (64 x 64 x 4,8), para envolventes con espesor de 5 mm, Con ángulo de L-80 x 80 x 6 mm (76 x 76 x 6,4), para envolventes con mas 6mm de espesor, o con otros miembros estructurales de sección equivalente.

no hay (sería 80x80x8, para obtener sección equivalente al 76x76x6,4)

13.2.3.- Los aros que puedan retener liquido estarán provistos con agujeros de drenaje.

13.2.4- La distancia del aro soldado debe de ser como mínimo de 150 mm, medidos verticalmente, a cualquier junta de soldadura hirizontal en la envolvente del tanque

13.3 AROS RIGIDIZADORES COMO PASARELA

Un aro de rigidez o un a porción del mismo que actué como pasarela deberá de tener una anchura no menor de 600 mm de distancia libre o la que corresponda a la proyección del ángulo curvo de coronación en la cabeza de la envolvente. Estará preferiblemente situado a 1100 mm por debajo de la parte superior del ángulo de coronación e ira provista de una barandilla en el lado sin protección y en los extremos. de la parte que se utilice como pasarela

13.4 SOPORTES PARA LOS AROS DE RIGIDIZADORES

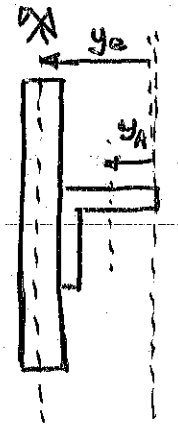
Los aros rigidizadores (vigas contraviento) estarán previstos de soportes cuando la dimensión horizontal del ala o alma del aro exceda en 16 veces al espesor del ala o alma del aro. Los soportes con forma de cartelas estarán separados en los intervalos requeridos para soportar las cargas muertas y la sobrecarga de uso (carga viva); en cualquier caso la separación no excederá de 24 veces la anchura del ala exterior.

13.5 VIGA CONTRAVIENTO EN LA CABEZA

13.5.1.-El mínimo módulo de sección (modulo resistente) requerido en el aro de rigidez es determinado por:

SISTEMA INTERNACIONAL	Z (cm^3)
(13.1)	$Z = 0{,}05882\ D^2\ H_2$

Z = Mínimo modulo de sección requerida en cm^3
D = Diámetro nominal del tanque en m


y_c
y_A



H_2 = Altura de la envolvente del tanque en m, incluyendo cualquier borde libre por encima de la máxima altura de llenado para la guía del techo flotante.

13.5.2.- El módulo de sección del aro de refuerzo dependerá de las características de los miembros que lo forman, y puede incluirse en el la porción de la envolvente del tanque que colabora en una distancia igual a 16 veces el espesor corroído de la chapa situada por debajo del anillo, y por encima (cuando sea aplicable) de la unión del aro a la envolvente

Cuando el aro de rigidez es un ángulo curvado unido al borde superior de la envolvente por soldadura a tope, la distancia que colabora a reforzar se reducirá al ancho del ala vertical del ángulo (ver figura 13-1 y Tabla 13-1)

La ecuación de Z esta basada en una velocidad del viento de V =160 Km/h,, para otra velocidad de viento puede usarse la ecuación multiplicándola por la relación $(V/160)^2$, siendo V = Velocidad del viento en km/h .

Para tanques de diámetro D > 60 m, el valor de Z puede reducirse bajo acuerdo, pero nunca será menor que el valor que corresponda a D = 60 m

13.5.3 .- El módulo de sección del aro de rigidez esta basado en las propiedades de los miembros que lo forman, y puede incluirse una porción de la envolvente del tanque para una distancia hacia abajo de 16 veces el espesor de la chapa, y si es posible también hacia arriba del aro de rigidez. Cuando se añade un ángulo curvo unido por soldadura a tope al borde superior de la envolvente para conseguir el modulo de rigidez necesario, la distancia de 16 veces será reducida a la anchura de la pata vertical del ángulo (Ver figura 13.1)

Tabla 13-1—Módulos de Sección (cm^3) de Aros para Vigas Contraviento en Tanques

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
	Espesor de la Envolvente en mm				
Dimensión del Elemento mm	5	6	8	10	11
Angulo en Cabeza: Figura 13-1 Detalle a					
65 x 65 x 7	6,72	6,88			
75 x 75 x 8	8,36	8,52			
80 x 80 x 10	14,58	14,91			
Angulo Curvo. Figura 13-1 Detalle b					
65 x 65 x 7	26,38	28,18			
65 x 65 x10	30,97	33,43			
80 x 80 x6	30,02	40,64			
80 x 80 x10	45,56	54,90			
100 x 100 x 8	59,65	72,27			
100 x 100 x 10	68,33	95.37			
1 Angulo:. Figura 13-1 Detalle c					
65 x 65 x 7	27,53	29,33	30,64	31,63	32,77
65 x 65 x 8	32,45	34.90	36,54	38,02	39,33
105 x 80 x 6	57,35	61,12	63,75	65,55	67,19
105 x 80 x 8	67,84	72,92	76,36	78,99	81,12
127 x 76 x 8	90,62	97,67	102,42	106,02	108,81
127 x 90 x 8	100,45	108,15	113,40	117,33	120,44
127 x 90 x 10	115,04	147,71	131,59	136,50	140.60
155 x 105 x 10	147,81	173,05	182,72	189,93	195,50
2 Angulos: Figura 13-1 detalle d					
105 x 80 x 8	184,68	193,04	199,92	205,33	209,92
105 x 80 x 10	214,02	224,01	232,37	239,25	244,99
127 x 80 x 8	253,67	265,96	275,96	284,15	290,71
127 x 80 x 10	294,97	309,55	321,84	332,00	340,36
127 x 90 x 8	277,76	290,05	300,05	308,40	315,12
127 x 90 x 10	323,64	338,06	350.52	360,68	369,36
155 x 105 x 10	454,58	473,91	490,79	505,05	517,01

Chapas. Figura 13-1 detalle e					
b = 260		382	404	422	434
b = 310		480	510	532	548
b = 360		582	622	650	670
b = 410		690	740	774	800
b = 460		804	864	904	936
b = 510		922	994	1042	1080
b = 560		1046	1130	1184	1230
b = 610		1176	1270	1334	1386
b = 665		1312	1416	1490	1550
b =715		1452	1570	1652	1720
b = 765		1600	1728	1820	1896
b = 815		1750	1890	1992	2078
b = 865		1908	2060	2172	2266
b = 915		2072	2234	2358	2462
b = 970		2240	2416	2548	2664
b =1020		2414	2604	2746	2870

Nota: Los Módulos de sección de los detalles c y d están determinados colocando el ala mayor del ángulo, en posición horizontal (perpendicular a la envolvente del tanque) cuando los ángulos son de alas desiguales.

13.6.4.- Cuando a través del aro de rigidez se abre una abertura para pasar una escalera, se deberá restablecer la compensación adecuada para que el módulo resistente de la sección en cualquier porción de la abertura, incluyendo la sección de transición, sea conforme a los requerimientos de 13.6.1.En lado adyacente a la envolvente, la abertura será reforzada con un ángulo, con una barra o pletina, colocándolo en horizontal. En los otros lados de la abertura no adyacentes a la envolvente, también serán reforzados con un ángulo, barra o pletina, colocando el refuerzo en un plano vertical. El área de la sección transversal de estos rigidizadores de borde será mayor o igual al área de la sección transversal que la correspondiente a la envolvente que forma parte del modulo de sección del aro rigidizador.

Estas monturas rigidizadoras u otros tipos similares serán colocadas adecuadamente estableciendo un rodapié alrededor de la abertura..

13.7. VIGAS INTERMEDIAS CONTRAVIENTO

13.7.1.- Las envolventes de tanques tanto de techo fijo como abiertos por arriba, pueden necesitar el empleo de anillos secundarios (intermedios) para mantener la redondez en toda la altura de la envolvente del tanque resistiendo el viento y las condiciones de carga en vacío o ambas cosas.

El aro de cabeza (primario) sirve para estabilizar la totalidad de la altura del tanque, mientras que los anillos intermedios (secundarios) se precisan para prevenir los pandeos locales de la envolvente

La máxima altura de una envolvente sin rigidizar es la dada por:

LA MÁXIMA ALTURA DE UNA ENVOLVENTE SIN RIGIDIZAR ES LA DADA POR:

(Independiente de la viga de cabeza).

SISTEMA INTERNACIONAL

$$H_1 = 9{,}47\ t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3} \quad (13.7\text{-}1)$$

si H_1 es > Altura del tanque, en principio no se necesita viga contraviento intermedia, pero hay q comprobarlo tb.

H_1 = Distancia vertical en (metros) entre la viga contraviento intermedia y el ángulo de cabeza de la envolvente.

t = Espesor en la virola de cabeza en mm (milímetros)

D = Diámetro nominal del tanque en m (metros)

Esta formula es valida para tanques cerrados, y tanques abiertos.

El valor de H_1 puede variar si se elige una velocidad de viento distinta de (160 km/h), que supone una presión dinámica de (123 kg/m^2) (1,23 KPa). La velocidad aumenta en un 10% para otra altura por encima del suelo o un factor de ráfaga distinto, hace que la presión se incremente a (148 kg/ m^2) 1,48 KPa).

Un aumento de (24,0 kg/ m^2) (0,24 KPa), se añade al considerar el rozamiento interior asociado con el caso de tanque sin techo abierto, o para el caso de tanque cerrado con techo el producido por un vacío interior.

Un total de (172 kg/ m^2) (1,72 KPa) es el valor que se obtiene. Para una velocidad distinta para obtener el nuevo valor de H_1, vasta multiplicar la ecuación por $(160/V)^2$

13.7.2.- Después de calcular la máxima altura H_1, de la pared sin rigidizar, debe de hacerse un calculo usando el espesor del cursor (virola) de cabeza de la pared. Con este espesor se debe determinar la altura de la envolvente completa transformada, mediante lo siguiente

a -Cambiar la anchura (h) de cada virola de la pared transformándola en la anchura (h_{tr}) para que cada virola tenga igual espesor que la virola de cabeza, mediante la relación:

$$h_{tr} = h \sqrt{\left(\frac{t_{uniforme}}{t_{actual}}\right)^5} \quad (13.7\text{-}2)$$

$t_{uniforme}$ = Espesor de la virola superior en mm

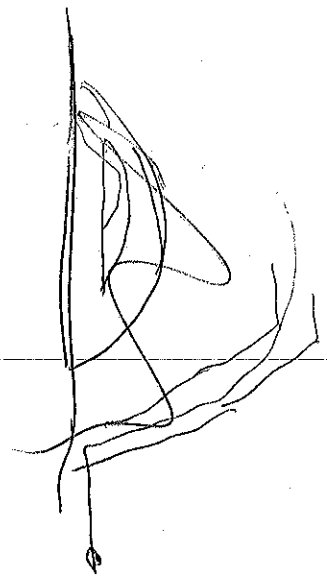
t_{actual} = Espesor de cada virola para cambiar la anchura (altura) en mm (

h = Anchura (altura) de cada virola en mm

h_{tr} = Anchura (altura) transformada de cada virola en mm → para transformar el tanque real a otro ideal del mismo nº de virolas pero cada una de una dimensión, pero todas de igual espesor, cuyo valor será el del espesor de la virola mas alta del tanque real.

b -La suma de todas las anchuras (alturas) transformadas de las virolas nos dará la altura de la envolvente equivalente transformada.

$$\Sigma h_{tr} = H_E \quad (13.7\text{-}3)$$



13.7.3.- Si la altura de la envolvente transformada, es mayor que la altura máxima H_1, es necesario un aro intermedio contra viento e Si $H_E > H_1$ Hace falta un aro intermedio

13.7.4.- Para que la estabilidad sea igual por arriba y por debajo del aro intermedio contra viento, el aro debe de situarse en la mitad de la altura de la envolvente transformada. En la envolvente original, la posición del aro debe estar en la misma virola y en la misma posición relativa que el del aro contraviento en la envolvente transformada, ello se consigue usando la relación de los espesores de 13.7-2

PUNTOS CLAVE

13.7.5- Para el aro contraviento puede usarse otra posición de colocación, con tal que la altura sin rigidizar de la envolvente ~~en la envolvente~~ transformada equivalente no sea mayor que H_1 (ver 13.7.7)

13.7.6--Si la mitad de la altura de la envolvente transformada excede a la máxima altura H_1, un segundo aro intermedio contra viento debe ser colocado para reducir la altura sin rigidizar de la envolvente, a una altura menor que la máxima

13.7.7.-Los aros intermedios no deben situarse en la envolvente a una distancia menor de 150 mm de cualquier junta horizontal en la envolvente. Cuando la localización inicial del aro este a menos de los 150 mm de la junta horizontal, el aro será preferiblemente desplazado 150 mm por debajo de la junta, aunque en cualquier caso la máxima altura sin rigidizar no será excedida.

13.7.8.-El requerido mínimo módulo de sección (resistente) de un aro contraviento intermedio será determinado por la ecuación:

SISTEMA INTERNACIONAL Z (cm^3)
$Z = 0{,}05882\ D^2\ H_1$ (13.7-8)

Z = Mínimo modulo de sección requerida en cm^3
D = Diámetro nominal del tanque en m
H_1 =Distancia vertical en m entre el aro contraviento intermedio y el ángulo superior de la envolvente o con la viga contraviento en el techo de un tanque abierto.

13.7.9.- Cuando el uso de la envolvente transformada permite que el aro intermedio esté situado a una altura menor que la altura calculada H_1 por la formula (13.7-1), la distancia a la mitad de la altura de la envolvente transformada se transforma a la altura en la envolvente original, pudiendo ser sustituida por H_1 en el calculo del mínimo modulo de sección (resistente) si el aro es coloca en el lugar transformado.

13.7.10.- El módulo resistente del aro contraviento vendrá determinado por las características de los miembros que lo forman, incluida la porción de pared de la envolvente en una distancia de $l = 13{,}417(D\,t)^{0,5}$, por arriba y por abajo del lugar de unión con la envolvente en que t = al espesor de la envolvente en la unión.

SISTEMA INTERNACIONAL
$l = 13{,}417\ (D\ t)^{0,5}$

D = Diámetro del tanque en (m)
t = Espesor de la virola en (mm)
l = Distancia por arriba y por debajo de la unión en (mm)

13.7.11.- Una abertura para una escalera, en una viga intermedia que sirve de rigidizador, es innecesaria cuando el rigidizador intermedio no se extiende mas de (150 mm) desde el exterior del lado de la envolvente y el ancho nominal de la escalera es menor de (600 mm).Para anchuras mayores del rigidizador, la escalera aumentara su anchura para suministrar un mínimo espacio libre de (450 mm) entre el exterior del rigidizador y el pasamano de la escalera, teniendo esto que ser aceptado por parte del comprador. Si la abertura es necesaria, esta debe de ser diseñada de forma similar a lo especificado en 3.9.6.3 para las vigas contraviento en cabeza, con la excepción de que solo una anchura necesaria de (450 mm), a través del rigidizador, sea prevista.

13.8.- EJEMPLO DE VIGA CONTRAVIENTO SUPERIOR Y VIGA CONTRAVIENTO INTERMEDIA

Tanque

Es un tanque sin techo cerrado, es decir sin techo o con techo flotante.
Al ser un tanque sin techo es necesario una Viga Contraviento en la Virola de cabeza de la Envolvente
Altura tanque H = 15m; Diámetro D =20 m
Espesor virola de cabeza t =5 mm

Viga Contraviento Superior

El Modulo de Sección de esta Viga Contraviento debe valer:

$Z = 0{,}0588\ D^2\ H_1 = 0{,}0588 \times 20^2 \times 15 = 352{,}8\ cm^3$

Z = Módulo de Sección necesario en cm^3

D = Diámetro del tanque en m = 20 m

H_1 = Altura de toda la envolvente en m =15 m

t = Espesor de la pared de la envolvente en la virola de cabeza en cm = 0,5

En el cálculo del Modulo necesario hay que contar con el valor del perfil que se escoja mas el que colaboradebido a la envolvente en una distancia de de *16 t*.

En la Tabla 13-1 Paara esta necesidad, en la columna 2 para espesor de pared de 5 mm se necesitán 2 ángulos del detalle (d) de la Fig. 13-1 de (155 x 105 x 10 mm)

LA VIGA-CONTRAVIENTO DE CABEZA DE ENVOLVENTE FORMADA POR 2L DE 200x 200x18 MM ESTA SITUADA A 16 x 18 = 288 MM DEL BORDE SUPERIOR DE LA ENVOLVENTE

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

Viga Contraviento Intermedia

VIROLA	Altura de cada Virola h m	Espesor de cada Virola t mm	Altura Transformada $h_{tr}=h\sqrt{\left(\frac{t_{superior}}{t}\right)^5}$ h_{tr} m
V-1 (Inferior)	1,00	18	$h_{tr\ 1}=1,00\sqrt{\left(\frac{5}{18}\right)^5}=$ 0,040 $h_{tr\ 1}=$ 0,040
V-2	2,00	16	$h_{tr\ 2}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{16}\right)^5}=$ 0,109 $h_{tr\ 2}=$ 0,109
V-3	2,00	14	$h_{tr\ 3}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{14}\right)^5}=$ 0,152 $h_{tr\ 3}=$ 0,152
V-4	2,00	12	$h_{tr\ 4}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{12}\right)^5}=$ 0,224 $h_{tr\ 4}=$ 0,224
V-5	2,00	10	$h_{tr\ 5}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{10}\right)^5}=$ 0,353 $h_{tr\ 5}=$ 0,353
V-6	2,00	10	$h_{tr\ 6}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{10}\right)^5}=0,353$ $h_{tr\ 6}=$ 0,487
V-7	2,00	8	$h_{tr\ 7}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{8}\right)^5}=0,617$ $h_{tr\ 7}=0,617$
V-8	2,00	6	$h_{tr\ 8}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{6}\right)^5}=1,27$ $h_{tr\ 8}=2,00$
V-9	2,00	6	$h_{tr\ 8}=2,00\sqrt{\left(\frac{5}{6}\right)^5}=1,27$ $h_{tr\ 8}=2,00$

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

V-10 (seperior)	2,00	5	h_{tr} 8 $=2{,}00\sqrt{\left(\frac{5}{5}\right)^5} = 2{,}00$ $h_{tr\,8} = 2{,}00$

Viga Contraviento Intermedia

Máxima altura sin rigidizar

$$H_1 = 9{,}47 \times t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3} = 9{,}47 \times 5 \sqrt{\left(\frac{5}{20}\right)^3} = 5{,}92 \text{ m}$$

$H_1 = 5{,}92$ m

$\Sigma h_{tr} = 1x2{,}00 + 2x1{,}27 + 1x0{,}617 + 2x0{,}353 + 1x\,0{,}224 + 1 \times 0{,}152 + 1 \times 0{,}109 + 1 \times 0{,}040 = 6{,}388$ m

Como $\Sigma h_{tr} = 6{,}388$m > $H_1 =$ = 5,944 m HACE FALTA VIGA CONTRAVIENTO QUE SE COLOCARA A LA MITAD DE LA ALTURA DE LA ENVOLVENTE TRANSFORMADA

Altura de la Envolvente transformada $H_{Transformada} = 6{,}388$ m

Altura desde el borde superior de la envolvente transformada hasta donde colocar la Viga Contraviento

$H_{VigaContra.Viento} = 0{,}5 \times 6{,}388 = 3{,}194$ m

En general, cuando el diámetro del tanque es mucho mayor que su altura, no suelen requerirse vigas contravientos intermedias.

Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

VIROLA	Altura real de cada Virola h m	Espesor real de cada Virola t mm	Altura transformada de cada virola h_{tr} m	Altura acumulada en envolvente transformada Σh_{tr} m	Posición de la mitad de la altura total en envolvente transformada H_{tr} =11,78
V-10	2,00	5	$h_{tr\ 10}$ = 2,00	Σ = 2,00	2,00
V-9	2,00	6	$h_{tr\ 9}$= 1,27	Σ= 3,27	3,27 2,00 < Hvcv < 3,27
V-8	2,00	6	$h_{tr\ 8}$ = 1.27	Σ= 4,54	
V-7	2,00	8	$h_{tr\ 7}$= 0,617	Σ= 5,157	
V-6	2,00	10	$h_{tr\ 6}$ = 0,353	Σ= 5,51	
V-5	2,00	10	$h_{tr\ 5}$ = 0,353	Σ= 5,863	
V-4	2,00	12	$h_{tr\ 4}$ = 0,224	Σ= 6,087	
V-3	2,00	14	$h_{tr\ 3}$ = 0,152	Σ= 6,239	
V-2	2,00	16	$h_{tr\ 2}$ = 0,109	Σ= 6,348	
V-1	1,00	18	$h_{tr\ 1}$ = 0,040	Σ= 6,388	

→ Se la en la V-9 del ideal
→ lo en la V-9 del real

Luego aunq a priori no necesitaba contravientos intermedios, sí que LA NECESITA

Viga Contraviento Intermedia

En la envolvente transformada la mitad de su altura es 3,194 m, lo cual esta en la 9ª Virola de la transformada y es donde hay que colocar la Viga Contraviento. En la envolvente original, la Viga Contraviento se situara también en la 9ª Virola.

En la 9º Virola de la envolvente transformada la Viga esta a 1,194 m del borde superior de esta virola, luego esta distancia hay que transformarla a la distancia que corresponde en la 9º virola original.

$$d_{tr9} = d_9 \sqrt{\left(\frac{t_{superior}}{t}\right)^5}\ ;\ d_{tr\ 9} = 1{,}194;\ d_9 = ?\ ;\ t_{superior} = 5;\ t_9 = 6;\ \text{luego}$$

$$d_9 = d_{tr\ 9} \sqrt{\left(\frac{t}{t_{superior}}\right)^5} = 1{,}194 \sqrt{\left(\frac{6}{5}\right)^5} = 1{,}883\ \text{m}$$

La Viga Contraviento se colocará en la virola real, a una altura del borde superior del tanque real de:

H_{VCV} = 2,00(Virola 10ª)+ 1,883 (Virola 9ª) = 3,883 metros del borde superior del tanque → en la real

$H_{VCV} = H_1$ =Altura dela Viga Contra Viento en m= 3,883

Esta viga contra viento dista del borde inferior de la virola 9º una distancia de d = 2,00 (altura de la virola)- 1,883 (posición de la viga en la virola) = 2,00-1,883 = 0,117 m = 117 mm.

Por el punto 3.9.7.5 la distancia mínima de la viga a una junta de soldadura horizontal no será menor de 150 mm.

Como d= 117 mm < 150 mm entonces la VCV hay que desplazarla 150 mm por debajo de la junta de soldadura, es decir se colocara a una altura del borde superior de la envolvente de

H'_1 = 3883 + 117 + 150= 4150 mm = 4,150 m estando colocada en la Virola 8º.

Pero como la altura sin rigidizar no puede ser superior a los 3,883 m y hay que colocar un aro en la parte superior de la envolvente que forma la VCV de cabeza, el cual se colocará del borde superior de la envolvente, a la distancia de

4150 mm-3883 mm = 267 mm

El primer aro de cabeza será colocado a 267 mm del borde superior de la envolvente

El segundo aro se colocara a una distancia del borde superior de d = 4150 mm

El módulo necesario del segundo aro es:

$Z = 0{,}05882\ D^2\ H_1$

$Z\ (cm^3) = 0{,}05882\ D^2H_1 = 0{,}05882 \times 20^2 \times 3{,}883 = 91{,}36\ cm^3$

D = Diámetro del Tanque en m = 20 m

H_1 = Distancia de la Viga Contra Viento al borde superior de la envolvente del tanque en m. = 3,883m

La Viga Contraviento Intermedia estará colocada en la 8ª virola de espesor t = 6 mm

Como t = 6 mm que en la Tabla 33-1 en la Columna 3 encontramos modulo Z = 95,37cm^3 que corresponde a un ángulo de 100x100x10 (colocado según el detalle (b) de la Fig 3-18)

LA VIGA CONTRAVIENTO INTERMEDIA FORMADA POR 1 L DE 100x100x10 MM SERA COLOCADA A UNA ALTURA H = 4150 MM DEL BORDE DE LA ENVOLVENTE

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

14.- PLATAFORMAS PASARELAS Y ESCALERAS

14.1.-PLATAFORMAS Y PASARELAS

Las Plataformas, pasarelas y escaleras deben de estar de acuerdo con las Tablas 14-1, Tabla 14-2 y Tabla 14-3

Tabla 14-1 REQUERIMIENTOS PARA PLATAFORMAS Y PASARELAS

1	Todas las partes en que se construyan serán metálicas
2	La mínima anchura en el nivel del suelo será de (610 mm)
3	El suelo debe de ser construido de tipo emparrillado y resbaladizo
4	La altura de la parte superior de las barandillas por encima del suelo deberá de ser de (1070 mm)
5	La mínima altura del rodapié será de (75 mm)
6	La máxima distancia entre la parte inferior del rodapié y el suelo será de (6 mm)
7	La altura de la mitad de la barandilla será la mitad de la distancia entre el techo de la pasarela y el borde superior de barandilla
8	La máxima separación entre los postes de la barandilla será de (2400 mm)
9	La estructura terminada debe de ser capaz de soportar cargas concentradas en movimiento con un valor de (454 Kg) (4450 N). La estructura del pasamano será capaz de soportar una carga de (91Kg) (890 N) aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto sobre la barandilla
10	Los pasamanos estarán en ambos lados de la plataforma, siendo interrumpida su colocación cuando sea necesario por la presencia de un acceso.
11	En las aberturas de los pasamanos, cualquier espacio de anchura mayor a (150 mm) entre la pared del tanque y la plataforma deberá tener suelo
12	La pasarela de un tanque que se extiende desde una parte del tanque a cualquier parte de un tanque adyacente, en el suelo o a otra estructura, deberá ser soportada de forma que tenga libertad de movimiento en las uniones de la pasarela. Estas deberán estar terminadas en una unión firme de la pasarela e un tanque y de juntas deslizantes en el punto de unión de la pasarela al otro tanque. Este método permite colocar un tanque que pueda ser afectado por una explosión sin que el otro tanque sufra daño

14.2.- ESCALERAS

Tabla 14-2 REQUERIMIENTOS PARA ESCALERAS

1	Todas las partes serán construidas con metal
2	La mínima anchura de la escalera será de (610 mm)
3	El máximo ángulo de la escalera con la horizontal será de 50º
4	La mínima anchura (huella) del escalón será de (200 mm). La suma de 2 veces la altura del escalón(contrahuella) más la huella, no será menor a (610 mm) ni mayor que (660 mm) . La altura de los escalones será constante a lo largo de toda la escalera
5	Los escalones serán construidos de rejilla o material no resbaladizo
6	La barandilla de la escalera estará unida al pasamano de la plataforma sin resalte, y la altura medida verticalmente de la barandilla entre el nivel de un peldaño al nivel superior del mismo peldaño estará comprendida entre (760 mm) y (860 mm)
7	La máxima distancia entre postes de sujeción de la barandilla a lo largo de la pendiente de la barandilla será de (2400 mm)
8	La estructura terminada será capaz de soportar cargas concentradas en movimiento de (454 Kg) (4500 N). La estructura del pasamano será capaz de soportar una carga de (91 Kg)(980 N) aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto sobre la barandilla
9	Las barandillas deberán colocarse a ambos lados de las escaleras rectas; también serán colocados a ambos lados de las escaleras circulares cuando el espacio libre entre la pared del tanque y el larguero de la escalera es mayor a 203 mm
10	Las escaleras circulares serán totalmente soportadas en la envolvente del tanque, y los extremos de arranque de los largueros que soportan la escalera serán anclados al suelo

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

Tabla 14-3 Relaciones del Alto, Ancho y ángulo de Inclinación en las Escaleras

Altura Escalón h mm	2 h +a = 610-611			2 h + a = 660-661		
	Ancho Escalón a mm	Angulo		Ancho Escalón a mm	Angulo	
		Grados	Minutos		Grados	Minutos
131	340	21	39	-	--	--
140	330	22	59	380	20	13
145	320	24	23	370	21	24
150	310	25	49	360	22	37
155	300	27	19	350	23	53
165	280	30	31	330	26	34
170	270	32	12	320	27	59
180	250	35	45	300	30	59
185	240	37	38	290	32	32
190	230	39	34	280	34	10
195	220	41	33	270	35	50
205	200	45	42	250	39	21
210	190	47	52	240	41	11
215	--	--	--	230	43	4
220	--	--	--	220	45	0
225	--	--	--	210	46	58

15 ABERTURAS

15.1.-ABERTURAS EN LA ENVOLVENTE

15.1.1.- Toda abertura en la envolvente que su medida sea mayor de NPS 2 pulgadas= 50 mm será reforzada.

No necesitan refuerzo las conexiones de tubería con diámetro menor a 3" = 80 mm cuando el espesor de la pared del tanque es menor a 9 mm

No necesitan refuerzo las conexiones las conexiones de tubería con diámetro menor a 2" = 80 mm cuando el espesor de la pared del tanque es meyor a 9 mm

Toda abertura que para una conexión en la envolvente requiera refuerzo (caso de tubuladuras, bocas-de hombre y aberturas de limpieza) será unida a la envolvente mediante soldadura con penetración total.

El área requerida en mm^2 de refuerzo en cualquier sección de las aberturas, no será menor que el producto del diámetro interior del agujero recortado en la envolvente más dos veces la corrosión, multiplicado por el máximo espesor requerido sin corrosión, considerando todas las cargas en las condiciones de diseño y de la prueba hidrostática, y todo ello multiplicado por el factor deficiencia de junta E, si la abertura pasa por una junta. Si no hay junta o esta es paralela a la sección de la abertura E = 1,00

Si la conexión no toca ninguna línea de soldadura en la pared del tanque

En todos los casos las aberturas estarán referidas a las dimensiones que resulten en las condiciones de corrosión..

15.1.2..-El refuerzo podrá ser suministrado siempre por una o cualquiera de las combinaciones siguientes:

a)-La Chapa de refuerzo

b)-La porción del cuello del accesorio que puede considerarse que sirve de refuerzo.

c)-El exceso de espesor de la chapa de la envolvente, (espesor nominal de la envolvente, menos la corrosión y menos el espesor requerido) es el que suministrara el refuerzo

d)-El material en el cuello de la conexión, usado como refuerzo, deberá de ser preferiblemente de la misma resistencia que el material de la envolvente, pero los materiales de inferior resistencia están permitidos considerarlos como refuerzo, cuando el material del cuello tiene el Limite Elástico y el Limite de Rotura, no menor que el 70% y 80% respectivamente del mínimo Limite Elástico y limite de Rotura de la chapa de la envolvente.

15.2.- LONGITUDES DE REFUERZO

15.2.1.- La máxima longitud del área de refuerzo será la mayor de los siguientes limites en cada lado del eje de la abertura, medida a lo largo de la superficie del tanque:

(CENTER LINE DE LA CONEXIÓN)

a).- Una distancia igual al diámetro de la abertura más las dos veces la corrosión (d + 2 c), a cada lado del eje de la abertura. En el caso de aberturas no circulares, será una distancia igual a la correspondiente dimensión neta que sustituye al diámetro. (elípticas)

(INTERNO)

b). – Una distancia igual al radio de la abertura mas la corrosión mas el espesor de la pared de la conexión mas el espesor de la pared del tanque, todo ello en condiciones corroídas. (r_n + c)+ (t_n –c) + (t_w –c) a cada lado

En el caso de una abertura no circular, una distancia igual que corresponde a la mitad de la cuerda que sustituye al radio de la abertura.

15.2.2 .-La máxima longitud del área de refuerzo que suministra la conexión medida en dirección perpendicular a la pared del tanque, aplicable para cualquiera de las superficies interior o exterior de la pared de la envolvente, o ambas, no será mayor que la menor de las siguientes distancias:

a). – Una distancia igual a 2,5 veces el espesor nominal de la pared del tanque menos la corrosión 2,5 (t_w – c)

b). – Una distancia igual a 2,5 veces el espesor nominal de la pared de la conexión menos la corrosión, más el espesor de cualquier refuerzo añadido en el interior o exterior de la pared del tanque menos la corrosión si el refuerzo considerado esta en el interior del tanque 2,5 (t_n – c) + t_p

15.3.ESPACIAMIENTO DE LAS SOLDADURAS EN LAS CONEXIONES

15.3.1.- Para no crear tensiones en las soldaduras de las chapas de la envolvente de espesor superior a 12,5mm, la mínima separación entre la junta de una conexión y la junta adyacente en la chapa de la envolvente es la dada por:

a).- El borde externo o el pie del filete de soldadura alrededor de una conexión, o alrededor del grueso periférico de una chapa insertada, o de la periferia de la chapa de refuerzo deberá estar separado de otra junta de soldadura al menos, el mayor de los valores de:

Ocho veces la dimensión de la soldadura o 250 mm desde la línea central de cualquier junta soldada a tope en la envolvente

b).-Las soldaduras alrededor del grueso periférico de una chapa insertada o alrededor de una chapa de refuerzo, estarán espaciada al menos la distancia mayor de:

Ocho veces la dimensión de la mayor soldadura o 150 mm a cualquier otra soldadura.

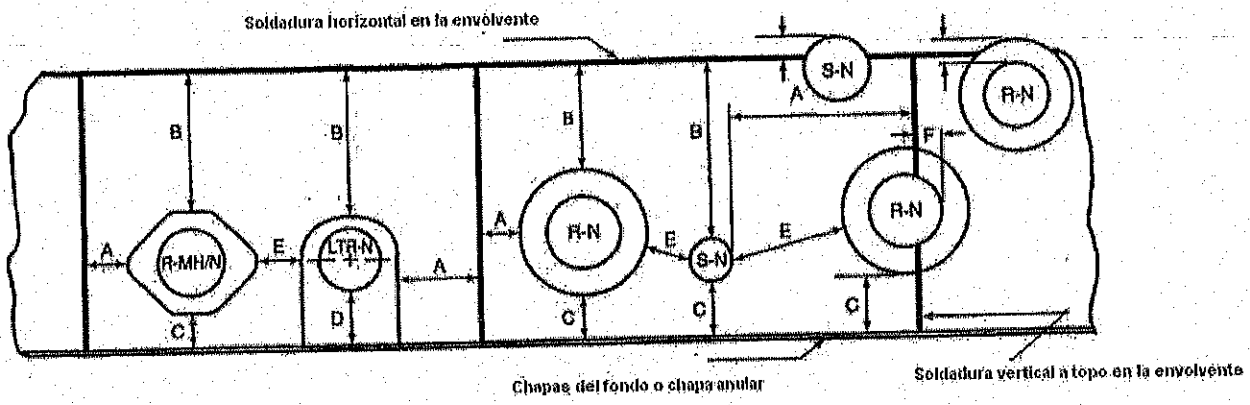
15.3.2.-Cuando previamente ha sido rebajada la tensión de una soldadura periférica, adyacente a una junta de la chapa de la envolvente, o cuando no ha sido rebajada la tensión en la soldadura de una chapa de espesor menor o igual a 12,5 mm, el espacio debe reducirse a 150 mm desde la junta vertical o al mayor valor de 75 mm o 2,5 veces el espesor de de la envolvente a una junta horizontal.

El espacio entre las soldaduras alrededor de la periferia de una chapa insertada o alrededor de una chapa de refuerzo será el mayor de 75 mm o 2,5 veces el espesor de la envolvente

15.3.3-Las reglas dadas en 15.3.1 y 15.3.2 son también aplicables a las juntas delfondo-envolvente a menos que,como una alternativa, la Inserción de una chapa o chapa de refuerzo extendida a la junta del fondo –envolvente y la intersecrte aproximadamente a 90º.

çUna mínima distancia de 75 mm debera ser mantenida entre el pie dela soldadura alrededor de la penetración no reforzada y el pie de la soldadura fondo-envolvente.

15.3.4- Por acuerdo entre propiedad y constructor ,aberturas circulares en la envolvente y chapas de refuerzo (si son usadas)pueden ser situadas en la env las juntas horizontales o verticales de la envolvente,soldadas a tope, previniendo que la mínima distancia de separación sea apropiada para el examen radiografico delas uniones soldadas en la envolvente.Las uniones soldadas en la envolvente serán radiografiadas al 100% en una longitud igual a 33 veces el diámetro de la abertura, pero las costuras soldadas existentes separadas no serán radiografiadas



DIMENSIONES A RESPETAR DE CONEXIONES A SOLDADURAS DE VIROLAS.

Nota:

R-MH/N = Abertura reforzada (boca de hombre o boquilla ccon refuerzo en forma de diamante ver Fig 3-4A y 3-5

LTR-N = Abertura con refuerzo tipo bajo (boquilla con chapa de refuerzo en forma de doble T Fig 3-5 detalle a y b)

R-N = Abertura con refuerzoi (boca de hombre o boquilla con chapa de refuerzo circular o chapa gruesa insertada Fig-3-5)

S-N = Abertura sin refuerzo boca de hombre o boquillainsertada en el interior de la envolvente Figura 3-4B





Variables		Referen	Minima distancia entre pies de soldaduras o entre centros de las lineas de soldadura (1) (3)						
Espesor de la envolvente t	Condición	Parrafo	A(2)	B(2)	C(2)	D(4)	E(2)	F(5)	G(5)
t≤12,5mm	Soldadura o PWHT	15.3.2 15.3.3 15.3.3 15.3.3 15.3.4 15.3.4	150 mm	75mm o 2,5t	75mm o 2,5t 75mm para S-N	Tabla 3-6	75mm o 2,5t	8t o 0,5r	8t
t >12,5 mm	Soldadura	15.3.1.a 15.3.1.b 15.3.3 15.3.3 15.3.3 15.3.4 15.3.4	8W o 250mm	8W o 250mm	8W o 250mm 75 mm para S-N	Tabla 3-6	8W o 150mm	8t o 0,5r	8t
t >12,5 mm	Soldadura	15.3.2 15.3.3 15.3.3 15.3.3 15.3.4 15.3.4	150mm	75mm o 2,5t	75mm o 2,5t 75mm para S-N	Tabla 3-6	75mm o 2,5t	8t o 0,5r	8t

Notas:

1)-SI se dan dos requerimientos, la separación es el mayor valor,excepto para las dimension F (Nota 5)

2)-t = Espesor de la envolvente. 8W = 8 veces la mayor dimenslónn de la soldadura en la chapa de refluerzo o la chapa insertada en la soldadura periferica(filetes o soldadura a tope)

3)-La separación =2,5 t del pie de el pie de la soldadura adyacente

4)- D = distancia de separación establecida para la mínima elevación para el tipo bajo de abertura reforzada Tabla 3-6 columna 9

5)- La opcion del propietario para permitir aberturas en la envolvente localizadas en soldadurea horizontales o verticales en la envolvente (figura 3-6)

t= espesor de la envolvente,

r = Radio de la abertura

La mínima separación para la dimensión F es el menor de 8t o 2,5t





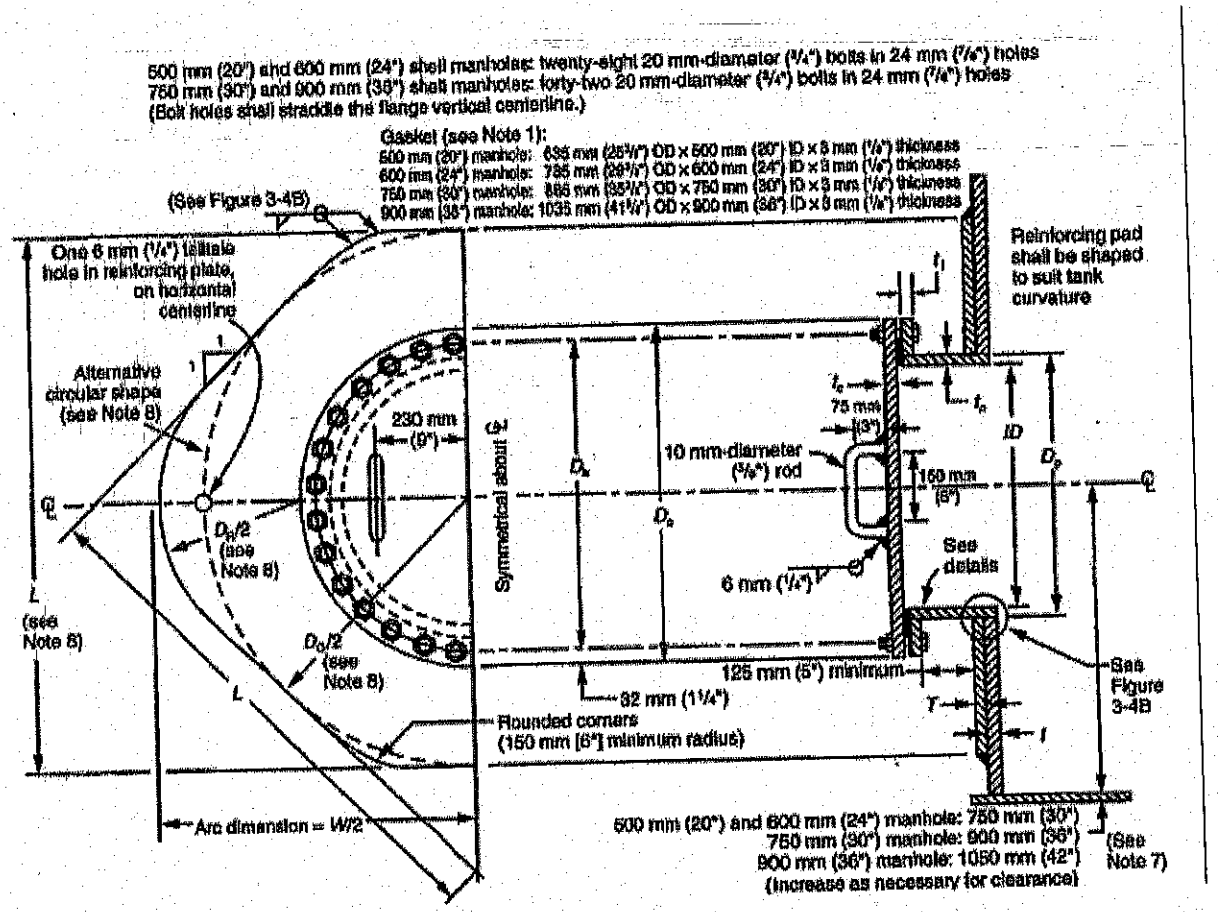
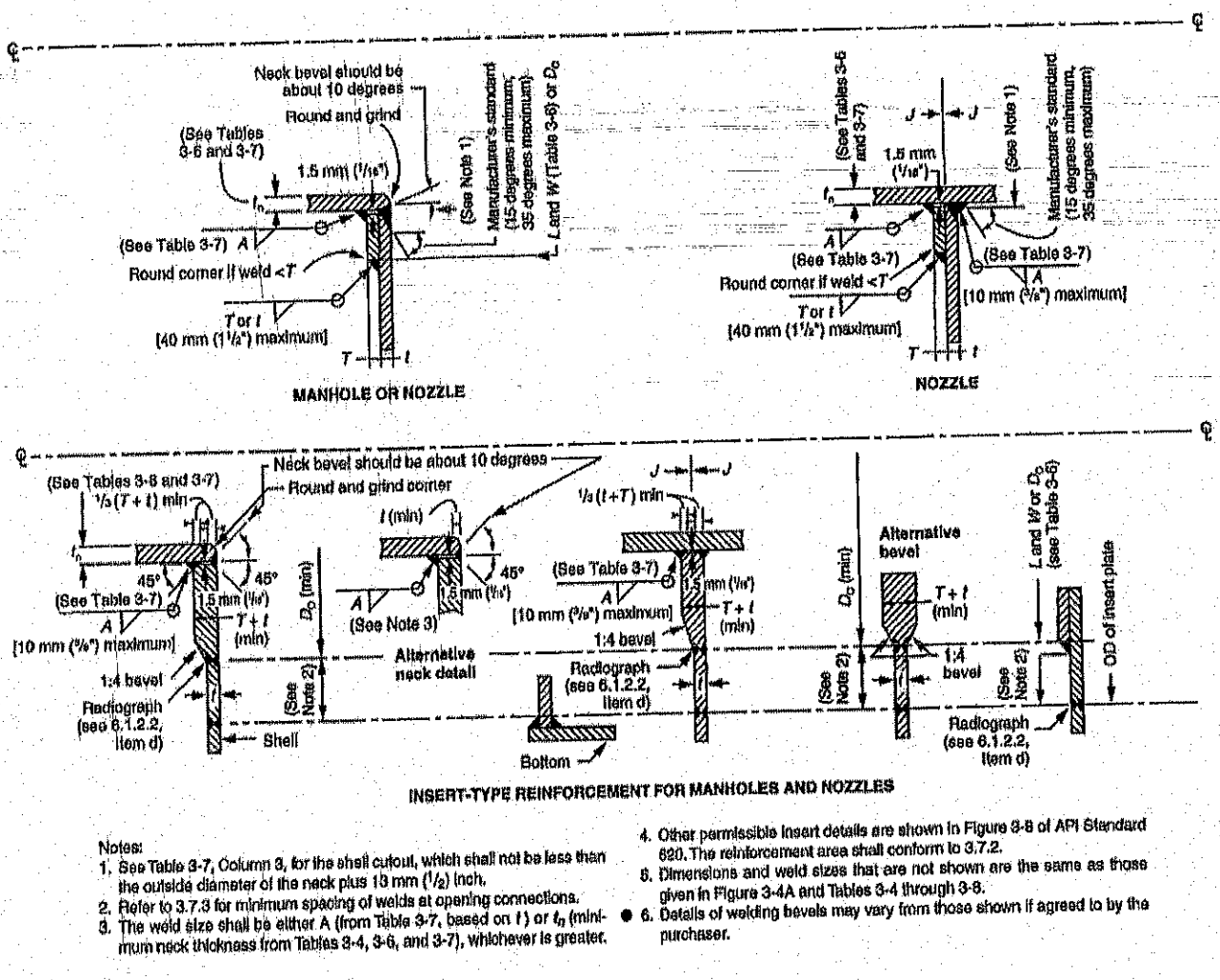
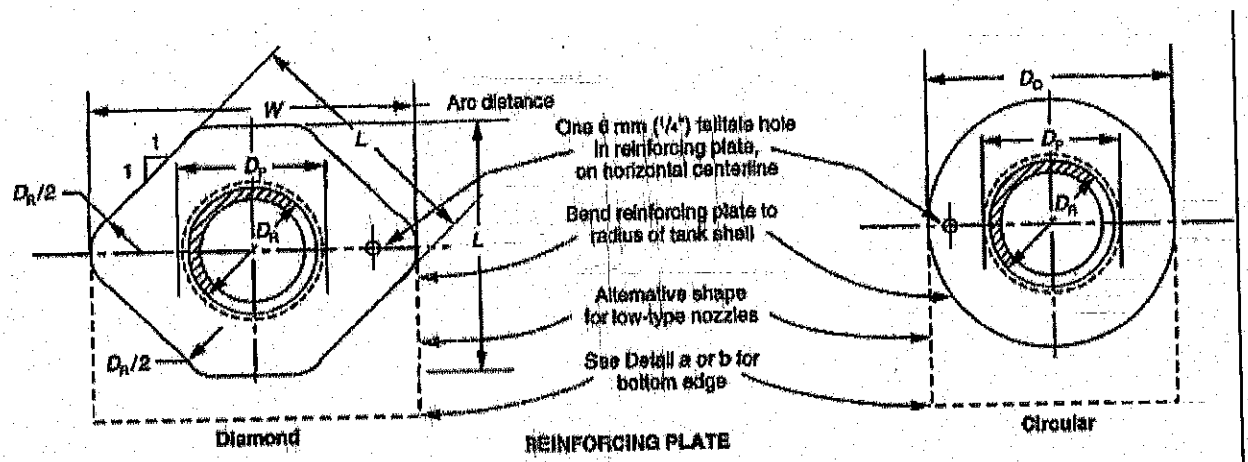


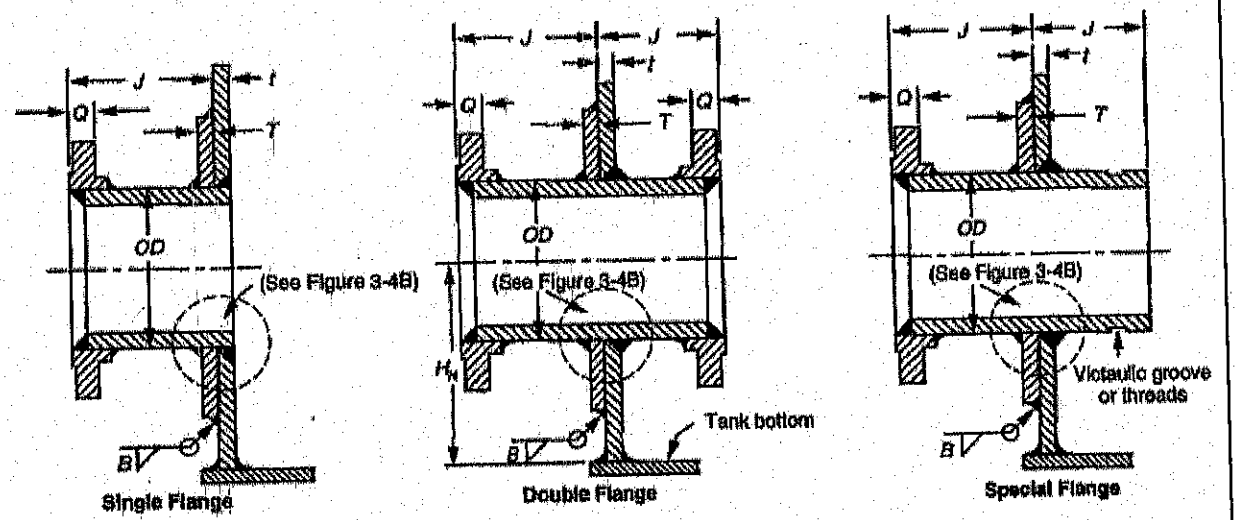
Figura 3-4ª Bocas de hombre en envolvente



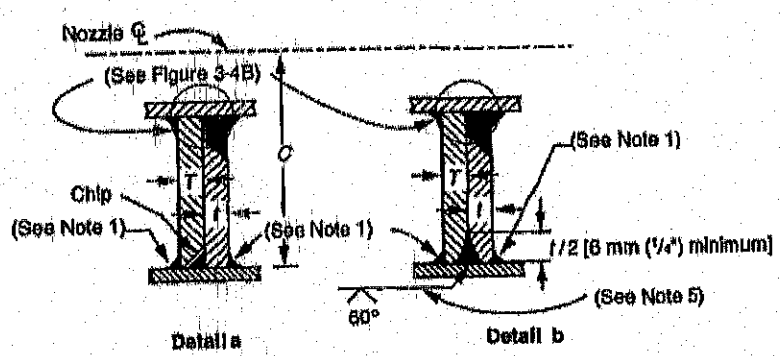
Notes:
1. See Table 3-7, Column 3, for the shell cutout, which shall not be less than the outside diameter of the neck plus 13 mm (1/2) inch.
2. Refer to 3.7.3 for minimum spacing of welds at opening connections.
3. The weld size shall be either A (from Table 3-7, based on t) or t_n (minimum neck thickness from Tables 3-4, 3-6, and 3-7), whichever is greater.
4. Other permissible insert details are shown in Figure 3-8 of API Standard 620. The reinforcement area shall conform to 3.7.2.
5. Dimensions and weld sizes that are not shown are the same as those given in Figure 3-4A and Tables 3-4 through 3-6.
6. Details of welding bevels may vary from those shown if agreed to by the purchaser.

Figura 3-4B Detalles de envolventes en Bocas de hombre y nozzles





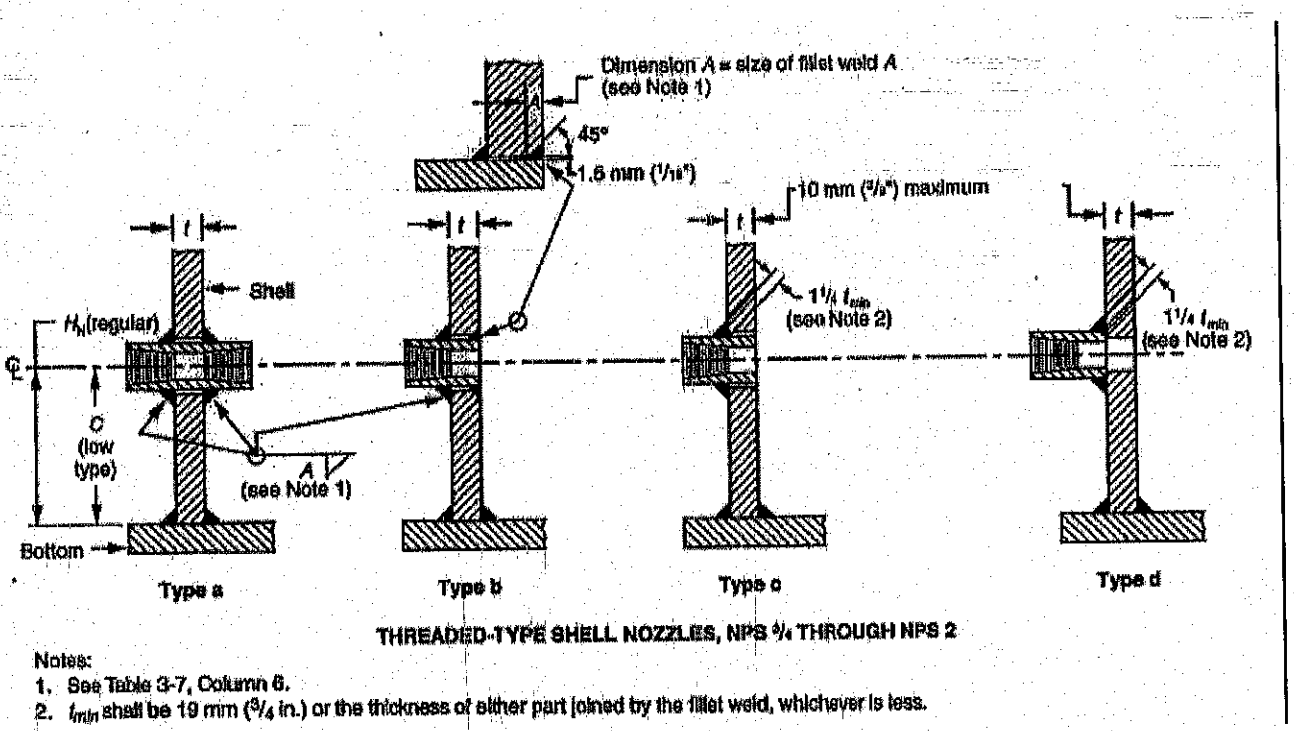
REGULAR-TYPE FLANGED NOZZLES, NPS 3 OR LARGER
(Bolt holes shall straddle flange centerlines)



LOW-TYPE FLANGED NOZZLES, NPS 3 OR LARGER
(Bolt holes shall straddle flange centerlines)

Notes:
1. See 3.1.5.7 for information on the size of welds.
2. See 3.8.8 for information on the couplings used in shell nozzles.
3. Nozzles NPS 3 or larger require reinforcement.
4. Details of welding bevels may vary from those shown if agreed to by the purchaser.
5. Shop weld not attached to bottom plate.

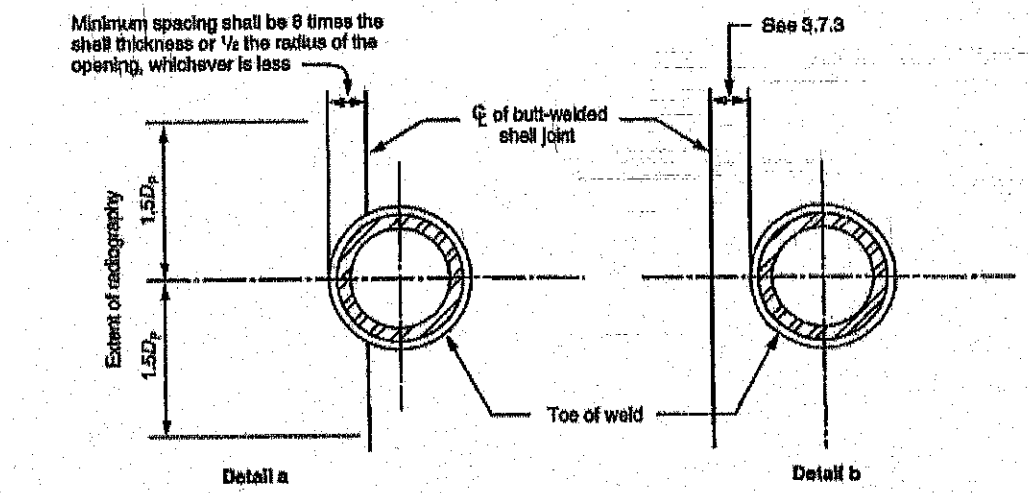
Figura 3-5 Envolventes en Nozzles



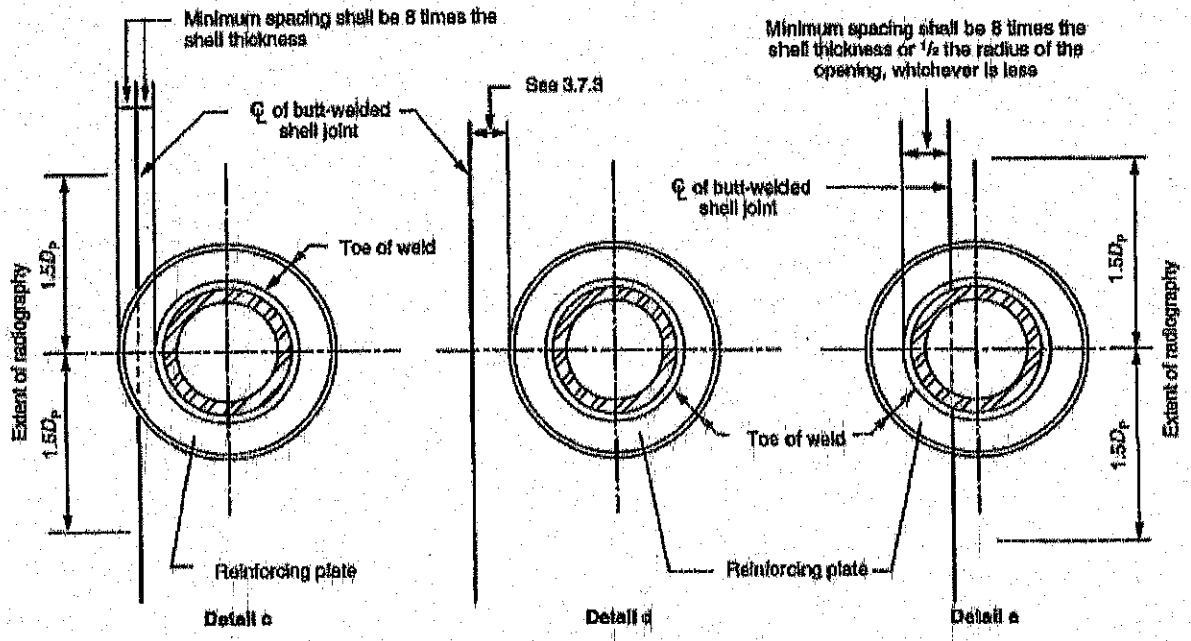
THREADED-TYPE SHELL NOZZLES, NPS ¾ THROUGH NPS 2

Notes:
1. See Table 3-7, Column 6.
2. t_{min} shall be 19 mm (¾ in.) or the thickness of either part joined by the fillet weld, whichever is less.

Figura 3-5 Envolventes en nozzles



PENETRATION WITHOUT REINFORCING PLATE



PENETRATION WITH REINFORCING PLATE

Note: D_p = diameter of opening.

Figura 3-6 Mínima separación de soldaduras y examenn radiografico de las exlstentes

Column 1 Manhole Diameter mm (in.)	Column 2 Bolt Circle Diameter D_b mm (in.)	Column 3 Cover Plate Diameter D_c mm (in.)
500 (20)	656 (26 1/4)	720 (28 3/4)
600 (24)	756 (30 1/4)	820 (32 3/4)
750 (30)	906 (36 1/4)	970 (38 3/4)
900 (36)	1056 (42 1/4)	1120 (44 3/4)

Note: See Figure 3-4A.

Tabla 3-5 Dimensiones del diámetro del circulo de pernos D_b y diámetro de la chapa de clerre D_C
para bocas de hombre en la envolvente

Table 3-3—Thickness of Shell Manhole Cover Plate and Bolting Flange

Column 1	Column 2	Column 3	Column 4	Column 5	Column 6	Column 7	Column 8	Column 9	Column 10
Max. Design Liquid Level m (ft) H	Equivalent Pressure[a] kPa (psi)	Minimum Thickness of Cover Plate[b] (t_c)				Minimum Thickness of Bolting Flange After Finishing[b] (t_f)			
		500 mm (20 in.) Manhole	600 mm (24 in.) Manhole	750 mm (30 in.) Manhole	900 mm (36 in.) Manhole	500 mm (20 in.) Manhole	600 mm (24 in.) Manhole	750 mm (30 in.) Manhole	900 mm (36 in.) Manhole
6.4 (21)	63 (9.1)	8 (5/16)	10 (3/8)	11 (7/16)	13 (1/2)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
8.2 (27)	80 (11.7)	10 (3/8)	11 (7/16)	13 (1/2)	14 (9/16)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)	11 (7/16)
9.8 (32)	96 (13.9)	10 (3/8)	11 (7/16)	14 (9/16)	16 (5/8)	6 (1/4)	8 (5/16)	11 (7/16)	13 (1/2)
12 (40)	118 (17.4)	11 (7/16)	13 (1/2)	16 (5/8)	18 (11/16)	8 (5/16)	10 (3/8)	13 (1/2)	14 (9/16)
14 (45)	137 (19.5)	13 (1/2)	14 (9/16)	16 (5/8)	19 (3/4)	10 (3/8)	11 (7/16)	13 (1/2)	16 (5/8)
16 (54)	157 (23.4)	13 (1/2)	14 (9/16)	18 (11/16)	21 (13/16)	10 (3/8)	11 (7/16)	14 (9/16)	18 (11/16)
20 (65)	196 (28.2)	14 (9/16)	16 (5/8)	19 (3/4)	22 (7/8)	11 (7/16)	13 (1/2)	16 (5/8)	19 (3/4)
23 (75)	226 (32.5)	16 (5/8)	18 (11/16)	21 (13/16)	24 (15/16)	12.5 (1/2)	14 (9/16)	18 (11/16)	21 (13/16)

[a]Equivalent pressure is based on water loading.
[b]For addition of corrosion allowance, see 3.7.5.2.
Note: See Figure 3-4A.

Table 3-4—Dimensions for Shell Manhole Neck Thickness

Thickness of Shell and Manhole Reinforcing Plate[a] t and T	Minimum Neck Thickness[b,c] t_n mm (in.)			
	For Manhole Diameter 500 mm (20 in.)	For Manhole Diameter 600 mm (24 in.)	For Manhole Diameter 750 mm (30 in.)	For Manhole Diameter 900 mm (36 in.)
5 (3/16)	5 (3/16)	5 (3/16)	5 (3/16)	5 (3/16)
6 (1/4)	6 (1/4)	6 (1/4)	6 (1/4)	6 (1/4)
8 (5/16)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	8 (5/16)
10 (3/8)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
11 (7/16)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
12.5 (1/2)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
14 (9/16)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
16 (5/8)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
18 (11/16)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
19 (3/4)	6 (1/4)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
21 (13/16)	8 (5/16)	6 (1/4)	8 (5/16)	10 (3/8)
22 (7/8)	10 (3/8)	8 (5/16)	8 (5/16)	10 (3/8)
24 (15/16)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)
25 (1)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)
27 (1 1/16)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)	11 (7/16)
28 (1 1/8)	13 (1/2)	13 (1/2)	13 (1/2)	13 (1/2)
30 (1 3/16)	14 (9/16)	14 (9/16)	14 (9/16)	14 (9/16)
32 (1 1/4)	16 (5/8)	14 (9/16)	14 (9/16)	14 (9/16)
33 (1 5/16)	16 (5/8)	16 (5/8)	16 (5/8)	16 (5/8)
34 (1 3/8)	17 (11/16)	16 (5/8)	16 (5/8)	16 (5/8)
36 (1 7/16)	17 (11/16)	17 (11/16)	17 (11/16)	17 (11/16)
40 (1 1/2)	19 (3/4)	19 (3/4)	19 (3/4)	19 (3/4)

[a]If a shell plate thicker than required is used for the product and hydrostatic loading (see 3.6), the excess shell-plate thickness, within a vertical distance both above and below the centerline of the hole in the tank shell plate equal to the vertical dimension of the hole in the tank shell plate, may be considered as reinforcement, and the thickness T of the manhole reinforcing plate may be decreased accordingly. In such cases, the reinforcement and the attachment welding shall conform to the design limits for reinforcement of shell openings specified in 3.7.2.
[b]Reinforcement shall be added if the neck thickness is less than that shown in the column. The minimum neck thickness shall be the thickness of the shell plate or the allowable finished thickness of the bolting flange (see Table 3-3), whichever is thinner, but in no case shall the neck in a built-up manhole be thinner than the thicknesses given. If the neck thickness on a built-up manhole is greater than the required minimum, the manhole reinforcing plate may be decreased accordingly within the limits specified in 3.7.2.
[c]For addition of corrosion allowance, see 3.7.5.2.

Table 3-6—Dimensions for Shell Nozzles [mm (in.)]

Column 1	Column 2	Column 3	Column 4	Column 5	Column 6	Column 7[c]	Column 8[c]	Column 9[c]
NPS (Size of Nozzle)	Outside Diameter of Pipe	Nominal Thickness of Flanged Nozzle Pipe Wall[a,h] t_n	Diameter of Hole in Reinforcing Plate D_R	Length of Side of Reinforcing Plate[b] or Diameter $L = D_p$	Width of Reinforcing Plate W	Minimum Distance from Shell to Flange Face J	Minimum Distance from Bottom of Tank to Center of Nozzle	
							Regular Type[d] H_N	Low Type C
				Flanged Fittings				
48	1219.2 (48)	e	1222 (48 1/8)	2455 (96 3/4)	2970 (117)	400 (16)	1325 (52)	1230 (48 3/8)
46	1168.4 (46)	e	1172 (46 1/8)	2355 (92 3/4)	2845 (112)	400 (16)	1275 (50)	1180 (46 3/8)
44	1117.6 (44)	e	1121 (44 1/8)	2255 (88 3/4)	2725 (107 1/4)	375 (15)	1225 (48)	1125 (44 3/8)
42	1066.8 (42)	e	1070 (42 1/8)	2155 (84 3/4)	2605 (102 1/2)	375 (15)	1175 (46)	1075 (42 3/8)
40	1016 (40)	e	1019 (40 1/8)	2050 (80 3/4)	2485 (97 3/4)	375 (15)	1125 (44)	1025 (40 3/8)
38	965.2 (38)	e	968 (38 1/8)	1950 (76 3/4)	2355 (92 3/4)	350 (14)	1075 (42)	975 (38 3/8)
36	914.4 (36)	e	918 (36 1/8)	1850 (72 3/4)	2235 (88)	350 (14)	1025 (40)	925 (36 3/8)
34	863.6 (34)	e	867 (34 1/8)	1745 (68 3/4)	2115 (83 1/4)	325 (13)	975 (38)	875 (34 3/8)
32	812.8 (32)	e	816 (32 1/8)	1645 (64 3/4)	1995 (78 1/2)	325 (13)	925 (36)	820 (32 3/8)
30	762.0 (30)	e	765 (30 1/8)	1545 (60 3/4)	1865 (73 1/2)	300 (12)	875 (34)	770 (30 3/8)
28	711.2 (28)	e	714 (28 1/8)	1440 (56 3/4)	1745 (68 3/4)	300 (12)	825 (32)	720 (28 3/8)
26	660.4 (26)	e	664 (26 1/8)	1340 (52 3/4)	1625 (64)	300 (12)	750 (30)	670 (26 3/8)
24	609.6 (24)	12.7 (0.50)	613 (24 1/8)	1255 (49 1/2)	1525 (60)	300 (12)	700 (28)	630 (24 3/4)
22	558.8 (22)	12.7 (0.50)	562 (22 1/8)	1155 (45 1/2)	1405 (55 1/4)	275 (11)	650 (26)	580 (22 3/4)
20	508.0 (20)	12.7 (0.50)	511 (20 1/8)	1055 (41 1/2)	1285 (50 1/2)	275 (11)	600 (24)	525 (20 3/4)
18	457.2 (18)	12.7 (0.50)	460 (18 1/8)	950 (37 1/2)	1160 (45 3/4)	250 (10)	550 (22)	475 (18 3/4)
16	406.4 (16)	12.7 (0.50)	410 (16 1/8)	850 (33 1/2)	1035 (40 3/4)	250 (10)	500 (20)	425 (16 3/4)
14	355.6 (14)	12.7 (0.50)	359 (14 1/8)	750 (29 1/2)	915 (36)	250 (10)	450 (18)	375 (14 3/4)
12	323.8 (12 3/4)	12.7 (0.50)	327 (12 7/8)	685 (27)	840 (33)	225 (9)	425 (17)	345 (13 1/2)
10	273.0 (10 3/4)	12.7 (0.50)	276 (10 7/8)	585 (23)	720 (28 1/4)	225 (9)	375 (15)	290 (11 1/2)
8	219.1 (8 5/8)	12.7 (0.50)	222 (8 3/4)	485 (19)	590 (23 1/4)	200 (8)	325 (13)	240 (9 1/2)
6	168.3 (6 5/8)	10.97 (0.432)	171 (6 3/4)	400 (15 3/4)	495 (19 1/2)	200 (8)	275 (11)	200 (7 7/8)
4	114.3 (4 1/2)	8.56 (0.337)	117 (4 5/8)	305 (12)	385 (15 1/4)	175 (7)	225 (9)	150 (6)
3	88.9 (3 1/2)	7.62 (0.300)	92 (3 5/8)	265 (10 1/2)	345 (13 1/2)	175 (7)	200 (8)	135 (5 1/4)
2[f]	60.3 (2 3/8)	5.54 (0.218)	63 (2 1/2)	—	—	150 (6)	175 (7)	↓
1 1/2[f]	48.3 (1.90)	5.08 (0.200)	51 (2)	—	—	150 (6)	150 (6)	↓
				Threaded Fittings				
3[g]	108.0 (4.250)	Coupling	111.1 (4 3/8)	285 (11 1/4)	360 (14 1/4)	—	225 (9)	145 (5 5/8)
2[f]	76.2 (3.000)	Coupling	79.4 (3 1/8)	—	—	—	175 (7)	↓
1 1/2[f]	63.5 (2.500)	Coupling	66.7 (2 5/8)	—	—	—	150 (6)	↓
1[f]	44.5 (1.750)	Coupling	47.6 (1 7/8)	—	—	—	125 (5)	↓
3/4[f]	35.0 (1.375)	Coupling	38.1 (1 1/2)	—	—	—	100 (4)	↓

[a] For extra-strong pipe, refer to ASTM A 53 or A 106 for other wall thicknesses; however, piping material must conform to 2.5.
[b] The width of the shell plate shall be sufficient to contain the reinforcing plate and to provide clearance from the girth joint of the shell course.
[c] Unless otherwise specified by the purchaser, the nozzle shall be located at the minimum distance but shall also meet the weld spacing requirements of 3.7.3.
[d] The H_N dimensions given in this table are for Appendix A tank designs only; refer to 3.7.3 to determine minimum H_N for basic tank designs.
[e] See Table 3-7, Column 2.
[f] Flanged nozzles and threaded nozzles in pipe sizes NPS 2 or smaller do not require reinforcing plates. D_R will be the diameter of the hole in the shell plate, and Weld A will be as specified in Table 3-7, Column 6. Reinforcing plates may be used if desired.
[g] A threaded nozzle in an NPS 3 requires reinforcement.
[h] Any specified corrosion allowance shall, by agreement between the purchaser and the manufacturer, be added to either the nominal thickness shown or the minimum calculated thickness required for pressure head and mechanical strength. In no case shall the thickness provided be less than the nominal thickness shown.
[i] Refer to 3.7.3.
Note: See Figure 3-5.

Tabla 3-6 Dimensiones para envolventes de Nozzles

15.4.- FORMA DE LAS CONEXIONES SIN Y CON REFUERZO

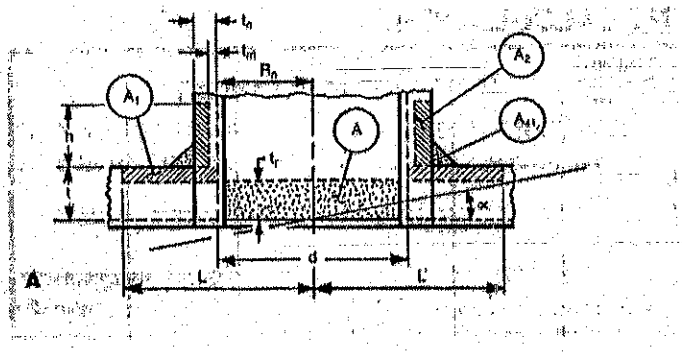


Figura 15.4-a Conexión sin refuerzo ni prolongación de la conexión hacia el interior

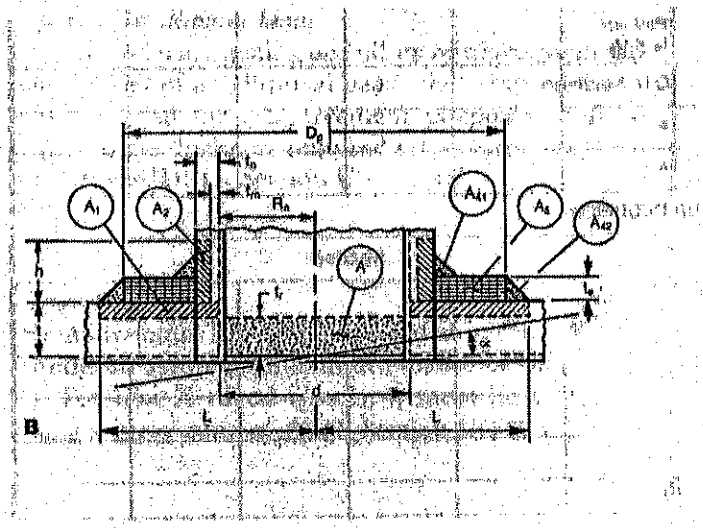


Figura 15.4-b Conexión con refuerzo sin prolongación de la conexión hacia el interior del tanque

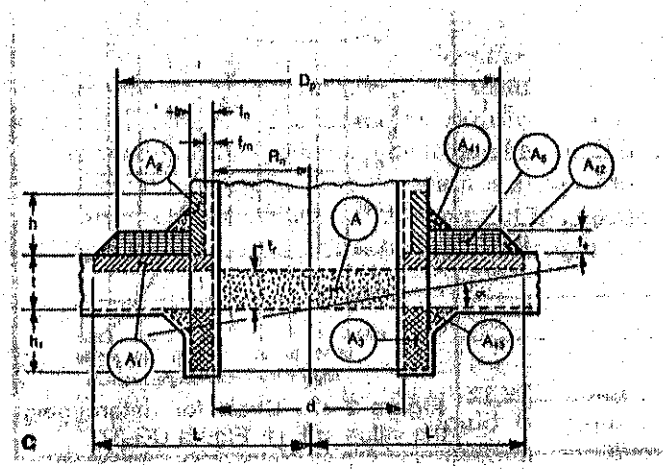


Figura 15.4-c Conexión con chapa de refuerzo y prolongación de la conexión en el interior

15.5. -MINIMO ESPESOR DE LAS SOLDADURAS EN LAS CONEXIONES

a.- Cuando el espesor de la más delgada de las dos partes unidas es menor o igual a 19 mm, excluida la corrosión, las dimensiones de la soldadura no serán menores que las requeridas en la Figuras 15.5

b. – Cuando el espesor de ambas partes es mayor que 19 mm, excluida la corrosión, las dimensiones de la soldadura no serán menores que lo indicado en las Figura 15.5 usando el valor de 19 mm de para t_{min}.

15.5.1.- Relación de espesores

a).- t_{min}

t_{min} = el menor de los valores de 19 mm o de los espesores nominales s que se unen y que pueden ser
a) - Si se une una envolvente y una placa de refuerzo siendo el espesor de la envolvente –t_w- y el de la placa de refuerzo -t_p- en mm b) - Si se unen la pared de la conexión exterior y una placa de refuerzo, son los espesores de la conexión sin corrosión -t_n - o el de la placa de refuerzo - t_p-

b).- t_1 y t_2

t_1 o t_2 = Valor no menor de 6mm o de 0,7 t_{min}; la suma de t_1 + t_2 no será menor de 1,25 t_{min}(ver Fig 15-d; Fig 15-e_1 Fig 15-e_2 y Fig 15-f)
t_1 = Espesor del filete de soldadura entre la pared de la envolvente y pared de la conexión en exterior t_2 = Espesor del filete de soldadura entre la pared de la envolvente y pared de la conexión en interior t_2 + c = Espesor de la ranura de soldadura entre la pared de la envolvente y pared de la conexión)Fig 15-d,e_1; e_2 y f

c).- t_3

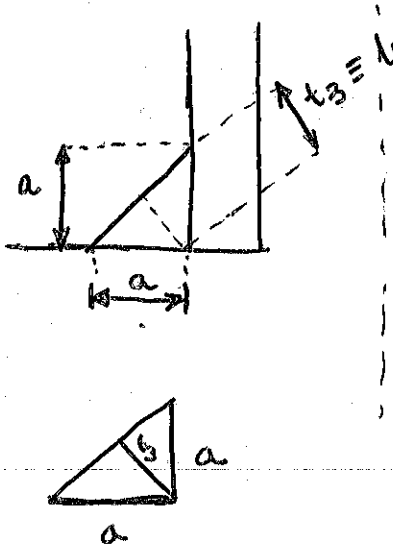
t_3 = El menor valor de 6 mm o de 0,7(t_m -c). Es el espesor del filete de soldadura entre la pared de la conexión en el exterior y la chapa de refuerzo (sí la hay) (Fig. 15.-a,b,c,g,h,j,l,m,n) en mm
t_3 + c = Espesor del filete de soldadura entre la pared de la conexión en el interior y la pared de la envolvente (Fig. 15-f y k)

d).- t_4

t_4 = Valor no menor que 0,5 t_{min} (Espesor del filete de soldadura entre la chapa de la envolvente y la chapa de refuerzo en mm (Fig.15-i; j; k; l; m; n; p; q y r))
t_4 +c = Valor del filete de soldadura entre la envolvente y la chapa de refuerzo en el interior de la envolvente (Fig. 15-n)

e).-t_5

t_5 = Valor no menor que 0,7 t_{min} (Espesor del filete de soldadura entre la pared de la conexión y la chapa de refuerzo (Fig. 15.-k; l; n) en mm
t_5 +c = Valor no menor que 0,7 t_{min} +c (Espesor del filete de soldadura en Fig. 15-l, j; l y n)



$A_{\Delta 1} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot a = \frac{1}{2} a^2 = \frac{1}{2} (\sqrt{2}\, t_3)^2 = t_3^2$ → por ello ASME dice que el área de ese triángulo es $(leg)^2$

$\cos 45 = \frac{\sqrt{2}}{2} = \frac{t_3}{a}$; $a = \frac{t_3}{(\sqrt{2}/2)} = \sqrt{2}\, t_3$

(distintos tipos que pueden presentarse).

Conexión con prolongación interior sin chapa de refuerzo

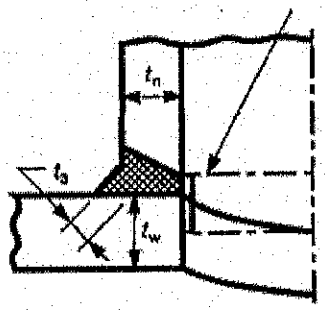
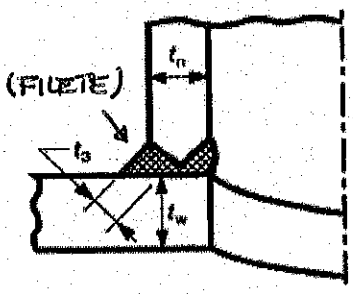


Figura 15-a



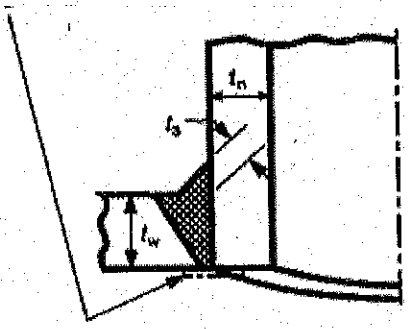
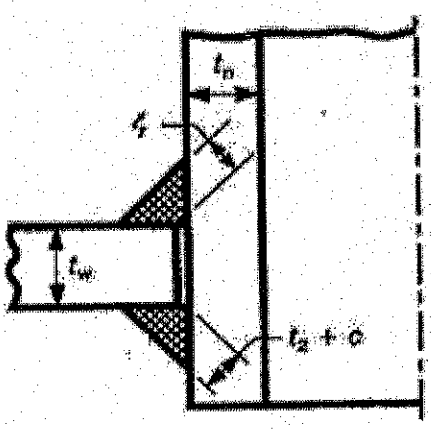
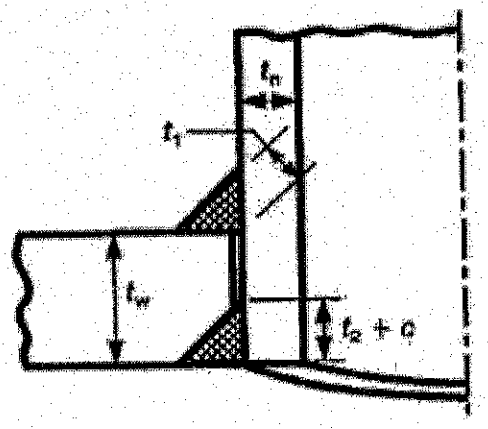


Figura 15-b

Figura 15-c

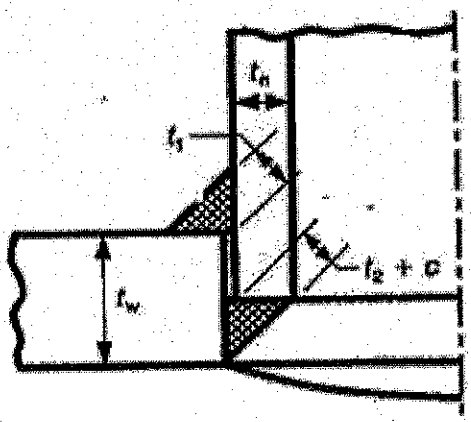


Figura

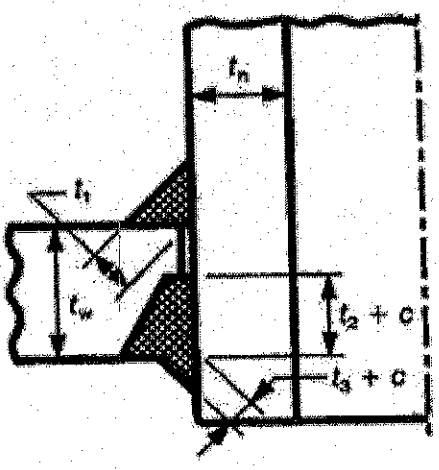


15-d

Figura 15-e_1



Figura



15- e_2

Figura 15-f

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

En las figuras 15-d; 15-e_1 ; 15-e_2 y 15-f : t_1 o t_2 no menores que 0,7 t_{min} o 6 mm

$$t_1 + t_2 = 1{,}25\ t_{min}$$

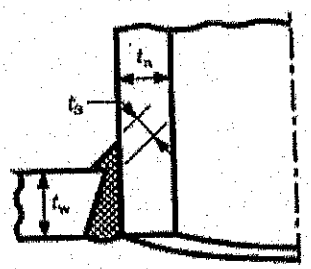
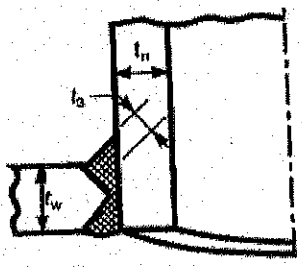


Figura 15-g



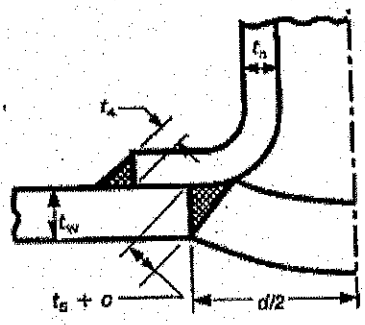
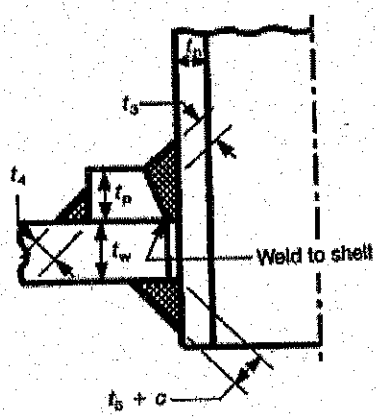
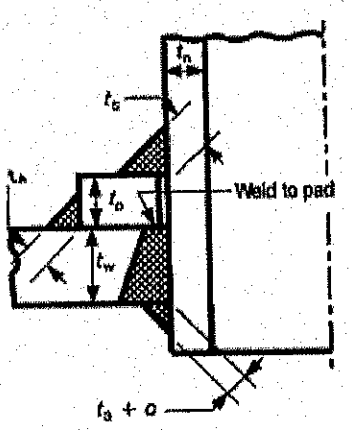


Figura 15-h

Figura 15-i





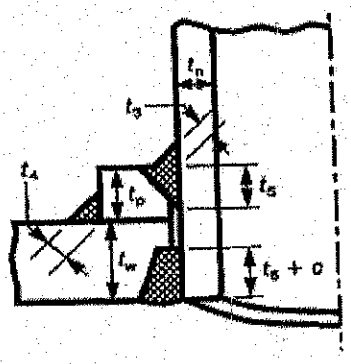


Figura 15-j

Figura 15-k

Figura 15-l

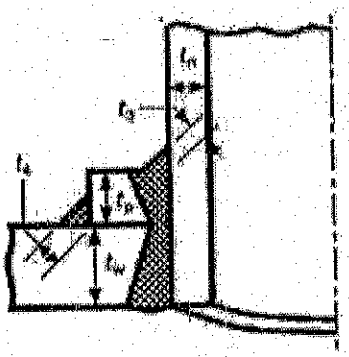


Figura 15-m

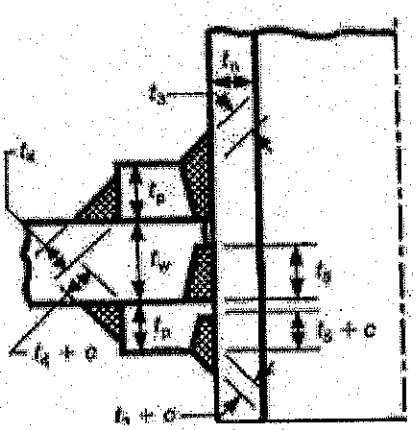


Figura 15-o

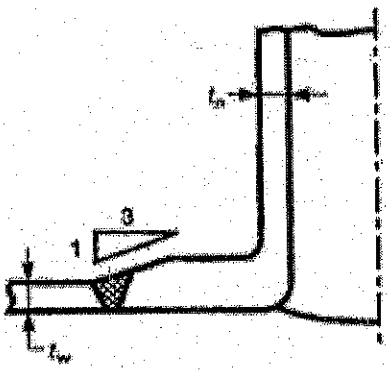


Figura 15-n

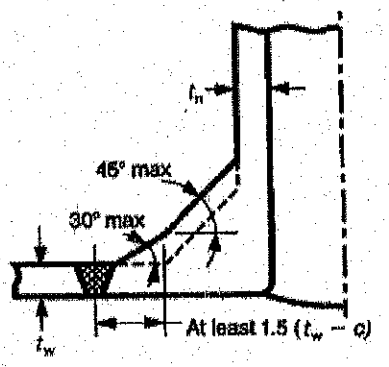


Figura 15-O_2

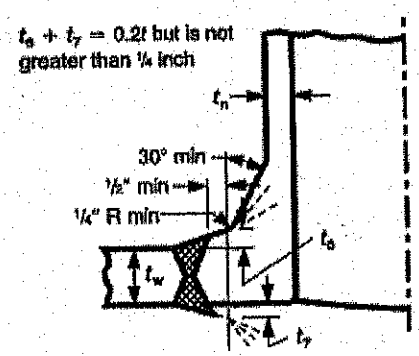


Figura 15-O_4

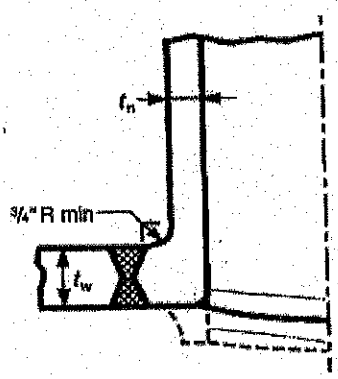


Figura 15-O_3

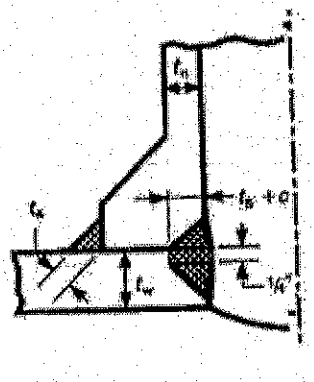


Figura 15-p

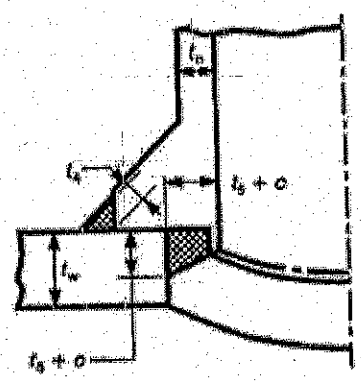


Figura 15-q

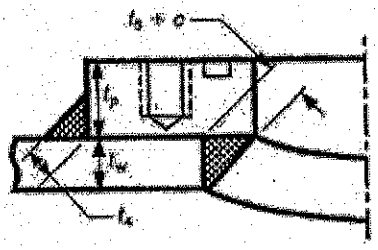


Figura 15-r

otro metodo de conexion aceptado

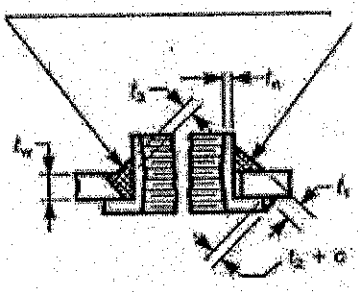


Figura 15- s_1

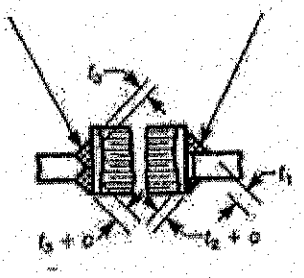


Figura 15-s_2

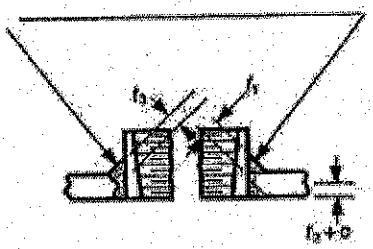


Figura 15-t_1

Figura 15-t_2

Figura 15-u_1

figura 15-u_2

15.6.- NOTACIONES Y FORMULAS PARA LOS CALCULOS DE CONEXIONES

15.6.1.-Notaciones

t_w = Espesor nominal de la pared envolvente con la corrosión en mm

t_r = Espesor requerido en la envolvente en el centro de la abertura sin corrosión en mm

t_n = Espesor nominal de la pared de la conexión con la corrosión en cm

t_{rn} = Espesor requerido en la pared del cuello de la conexión sin corrosión en mm

t_p = Espesor de la chapa de refuerzo con la corrosión en mm

d = Diámetro interior de la conexión + 2 c en mm

c = Corrosión admisible en mm

h = Altura del cuello superior de la conexión que colabora a reforzar en mm

h_1 = Altura del cuello de la conexión en su prolongación dentro de la envolvente que colabora a reforzar en mm

A_r = Area necesaria a sustituir en cm^2

A_1 = Area de la envolvente que colabora por exceso de espesor en la envolvente en mm^2

A_2 = Area del cuello de la conexión que colabora por exceso de espesor en la conexión en mm^2

A_3 = Area del cuello de la conexión en la prolongación interior que colabora en mm^2

A_{41} A_{42} y A_{43} = Area de las soldaduras que colaboran a reforzar en mm^2

A_{41} = Area de refuerzo en la soldadura interior entre la pared de la conexión en el exterior y la chapa de refuerzo. en mm^2

A_{42} = Area de refuerzo en la soldadura exterior entre la chapa de refuerzo y la pared del tanque en mm^2

A_{43} = Area de refuerzo en la soldadura interior entre la pared de la conexión en el interior (si la hay) y la pared del tanque en mm^2

A_5 = Area de la chapa de refuerzo en mm^2

15.6.2.- Formulas

Espesores necesarios

Espesor requerido en la Envolvente del Tanque

$$t_r = \frac{4{,}9\,D(H-0.3)G}{S_d E}$$

Espesor requerido en la pared de la conexión

$$t_{rn} = \frac{Pr}{SE}$$

Longitudes

Longitud Limite del Refuerzo paralelo a la pared del tanque - L –

L = la mayor de	$(d + 2c)$
	$(r_n + c) + (t_w + c) + (t_n + c)$

(una u otra)

L = Longitud limite del refuerzo en (mm)
d = Diámetro interior de la conexión en (mm)
t_w = Espesor nominal de la pared del tanque en (mm)
r_n = Radio interior de la conexión en (mm)
t_n = Espesor nominal de la pared de la conexión en (mm)

Longitud de la pared de la conexión en el exterior de la envolvente que refuerza – h-

h = la menor de	$2{,}5\,(t_w - c)$
	$2{,}5\,(t_n - c) + t_p$

h = Longitud de la abertura en el exterior en de la pared del tanque en (mm)
t_w = Espesor nominal de la pared del tanque en (mm)
t_n = Espesor nominal de la pared de la conexión en (cm)
t_p = Espesor de la chapa de refuerzo en (mm)
c = Espesor de corrosión en (mm)

Longitud de la pared de la conexión en el interior de la envolvente que refuerza – h_i -

$$h_i = 2{,}5\,(t_w - c)$$

h_i = Longitud de la abertura en el interior de la pared del tanque en (mm)
t_w = Espesor nominal de la pared del tanque en (mm)
c = Espesor de corrosión en (mm)

Diámetro de la chapa de refuerzo- D_p -

$$D_p = \frac{A_r - \Sigma(\text{Areas que refuerzan})}{t_p} + d + 2t_n$$

Areas

Area requerida de refuerzo - A_r -

$$A_r = (d + 2c)\, t_r\, E$$

A_r = Area requerida a reforzar en (mm^2)
d = Diámetro interior de la conexión en (mm)
t_r = Espesor requerido en la pared del tanque sin corrosión en (mm)
c = Corrosión admisible en (mm)
E = Eficiencia de junta de soldadura; E = 1,00 si la abertura no corta a ninguna junta o cuando parte de la abertura pasa a completamente una junta que es aproximadamente paralela a la sección transversal considerada

Area de refuerzo que suministra el exceso de espesor en la pared del tanque - A_1 -

$$A_1 = (d + 2\,c)\,[(t_w - c) - t_r)]$$

A_1 = Area de refuerzo suministrada por exceso de espesor en la envolvente en (mm^2)
d= Diámetro interior de la conexión en (mm)
t_r = Espesor requerido en la pared del tanque sin corrosión en (mm)
t_w = Espesor nominal de la pared del tanque en (mm)
c = Corrosión admisible en (mm)

Area de refuerzo que suministra el exceso de espesor en la pared de la conexión - A_2 -y-A_3 -

a).- Caso de prolongación hacia el exterior de la envolvente

$$A_2 = 2\,h\,[(t_n - c) - t_{rn})]$$

A_2 = Area de refuerzo suministrada por exceso de espesor en la conexión en (mm^2)
t_n = Espesor nominal en la pared de la conexión en (mm)
t_{rn} = Espesor requerido en la pared de la conexión sin corrosión en (mm)
c = Corrosión admisible en (mm)
h = Longitud de la pared de la conexión en el exterior de la pared del tanque que colabora al refuerzo en (mm)

a).- Caso de prolongación hacia el interior de la envolvente

$$A_3 = 2\, h_1\, (t_n - c)$$

A_3 = Area de refuerzo suministrada por exceso de espesor en la conexión en (mm^2)
t_n = Espesor nominal en la pared de la conexión (mm)
h_1 = Longitud de la pared de la conexión en el interior de l pared del tanque que colabora al refuerzo en (mm)

Area de refuerzo suministrada por la chapa de refuerzo – A_5 -

$A_5 \geq A_r - \Sigma$ (Areas que refuerzan)
Sin sobrepasar el limite de refuerzo

Area de refuerzo suministradas por las soldadura – A_{41} – A_{42} y A_{43}. (Ver Figuras en Pag. -81)

Area A_{41}

a).- Area del filete de la soldadura entre la pared de la conexión y la pared del tanque en el exterior
(sin chapa de refuerzo)

$$2A_{41} = 2\, t^2_1$$

b).- Area del filete de la soldadura interior, entre la pared de la conexión y la chapa de refuerzo en el exterior
(con chapa de refuerzo)

$2\, A_{41} = 2\, t^2_5$;
o también
$2\, A_{41} = 2\, t^2_3$

Area A_{42}
Area del filete exterior de soldadura entre la chapa de refuerzo y la envolvente

$$2\, A_{42} = 2\, t^2_4$$

Area A_{43}

Area del filete interior de soldadura entre la chapa de la envolvente y la prolongación interior de la conexión

$$2 A_{43} = 2 t^2_5$$

RESUMEN

SI $A_1 + A_2 + A_3 + A_{41} \geq A_r$ NO HACE FALTE PLACA DE REFUERZO

SI $A_1 + A_2 + A_3 + A_{41} + A_{42} + A_{43} \leq A_r$ HACE FALTA PLACA DE REFUERZO DE AREA= A_5

$A_5 \geq A_r - (A_1 + A_2 + A_3 + A_{41} + A_{42} + A_{43})$ PERO SIN SOBREPASR EL LIMITE DE REFUERZO

15.7.- BOCAS DE HOMBRE EN LA ENVOLVENTE

La chapa de refuerzo de la boca de hombre o cada segmento de la chapa si no esta construida de una pieza, deberán estar provistas con un agujero de 6 mm de diámetro, para la detección del goteo a través de la soldadura. Cada agujero, será localizado en la línea horizontal central, y abierto a la atmósfera..

Las bocas de hombre pueden ser formadas por prensa o ser construidas mediante soldadura.

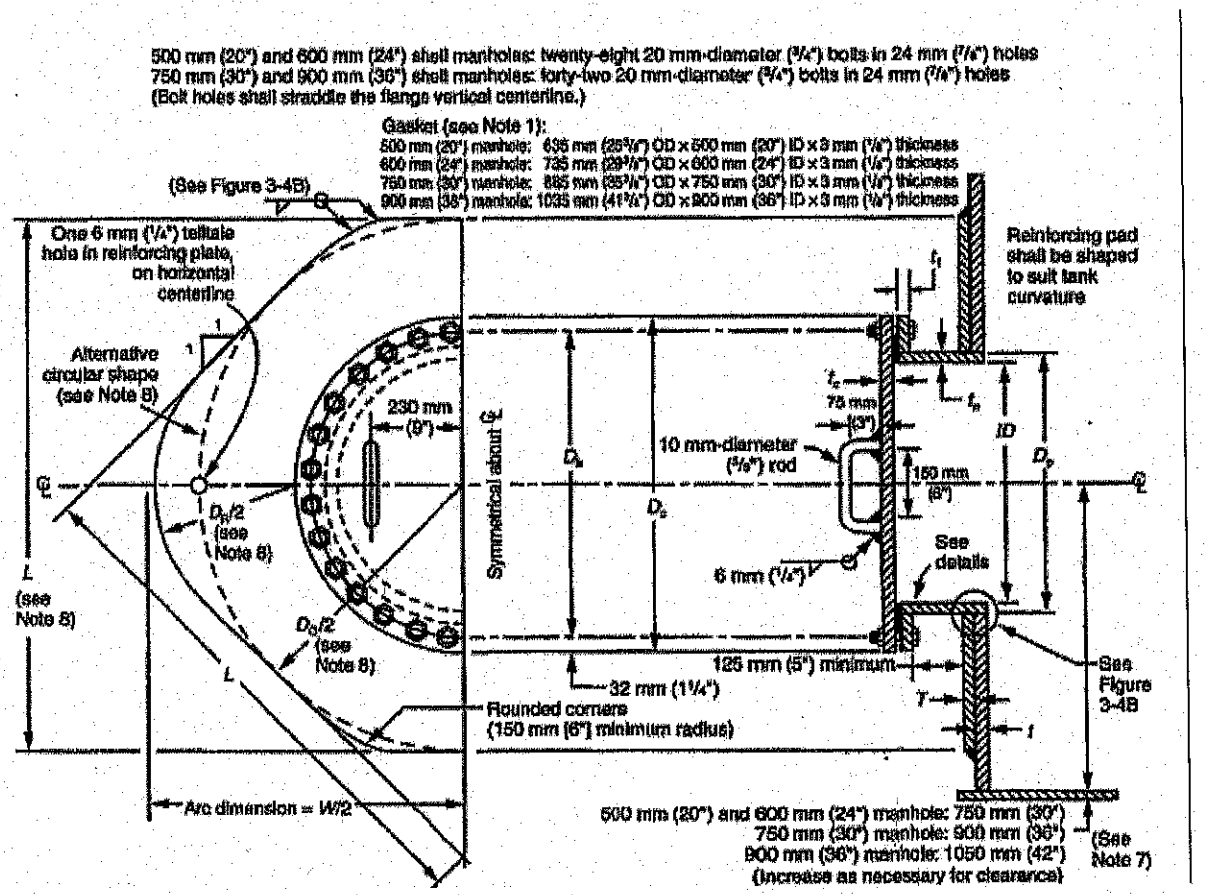


Figura 15.8-1 Forma general de una Boca de Hombre en la Envolvente

15.8. CONEXIONES EN LA ENVOLVENTE

Las chapas de refuerzo de las tubuladuras, estarán provistas de un agujero de diámetro 6 mm, para la detección del goteo a través de la soldadura. Cada agujero será localizado, en la línea horizontal central, y abierto a la atmósfera..

Las conexiones de tubos no mayores de 75 mm (3") de dimensión nominal, usadas para la inserción del termómetro, para simple conexión, o para otros propósitos que no comprometan la unión de otra tubería, pueden ser instalados con ángulo igual o menor a 15º formado con la perpendicular en el plano vertical sin necesidad de modificar la chapa de refuerzo.

Las aberturas sin reforzar para tuberías de dimensión igual o menor a 51 mm están permitidas en las tapas de chapas, sin necesidad de incrementar el espesor de la tapa, si los bordes de la abertura no están cerca del centro de la tapa, máximo a un cuarto de la altura del diámetro de la abertura

El refuerzo en las aberturas de las tapas de chapa, en una boca de hombre de la envolvente, deberá ser limitado a la mitad del diámetro de la abertura en la boca de hombre, y no exceder las dimensiones de la tubería conectada de 305 mm

.El refuerzo que se debe añadir en la abertura puede ser una chapa de refuerzo, o aumentar el espesor de la chapa de la tapa, pero en este caso el refuerzo que se suministre deberá de tener un área no menor que el área recortada en la abertura de la tapa.

15.9 BOCAS DE HOMBRE EN EL TECHO

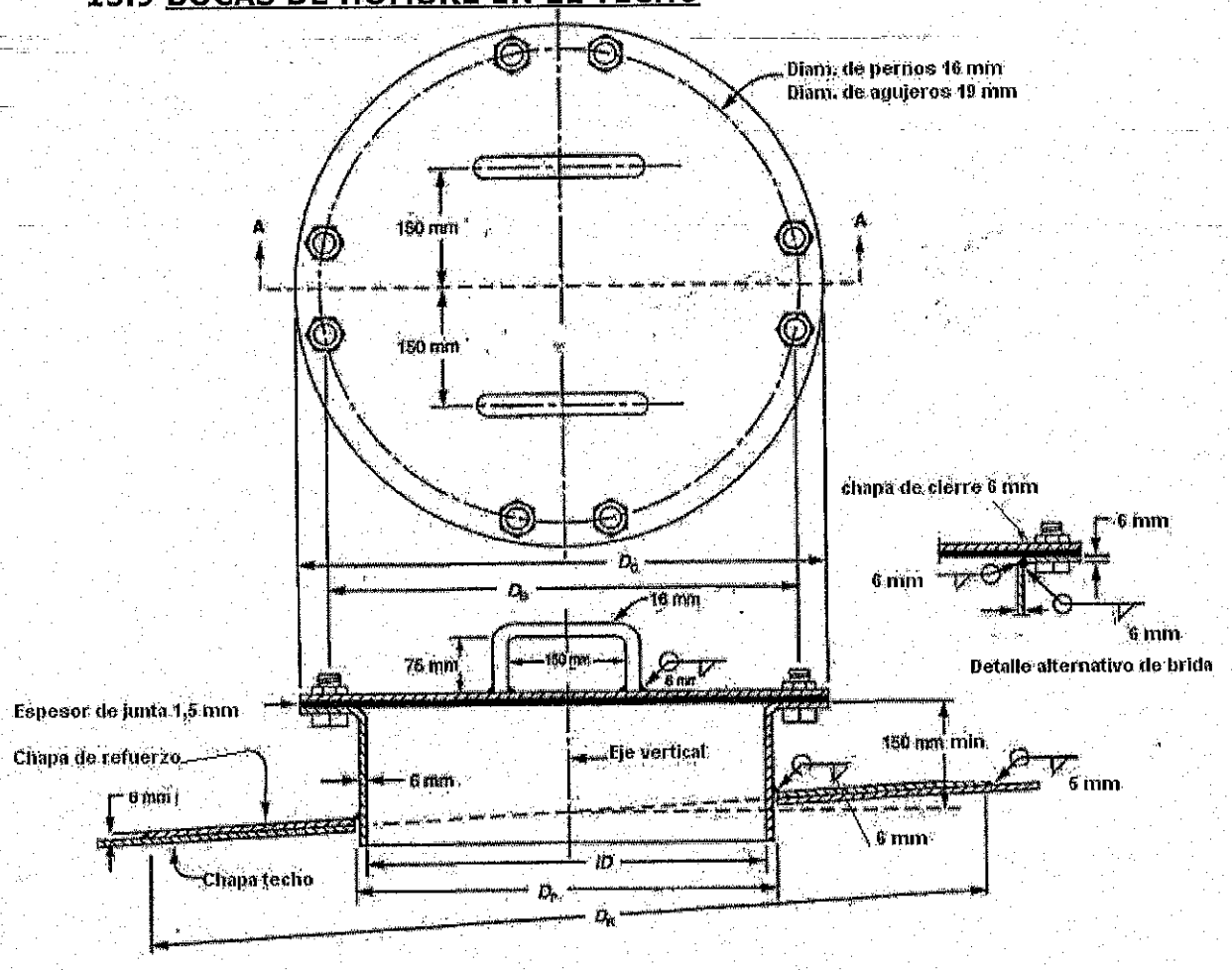


Figura 15.9-1 Boca de Hombre en el Techo con Placa de Refuerzo

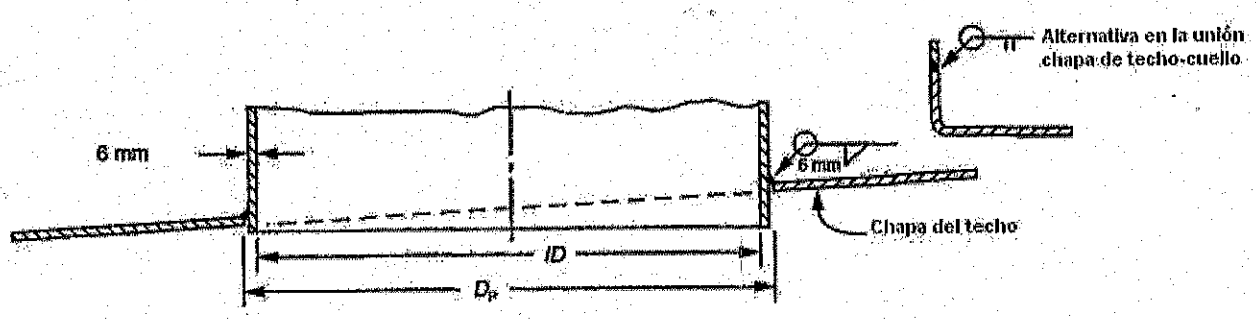


Figura 15.9-2 boca de hombre en el Techo sin Placa de Refuerzo

15.9 BOCAS DE HOMBRE EN EL TECHO

Las dimensiones de las bocas de hombre en techos de Tanques Atmosféricos son las que se dan en la Tabla 15.9-1

Dimensión de Boca de Hombre mm In	Diámetro Interior del Cuello DI mm (In)	Diámetro de la Chapa de Cierre D_C (mm) (in)	Diámetro del Circulo de Pernos D_B (mm) (in)	Numero De Pernos	Diámetro de la Junta		Diámetro Interior de la Chapa de Refuerzo D_p (mm) (in)	Diámetro Exterior de la Chapa de Refuerzo D_R (mm) (in)
					Interior (mm) (In)	Exdterior (mm) (in)		
500 20″	500 20″	650 26″	590 23,5″	16	500 20″	650 26″	515 205/8″	1050 42″
600 24″	600 24″	750 30″	690 27,5″	20	600 24″	750 30″	615 245/8″	1150 46″

Tabla 15.9-1 Dimensiones de las Bocas de Hombre en Techo para Tanque a Presión Atmosférica

15.10 CONEXIONES EN EL TECHO

Las tubuladuras y las bridas conectadas al techo de dimensión 152 mm y menores no necesitan realmente placa de refuerzo

Las bridas Slip-on y Welding-neck serán conformes a los requerimientos de ASME B 16.5 para la Clase Forjada de 150# Las bridas de anillo en chapa serán conforme a las dimensiones requeridas para las bridas soldadas Slip-on con la excepción de que la parte anterior del cubo en la slip-on soldada pueda ser suprimido.

La forma de la conexión en el techo de tanques atmosféricos para tubuladuras se muestra en la Fig 15.10-1 y las dimensiones se dan en la Tabla 15.10-1

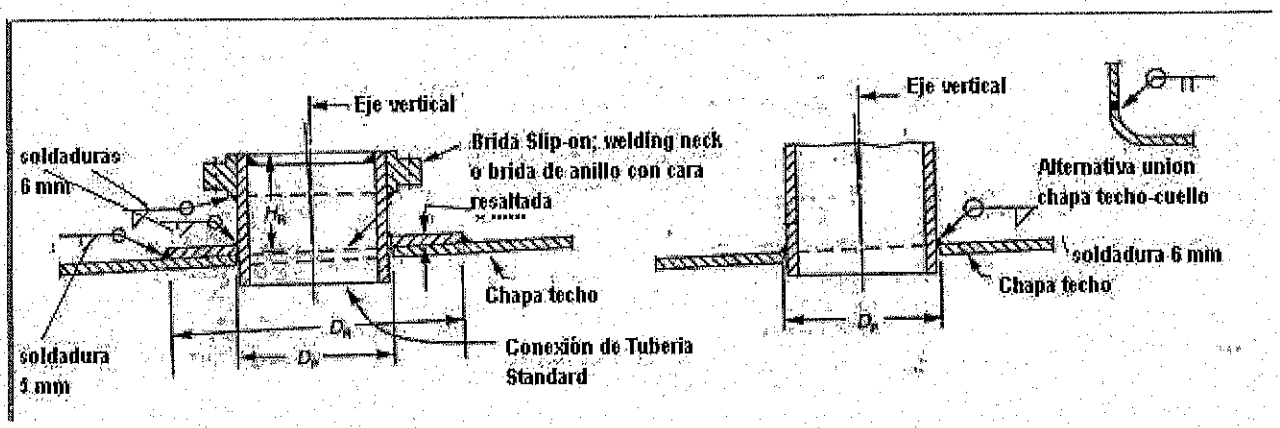
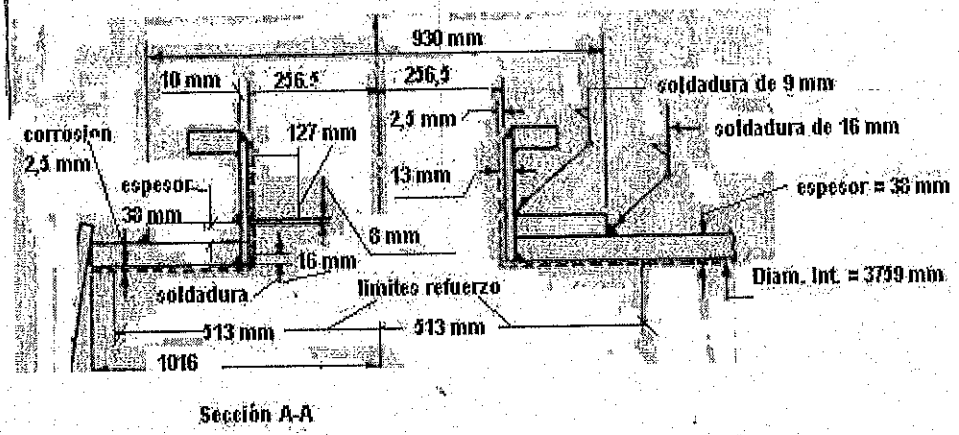


Figura 15.10-1 Forma de las Conexiones de tubuladuras en el techo

Dimensión Nominal del Tubo mm (in)	Diámetro exterior del cuello de en la tubería mm (in)	Diámetro exterior del agujero en la chapa de refuerzo D_p mm (in)	Altura mínima del tubo H_R mm (in)	Diámetro exterior de la chapa de refuerzo D_R mm (in)
304,8 12″	323,8	330	200	600
254 10″	273,0	280	200	550
203,2 8″	219,1	225	150	450
152,4 6″	168,3	170	150	375
101,6 4″	114,3	120	150	275
76,2 3″	88,9	92	150	225
50,8 2″	60,3	65	150	175
38,1 1,5″	48,3	50	150	125

15.11- EJEMPLOS DE CONEXIÓNES EN LA ENVOLVENTE

15.11-1 Ejemplo de conexión de una Abertura Circular



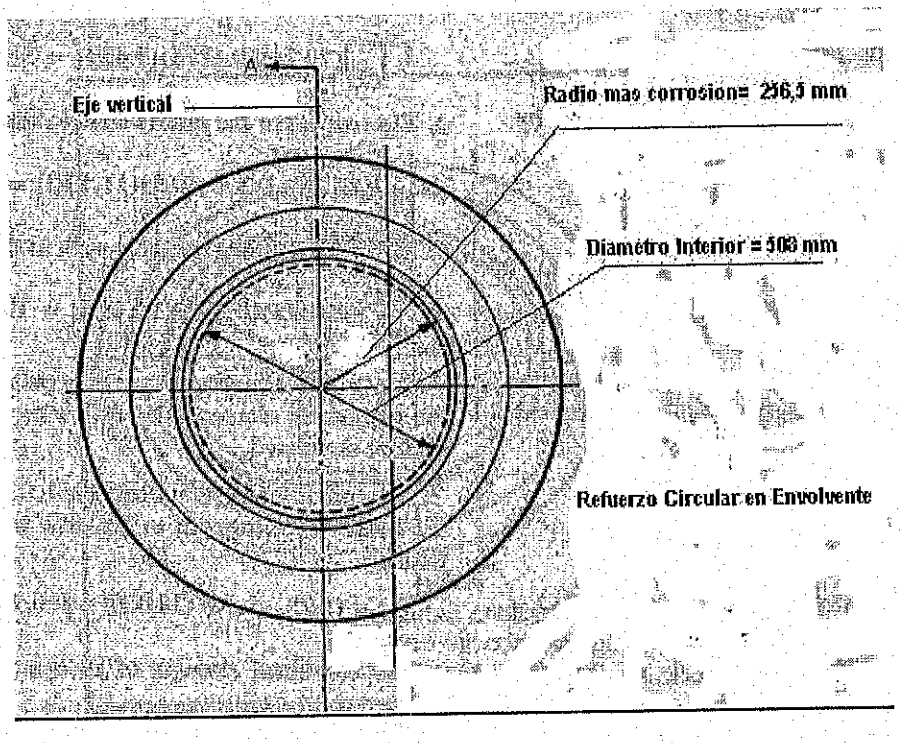


Figura 15.11-1

Datos del Problema

Conexión de una tubuladura circular de diámetro interno d = 508 mm situada en una chapa de la pared lateral de un tanque cilíndrico de diámetro D_{Tanque} = 45 m, donde el espesor nominal de la chapa t_w = 38 mm

El espesor de la chapa de refuerzo t_p = 38 mm

El espesor de la chapa de la boquilla t_n = 13 mm

El espesor en la chapa de la pared del tanque requerido incluida la corrosión t = 36,6 mm

La corrosión admisible es c = 2,54 mm en toda la superficie del tanque expuesto al liquido almacenado

La Presión total de valor P = 1,75 Kg/cm^2, la cual es la que actúa en el centro de la abertura..

El espesor en la chapa de la pared del tanque requerido incluida la corrosión t = 36,6 mm

El material de la pared del tanque, de la conexión (boquilla) y de la chapa de refuerzo es un ASTM A-442 Grado 55.

Con valor de S_{Ad} = 1160 Kg/cm^2.

E = eficiencia de soldadura =0,85

Hay que comprobar que el refuerzo y las uniones, en la sección de la Fig. 15.11.1, son los correctos.

Resolución Problema

1º) . -Comprobación de Espesores en envolvrntr y conexlón

a).- El espesor neto requerido t_r en una pared de la envolvente sin soldadura en la línea central de la abertura, descontando la corrosión admisible es:

t_r = (t -c) E = (36,6-2,54) 1,00 =34 mm

t_r =34 mm

b).- El espesor requerido en el cuello de la boquilla sin la corrosión admisible es calculado por:

$$t_{rn} = \frac{Pr}{SE} = \frac{1,75x(254+2.,54)}{1160x\,0,85} = 0,45 \text{ mm}$$

t_{rn} = 0,45 mm

2º) . - Longitud del cuello de la conexión que colabora en el refuerzo

La determinación de la longitud del cuello de la conexión que refuerza, dentro de los límites de refuerzo, será el menor de los siguientes valores:

h =2,5 (t_w -c) = 2,5 x(38-2,54) = 88,6 mm

$h = 2,5\ (t_n - c) + t_p = 2,5 \times (13 - 2,54) + 38 = 64,1$ mm

$h = 64,1$ mm

3º) . -Dimensiones mínimas requeridas en los filetes de soldadura

a).- Para el filete exterior de soldadura entre placa de refuerzo y pared tanque- t_4

La mínima dimensión del filete exterior de soldadura permitido es t_4:

$t_4 = 0,5\ t_{min}$ con t_{min} el menor de 19 mm o de $t_w = 38$ mm o $t_p = 38$ mm

$t_{min} = 19$ mm $\qquad t_4 = 0,5 \times 19 = 9,5$ mm

$t_{min} = 19$mm	$t_4 = 10$ mm

b) . - Para el filete interior de soldadura entre la pared de la conexión exterior y placa de refuerzo-t_3

La mínima dimensión del filete interior de soldadura permitido es t_3

t_3 el menor de 6 mm o de $0,7 \times (t_n - c) = 0,7 \times (13-2,54) = 0,7 \times 10,46 = 7$ mm;

$t_3 = 7$ mm

$t_3 = 7$ mm

Resolución Problema

3º) . -Dimensiones mínimas requeridas en los Filetes de soldadura

c) . - En la ranura del filete de soldadura entre la pared del tanque y el cuello de la conexión-t_5+c

La mínima dimensión del filete inferior interior de soldadura permitido es t_5 +c:

t_5 no menor que $0,7\ t_{min}$ (t_{min} es el menor de 19 mm o de $t_w = 38$ mm, o de $(t_n - c) = (13-2,54) = 10,46$ mm

$t_5 + c = 0,7\ t_{min} + c = 0,7\ (t_n - c) + c = 0,7\ (13 - 2,54) + 2,54 = 10$ mm

$t_5 + c = 10$ mm

d) . - - En la ranura del filete de soldadura entre la placa de refuerzo y el cuello de la conexión-t_5

La mínima dimensión del filete superior interior de soldadura permitido es t_5

t_5 no menor que $0,7\ t_{min}$

(t_{min} el menor de 19 mm o $t_p = 38$ mm o $(t_n - c) = (13-2,54) = 10,46$ mm

$t_5 = 0,7 t_{min} = 0,7 \times 10,46 = 7$ mm

$t_5 = 7$ mm

4º) . -Comprobación de las dimensiones mínimas de los filetes de soldadura con las dimensiones reales aplicadas

(Ver la Figura 15.11-1)

Valor real filete exterior t_4 = 16 mm>Valor mínimo de t_4= 10 mm
Valor real filete interior t_3 = 9 mm > Valor mínimo de t_3= 7 mm
Valor real filete entre pared del tanque y cuello $t_5 + c$ =16 mm > Valor mínimo de t_5+c= 10 mm
Valor real soldadura entre refuerzo y cuello t_5 = 10 mm > Valor mínimo de t_5= 7 mm

Valor real filete exterior t_4 = 16 mm>Valor mínimo de t_4= 10 mm
Valor real filete interior t_3 =10 mm > Valor mínimo de t_3= 7 mm
Valor real filete entre pared del tanque y cuello $t_5 + c$ =16 mm > Valor mínimo de t_5+c= 10 mm
Valor real soldadura entre refuerzo y cuello t_5 = 10 mm > Valor mínimo de t_5= 7 mm

SE CUMPLEN LAS DIMENSIONES EN LAS SOLDADURAS

Resolución Problema

5º) . – Calculo de Areas

4.1-El área de refuerzo requerida en la línea central vertical de la abertura es calculada por: :

$A_r = (d + 2 c)(t_r - c) E = (50,8+ 2 \times 0,254) \times (3,66 - 0,254) \times 1,00 = 174,75 \text{ cm}^2$

$A_r = 174,75 \text{ cm}^2$

4.2-Las áreas que suministra refuerzo son:

a) Por excesos de espesor en la pared del tanque

$A_1 = (d + 2 c) \times [(t_w - c) - t_r)]$

$A_1 = (50,8 + 2 \times 0,254) \times [(3,8 - 0,254) - 3,4) = 7,45 \text{ cm}^2$

$A_1 = 7,45 \text{ cm}^2$

b) Por exceso de espesor en el cuello de la conexión (tubuladura)
E =1,00 para el cuello

$A_2 = 2 \times[2,5(t_n - c) + t_p][(t_n - c) - t_{nr}] = 2 \times [6,41] [(1,3-0,254) - 0,0457]=2x[6,35][0,97] = 12,82 \text{ cm}^2$

$A_2 = 12,82 \text{ cm}^2$

c) .- En los filetes de soldadura

En las soldaduras las dimensiones que sirven para él calculo del área son las reales y no las mínimas calculadas. De las soldaduras, solo colaboran las de los filetes, y no las de las ranuras o sea que las validas son las que corresponden al triangulo del filete exterior de soldadura (placa de refuerzo –envolvente) de altura $t_4 = 16$ mm y la que corresponde al triangulo del filete de soldadura interior (placa de refuerzo conexión) de altura $t_3 = 9$ mm

$A_{41} = 2\,(t_3)^2 = 2\,t^2_3 = 2x\,0{,}9^2 = 1{,}62\ cm^2$

$A_{42} = 2\,(t_4)^2 = 2\,t^2_4 = 2x\,1{,}6^2 = 5{,}12 cm^2$

$2A_{41} + 2A_{42} = 1{,}62 + 5{,}12 = 6{,}74\ cm^2$

d) En la placa de refuerzo(
$D_p = = 93$ cm
$t_p = 3{,}8$ cm;
$t_n = 1{,}3$ cm
$d = 50{,}8$ cm
$A_5 = [D_p - (d + 2\,t_n)] \times t_p = [93 - (50{,}8 + 2x1{,}3)] \times 3{,}8 = 150{,}48\ cm^2$

$A_5 = 150{,}48\ cm^2$

Resolución Problema

6º).-Comprobación de Areas

Area total que colabora en el refuerzo A_T

$A_T = A_1 + A_2 + 2\,A_{41} + 2\,A_{42} + A_5 = 7{,}45 + 12{,}82 + 6{,}74 + 150{,}48 = 177{,}49\ cm^2$

Area necesaria a reforzar

$A_r = 174{,}75\ cm^2$

$A_T = 177{,}49\ cm^2 > A_r = 174{,}75\ cm^2$

SE CUMPLE EN EL AREA

15.11-2 Ejemplo de conexión en una Abertura de Boca de Hombre

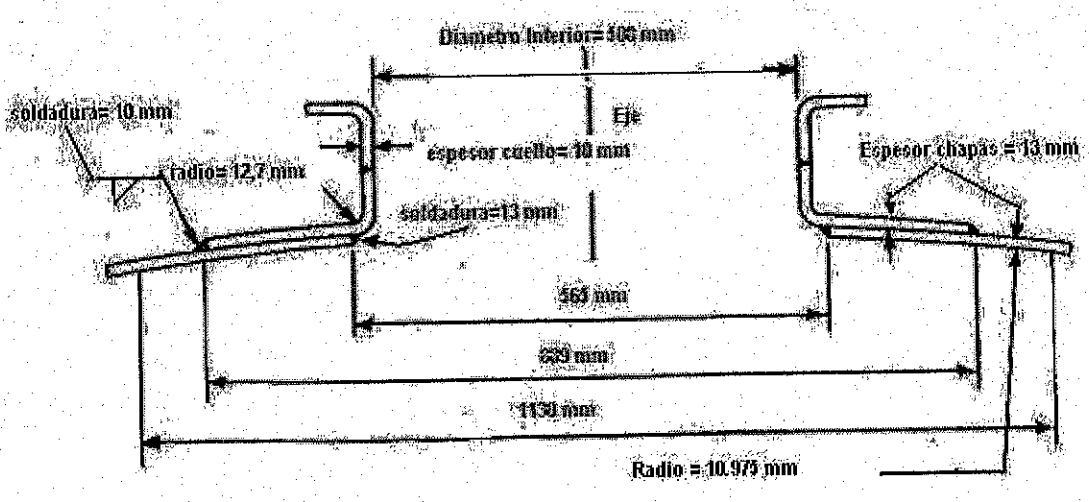


Figura 15.11-2

Datos del Problema

Conexión de una boca de hombre situada en un tanque cilíndrico

D =Diámetro del casquete esferico =21,95 m(como se muestra en la Figura 15.11-2

D_n= Diámetro de la conexión = 508 mm

d = Diámetro de la abertura = 565 mm

r_n = Radio de la conexión = 254 mm

El espesor nominal en chapa de la cabeza t_w =13 mm

Espesor requerido sin corrosión t = 12 mm

El espesor de la chapa de refuerzo t_p =13 mm

El espesor nominal de la chapa de la conexión t_n = 10 mm

El espesor de la chapa de una conexión nuca será menor que el espesor que corresponde a la pared de una tubería Stándard del mismo diámetro. El espesor de una tubería Standard es de 20 " es = 9,53 mm por eso el espesor t_n = 10 mm

La corrosión admisible es c = 0,0 mm, en toda la superficie de la cabeza

La Presión en el centro de la abertura tiene un valor P = 1,3 Kg/cm^2..

El material de la pared del tanque y de la chapa de refuerzo es un ASTM A-283 Grado C, con valor de

$S_{Admisible} = 1069 Kg / cm^{2.}$

El material del cuello de la conexión es un ASTM A-53 Grado A con valor de $S_{Admisible} = 1013 Kg/ cm^{2.}$

Las juntas principales en la pared son juntas con dobles soldadura a tope, serán radiografiadas a spot E =0,85.

Hay que comprobar que son correctas el refuerzo y las uniones en la sección que se muestra en la Figura 15.11-2.

Resolución Problema

1º) . – Comprobación de Espesores

a).- El espesor neto requerido t_r en una pared en la línea central de la abertura, descontando la corrosión admisible es:

$t_r = (t - c) E = (12 - 0,0) 0,85 = 10,2$ mm

$t_r = 10,2$ mm

b) . -El espesor requerido en el cuello de la boca de hombre sin la corrosión admisible es calculado por

$$t_{rn} = \frac{Pr}{SE} = \frac{1,3 \times 254}{1013 \times 1,0} = 0,33 \text{ mm}$$

$t_{rn} = 0,33$ mm

2º) .- Longitud del Cuello de la Conexión

La determinación de la longitud del cuello de la conexión que refuerza, dentro de los límites de refuerzo, será el menor de los siguientes valores:

$h = 2,5 (t_w - c) = 2,5 x(13 -0,0) = 32,5$ mm

$h = 2,5 (t_n - c) + t_p = 2,5 x (10-0,0) + 13 = 38$ mm

$h = 32,5$ mm

3º).- Dimensiones mínimas requeridas en los filetes de soldadura

a) .- La mínima dimensión del filete exterior superior de soldadura permitido es t_4 con t_4 no menor de 0,5 t_{min}

t_{min} el menor de 19 mm o $t_w = 13$mm o $t_p = 13$ mm; $t_{min} = 13$ mm

$t_4 = 0,5\ t_{min} = 0,5 \times 13 = 6,5$ mm

$t_4 = 6,5$ mm

b) . - La mínima dimensión del filete interior inferior de soldadura permitido es: $t_5 + c$ (t_5 no menor de 0,7 t_{min})

t_{min} el menor de 19 mm o t_w= 13=13 mm o t_p = 13 mm; t_{min} = 13 mm

$t_5 = 0{,}7\ t_{min} = 0{,}7 \times 13 = 9{,}1$ mm
$t_5 + c = 9{,}1 + 0{,}0 = 9{,}1$ mm

$t_5 + c = 9{,}1$ mm

4º) . -Comprobación de las dimensiones mínimas requridas en los filetes de soldadura con las dimensiones reales aplicadas

(Figura 15.11-2)

Dimensión real del filete exterior t_4 =10 mm > dimensión mínima t_4 =6,5 mm
Dimensión real del filete interior $t_5 + c$ =13 mm > dimensión mínima $t_5 + c$ = 9,1 mm

Dimensión real del filete exterior t_4 =10 mm > dimensión mínima t_4 =6,5 mm
Dimensión real del filete interior $t_5 + c$ = 13 mm > dimensión mínima $t_5 + c$ = 9,1 mm

SE CUMPLEN LAS DIMENSIONES EN LAS SOLDADURAS

5º) . - Calculo de las Areas

5.1-El área de refuerzo requerida en la línea central vertical de la abertura es calculada por: :

$A_r = (d + 2\,c)(t_r - c)\ E = (56{,}5 + 2 \times 0{,}0) \times (1{,}2 - 0{,}0) \times 0{,}85 = 57{,}63\ cm^2$

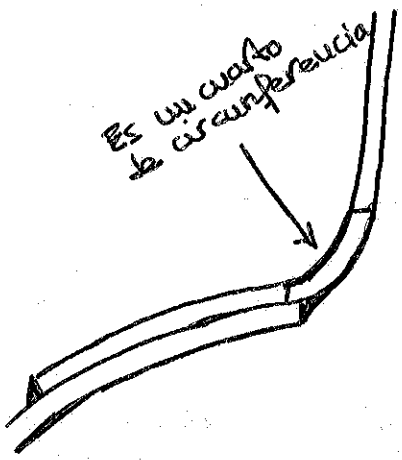
$A_r = 57{,}63\ cm^2$

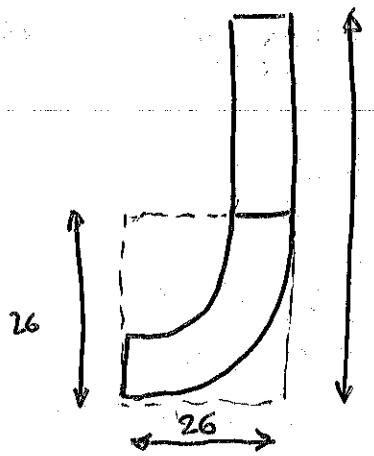
5.2-Las áreas que suministran refuerzo son:

a) Por excesos de espesor en la pared del tanque

$A_1 = (d+2\,c) \times [(t_w - c) - t_r)$
$A_1 = (56{,}5 + 2 \times 0{,}0) \times [(1{,}3 - 0{,}0) - 1{,}02) = 15{,}82\ cm^2$

$A_1 = 15{,}82\ cm^2$





$h = 32'5 - 26 = 6'5\,mm$

Se resta porque no es un tubo recto, sino que hace un arco.

la unica dificultad está en describir. que la tubuladura no es una tubería en tramo recto sino curvo.

b) Por exceso de espesor en el cuello de la boca de hombre

Si la conexión fuese un tubo Standard tendría las paredes rectas, pero al estar fabricada con chapa, las uniones

con la pared son curvas, formadas por 1/4 de circunferencia. Estos arcos tienen un radio interior r= 13mm y un

radio exterior R = 26 mm

La longitud de una conexión recta que sirve de refuerzo es h = 32,5 mm medida desde la cara interior de la chapa de la envolvente

Al estar el arco en la medida- h- habrá que descontar la longitud del radio exterior de.

El rectángulo vertical del cuello es en altura H = 32,5-26 = 6,5 mm (ya que h= 32,5 y hay que restar el espesor de t_w = 13 mm y el espesor de la chapa de refuerzo t_p =13 mm

Las áreas que refuerzan son

A_{21} = Tramo recto real la conexión = H (t_n-c) = (0,65) (1,0-00) = 0,65 cm^2

A_{22} = Area del cuadrante de circulo =1/4 x π x (R^2 - r^2) = 0,25 x π x ($2,6^2$ – $1,3^2$) = 3,98 cm^2

El Area total disponible = 2[A_{21} +A_{22}] = 2[0,65+3,98] = 9,26 cm^2

El Area necesaria es 2x $A_{necesaria}$ =2 [2,5 (t_n –c) (t_{nr} –c)]= 2 x [(1,00 - 0,0) (0,033 - 0,00)] =0,066 cm^2

Area que suministra refuerzo = Area total disponible –Area necesaria

A_2 = 2[A_{21} +A_{22}] -2 Area $_{necesaria}$ = 9,26- 0,066 = 9,19 cm^2

A_2 = 9,19 cm^2

Nota En SI, 1/2" es 13,mm xq 12'7 mm se redondea por encima (al ser entero superior) por el acuerdo de hacerlo para decimales >'5.

c) .- En los filetes de soldadura

2 A_{42} = 2 t^2_4 = 2x 1^2 = 2 cm^2

2 A_{43} = 2 $(t_5 + c)^2$ = 2x$1,3^2$ = 3,38 cm^2

A_4 = 2 (A_{42} +A_{43}) = 2 + 3,38 = 5,38 cm^2

2 A_{42} +2 A_{43} = 5,38 cm^2

d) En la placa de refuerzo

Diámetro exterior del refuerzo D_p =889 mm

Diámetro interior del refuerzo d =D.I conexión + 2 t_n + 2 (t_5 +c) = 508 +2 x 10+ 2 x 10= 21,8" =548mm

t_p = 13 mm

A_5= [D_p - d] x t_p = [88,9 – 54,8] x 1,3 =44,33 cm^2

A_5= 44,33 cm^2

6º).- Comprobación de Areas

Area total que colabora en el refuerzo A_T

$A_T = A_1 + A_2 + 2A_{42} + 2A_{43} + A_5 = 15,82 + 9,19 + 2 + 3,38 + 44,33 = 74,72\ cm^2$

Area necesaria a reforzar

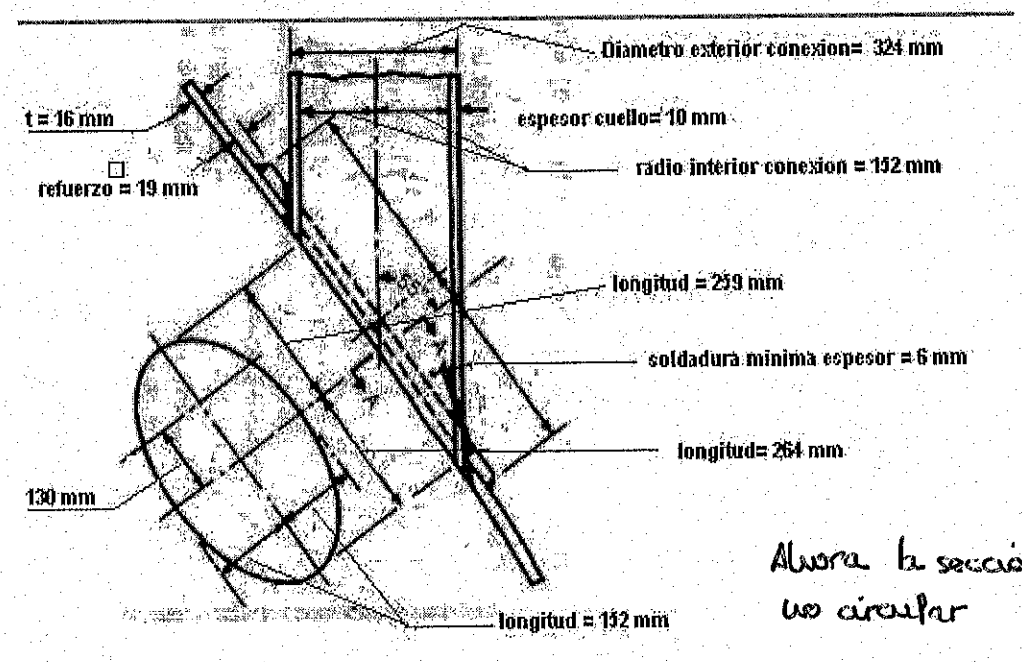
$A_r = 57,63\ cm^2$

$A_T = 74,72\ cm^2 > A_r = 57,63\ cm^2$

SE CUMPLE EN EL AREA

15.11.3.-Ejemplo de Conexión de una Abertura Circular Inclinada

(conexión que NO ENTRA perpendicular a la pared del tanque.)



Ahora la sección es ELÍPTICA, no circular

LA UNICA NOVEDAD ES TENER QUE PROYECTAR TODAS LAS DIMENSIONES EN LAS DIRECCIONES DE ℄ DE CONEXIÓN Y SU ⊥.

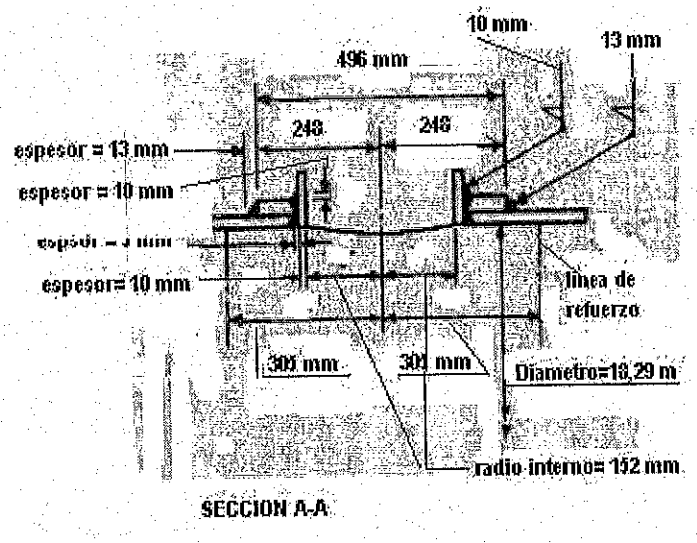


Figura 15.11-3

Datos del Problema

Conexión circular de diámetro interno d = 305 mm situada en una chapa de la pared lateral de un tanque cilíndrico en el que el eje de la boquilla esta en un plano que forma un ángulo de 55º con una perpendicular a la pared del tanque en el punto de intersección como se muestra en la Figura 15.11-3

D = Diámetro del tanque = 18,29 m

d = Diámetro interno de la conexión = 305 mm (perpendicular a la pared)

r_n = Radio interior de la conexión = 152,5 mm

El espesor nominal de la chapa pared t_w = 16 mm

El espesor de la chapa de refuerzo t_p = 19 mm

El espesor en la chapa de la conexión t_n = 10 mm

El espesor de la chapa de una conexión nuca será menor que el espesor que corresponde a la pared de una tubería Stándard del mismo diámetro. El espesor de una tubería Standard es de 12 " es 0,375 " = 9,53 mm por eso el espesor es

t_n = 10 mm

La corrosión admisible es c = 0,0 mm, en toda la superficie del tanque expuesto al liquido almacenado

La Presión t en el centro de la abertura tiene un valor P = 1,88 Kg/cm^2..

El espesor en la chapa de la pared del tanque requerido sin corrosión t = 14 mm

El material de la pared del tanque y de la chapa de refuerzo es un ASTM A-442 Grado 55.con valor de

$S_{Admisible}$ = 1160 Kg/cm^2.

El material del cuello de la boquilla es un ASTM A-53 Grado A con valor de $S_{Admisible}$ = 1013 Kg/cm^2.

Las juntas principales en la pared del tanque, juntas con dobles soldadura a tope, serán radiografiadas al 100%

E =1,00.

Hay que comprobar que el refuerzo y las uniones.

1º) . – Comprobación de Espesores

a).- El espesor neto requerido t_r en una pared sin soldadura en la línea central de la abertura, descontando la corrosión admisible es:

$t_r = (t - c)\, E = (14 - 0{,}0)\, 1{,}00 = 14$ mm

$t_r = 14$ mm

b) . -El espesor requerido en el cuello de la boquilla sin la corrosión admisible es calculado por:

$$t_{rn} = \frac{Pr}{SE} = \frac{1{,}88 \times 152{,}5}{1013 \times 1{,}0} = 0{,}28 \text{ mm}$$

$t_{rn} = 0{,}28$ mm

2º) . Longitud del Cuello de la Conexión-h-

El valor de h será el menor valor de:

$h = 2{,}5\,(t_w - c) = 2{,}5 \times (16 - 0{,}0) = 40$ mm

$h = 2{,}5\,(t_n - c) + t_p = 2{,}5 \times (10 - 0{,}0) + 19 = 44$ mm

h = 40 mm

3º).- Dimensiones mínimas de los filetes de soldadura

a) .- La mínima dimensión del filete exterior superior de soldadura permitido e es t_4 con t_4 no menor de 0,5 t_{min}
t_{min} el menor de 19 mm o t_w =16 mm o t_p = 19 mm; t_{min} = 16 mm

$t_4 = 0,5\ t_{min} = 0,5 \times 16 = 8$ mm

$t_4 = 8$ mm

b) . - La mínima dimensión del filete interior superior de soldadura permitido e es t_3:

t_3 el menor de 1/ 4 "=6 mm o $0,7 \times (t_n - c) = 0,7 \times (10 - 0,0) = 7$ mm; $t_3 = 6$mm

$t_3 = 6$ mm

4º) .- Comprobación de las dimensiones mínimas requeridas en los filetes de soldadura con las dimensiones reales aplicadas (Ver Figura 15.11-3)

Valor real filete exterior t_4 = 13 mm > Valor mínimo de t_4 = 8 mm
Valor real filete interior t_3 = 10 mm > Valor mínimo de t_3 = 6 mm

Valor real filete exterior t_4 =13 mm > Valor mínimo de t_4 = 8 mm
Valor real filete interior t_3 =10 mm > Valor mínimo de t_3 = 6 mm

SE CUMPLEN LAS DIMENSIONES EN LAS SOLDADURAS

5º) . - Calculo de las Areas

5.1.-El área de refuerzo requerida en la línea central vertical de la abertura es calculada por: :

$A_r = (d + 2c)(t_r - c) E = (30,5 + 2 \times 0,0) \times (1,4 - 0,0) \times 1,00 = 42,7\ cm^2$

$A_r = 42,7\ cm^2$

5.2.-Las áreas de refuerzo suministradas son:

a) Por excesos de espesor en la pared del tanque

$A_1 = (d + 2c) \times [(t_w - c) - t_r)]$

$A_1 = (30,5 + 2 \times 0,0) \times [(1,6 - 0,0) - 1,4)] = 6,1\ cm^2$

$A_1 = 6,1\ cm^2$

b) Por exceso de espesor en el cuello de la conexión (tubuladura)

El menor valor de h = 2,5(t_w –c) o [(2,5 (t_n –c)+ t_p] medida vertical x el espesor [(t_n - c)-t_{nr}] = A_2

h = 2,5 (t_w –c)= 2,5 x (1,6- 0,0)= 4,00 cm o h= 2,5(t_n-c)+t_p = 2,5x (1,00 –0,0) + 1,9 =4,4 cm

A_2 = 2 x [h (t_n-c) - t_{nr}] x S_n/S_s = 2x[4,00x [(1,0-0,0) -0,028] 1013/1160 = 6,79 cm^2

A_2 = 6,79 cm^2

xq la tensión del cuello de chapa NO tiene la misma tensión admisible que la chapa del equipo.

c) En los filetes de soldadura
En el filete superior interno A_{41} (entre la pared de la conexión y la chapa de refuerzo)

2 A_{41} = 2 x t^2_3 = 2 x (1,00)^2 = 2,00 cm^2

2 A_{41} = 2,00 cm^2

En el filete superior exterior A_{42} (entre la pared de la envolvente y la chapa de refuerzo)

2 A_{42} = 2 t^2_4 = 2 x (1,30)^2 = 3,38 cm^2

2 A_{42} = 3,38 cm^2

5.2-Las áreas de refuerzo suministradas son:

(vertical)

d).- En la placa de refuerzo
D_p = 496 mm en vertical en Figura 15.7-3

t_p = 19 mm; t_n = 10 mm; d =305 mm (en vertical)

A_5= [D_p - (d + 2 t_n)] x t_p = [D_p - (30,5+2 x 1,0)] x 1,9 = A_r – (A_1 + A_2 + A_{41} + A_{42}) = 42,7 -18,27= 24,43 cm^2

[D_p - (30,5+2 x 1,0)] x 1,9 = 24,43 ; $D_p = \frac{24,43}{1,9}$ + (30,5 +2x1,0) = 12,85+30,5 +2,0= 45,35 cm

El valor real (en vertical) de D_p = 496 mm > Mínimo valor necesario de D_p = 453,5 mm

Valor real de A_5 = [49,6- (30,5 +2 x 1,0)] x 1,9 = 32,49 cm^2

Valor real de A_5 = 32,49 cm^2

6º).- Comprobación de Areas

Area total que colabora en el refuerzo A_T

$A_T = A_1 + A_2 + 2A_{42} + 2A_{43} + A_5 = (6,1 + 6,79 + 2,00 + 3,38) + A_5 = (18,27 + A_5)$ cm^2

Valor real de $A_T = 18,27 + 32,49 = 50,76\ cm^2$

Valor real de $A_T = 50,76\ cm^2$

Area necesaria a reforzar

$A_r = 42,7\ cm^2$

Valor real de $A_T = 50,76\ cm^2$ > Valor necesario $A_r = 42,7\ cm^2$

SE CUMPLE EN EL AREA

16-ACCIONES SÍSMICAS

16.1.- BASES

El procedimiento de diseño para cargas sísmicas considera dos formas de respuesta del tanque y sus contenidos.

a).-El relativo a la alta frecuencia, de la respuesta amplificada por los grandes movimientos laterales de la envolvente y el techo, junto con la porción de líquido almacenado que se mueve en unión con la envolvente.

b).- El relativo a la baja frecuencia, de respuesta amplificada, de la porción de líquido contenido que se mueve con el modo fundamental de oscilación.

16.2.- ACCIONES POR SISMO → A parte del viento, hay q comprobar que la tensión admisible a compresión en la pared del tanque se vale.

16.2.1.- MOMENTO DE VUELCO

El momento de vuelco es aplicado solamente en el fondo de la envolvente. La cimentación del tanque esta sujeta a un momento adicional de vuelco resultante de los desplazamientos del contenido del tanque: Este momento adicional deberá ser considerado en el diseño de la cimentación formada por el soporte circular de hormigón.

El momento de vuelco debido a las fuerzas sísmicas aplicadas en el fondo de la envolvente viene expresado por:

$$M = ZI\ (\ C_1 W_e H_e + C_1 W_t H_t + C_1 W_1 X_1 + C_2 W_2 X_2\ )$$

NOTA: API 650 calcula la tensión admisible a compresión de modo ≠ a ASME.

M = Momento de vuelco aplicado en el fondo de la envolvente en (m-N) (generado por el desplazamiento del contenido del tanque).

Z = Factor de zona sísmica aceleración horizontal sísmica). Este valor tiene que ser suministrado para cada zona

I = Factor que vale 1,0 a menos que un valor mayor sea exigido. El factor I no deberá exceder de 1,25, y este máximo valor solo deberá ser aplicado a tanques que deban de suministrar servicios de emergencia después de un sismo, o a tanques que almacenen productos tóxicos o explosivas, o aquellas sustancias que accidentalmente libera sustancias peligrosas para la seguridad publica.

C_1 y C_2 = Coeficiente de las fuerzas laterales de sismo dados en 16.3.3

W_e = Peso total de la envolvente del tanque en (N)

H_e = altura desde el fondo de la envolvente al centro de gravedad de la envolvente en (m)

W_t = Peso total del techo del tanque fijo o flotante)mas la porción de carga de nieve, si esta es exigida, en ((N)

H_T = Altura total de la envolvente del tanque en (m)

W_1 = Peso de la masa efectiva del contenido del tanque que se mueve en unión de la envolvente en (N) se determina en 16.3.2.1

X_1 = Altura desde el fondo de la envolvente en (m) al centro de gravedad del punto donde se aplica la fuerza lateral sísmica W_1. Se determina en 16.3.2.2

W_2 = Peso de la masa efectiva del contenido del tanque que se mueve en el primer movimiento en ((N) se determina en 16.3.2.1

X_2 = Altura desde el fondo de la envolvente en (m) al centro de gravedad del punto donde se aplica la fuerza lateral sísmica W_2 se determina en 16.3.2.

16.2.2 MASA EFECTIVA CONTENIDA EN E TANQUE

16.2.2.1.-Las efectivas masas contenidas W_1 y W_2 pueden ser determinadas multiplicando la masa W_T por las relaciones W_1 / W_T y W_2 / W_T obtenidas en la Figura 16-1 en función de la relación D /H

W_T = Peso total de los contenidos del tanque en(Kg) (N) (el peso especifico del producto debe de ser dado)

D = Diámetro nominal del tanque en (m) (diámetro nominal es el que hay entre las líneas medias de las virolas del fondo del tanque)

H = Máximo nivel de diseño del liquido en (m)

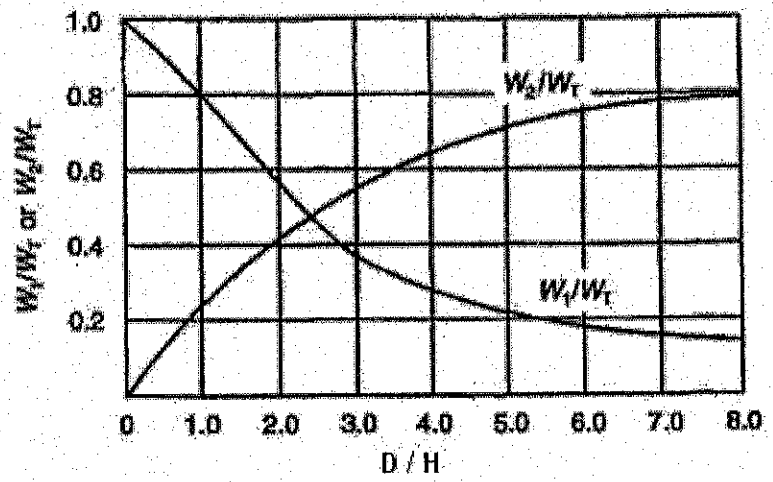


Figura 16-1

16.2.2.2.- Las alturas desde el fondo de la envolvente a los centros de gravedad de las fuerzas laterales sísmicas aplicadas W_1 y W_2, que son X_1 y X_2, pueden ser determinadas multiplicando H por las relaciones X_1 / H y X_2 / H respectivamente en la Figura 16-2 en función de D /H

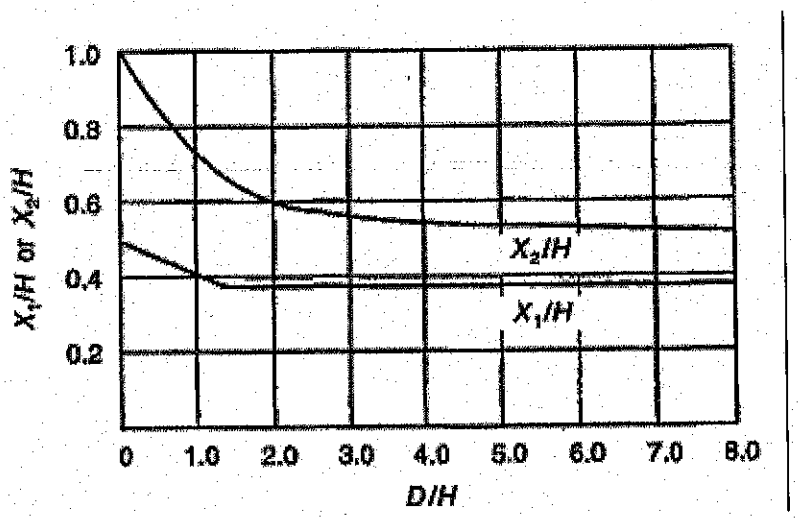


Figura 16-2

16.2.3 COEFICIENTES DE LAS FUERZAS LATERALES

16.2.3.1.- El coeficiente de fuerza lateral es $C_1 = 0,60$

16.2.3.2.- El coeficiente C_2 de la fuerza latera será determinado en función del periodo natural T, de la primera oscilación.

Estos coeficientes C_1 y C_2 por acuerdo entre propiedad y fabricante pueden ser determinados por el espectro de respuesta establecido para el sitio especifico del tanque dado por el comprador. En todos los casos la fuerza lateral ZIC_1 no será menor que el dado en 16.2.1

Cuando $T \leq 4,5$	$C_2 = \frac{0,75S}{T}$
Cuando $T > 4,5$	$C_2 = \frac{3,375S}{T^2}$

S = Coeficiente dado en Tabla 16-1
T = periodo natural de la primera oscilación en (segundos) dado por:

SISTEMA INTERNACIONAL
$T = 1,811 \times k \left(D^{0,5} \right)$

T = Periodo en (seg)
K = Factor obtenido en Figura 16-3 en función de D/H
D = Diámetro del tanque en (m)

Tabla 16-1

Tipo de Suelo	Descripción del suelo	Factor S
S_1	Suelo con perfil: a).-Suelo semejante al rocoso caracterizado por el cizallamiento con ondas de velocidad mayor a 760 m/seg. , o por otro de clase inferior b).- Suelo con un perfil denso y duro, a profundidad menor de 60 m	1,0
S_2	Suelo con perfil denso y duro, a profundidad mayor de los 60 m	1,2
S_3	Suelo con perfil que a profundidad de 12 m o más, contiene 6 metros de arcilla blanda o semidura, o contiene mas de 12 metros de arcilla blanda	1,5
S_4	Suelo de perfil que contiene mas de 12 metros de arcilla blanda	2,0

En los lugares en que el perfil del suelo no es conocido con suficiente detalle, para determinar el tipo del perfil del suelo, deberá adoptarse el perfil del suelo S_3. El perfil correspondiente al suelo S_4 no deberá adoptarse a no ser que un Informe oficial determine que este tipo de suelo puede estar presente en el lugar, o bien que el perfil del suelo sea determinado por investigación geotécnica

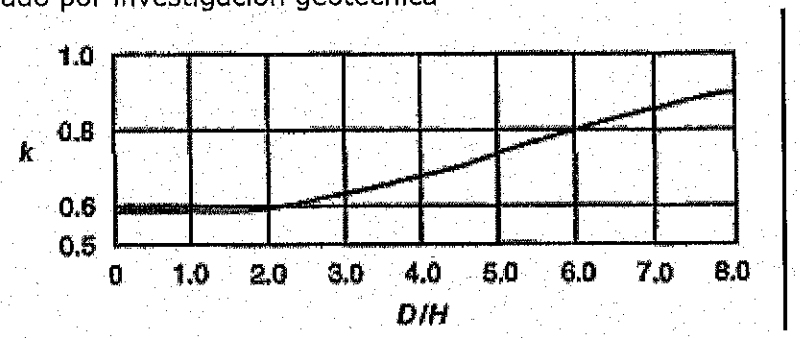


Figura 16-3

16.3 RESISTENCIA AL VUELCO

16.3.1.- El momento resistente al vuelco en el fondo de la envolvente, debe de ser suministrado por el peso de la envolvente y de los anclajes unidos a la envolvente del tanque, o para un tanque sin anclajes, por el paso de la porción de los contenidos del tanque adyacentes a la envolvente. Para tanques sin anclar, la porción de los contenidos que pueden ser usados para resistir el vuelco, depende de la anchura de las chapas del fondo bajo la envolvente que se despegan de la cimentación y esta anchura debe de ser determinada por:

SISTEMA INTERNACIONAL
$w_L = 99 t_b \sqrt{F_{by} G H}$

SISRTEMA INTERNACIONAL
En cualquier caso $w_L \leq 196$ GHD

W_L = Máximo peso de los contenidos del tanque que pueden usarse para resistir el momento de vuelco de la envolvente en (N/m) en la circunferencia de la envolvente

t_b = Espesor de la chapa del fondo bajo la envolvente en (mm) (ver 16.3.2)

F_{by} = Mínimo Limite Elástico especificado de la chapa del fondo bajo la envolvente en (MPa)

G = Peso especifico especificado del liquido almacenado, dado por el comprador =1 para agua; para líquidos menos densos que el agua G <1 y para más densos que el agua G>1

H = altura del liquido en (m)

16.3.2.- El espesor de la chapa del fondo bajo la envolvente, puede ser mayor o igual que -t_b- pero el espesor- t_b- usado para el calculo de w_L no excederá al mayor valor de 6 mm o del espesor de la virola inferior de la envolvente sin corrosión, pero nunca será menor a 6 mm. Se escoge el valor que sea mayor.

Cuando la chapa bajo la envolventes en el fondo es de espesor igual al resto del fondo, la anchura de la placa bajo la envolvente, medida en metros en dirección radial hacia el interior de la envolvente, será mayor o igual que:

Sistema Internacional
$a_r \geq 0{,}1745 \times 10^{-3} \; w_L / GH$

a_r = Ancho de la placa debajo de la envolvente en (m)

G = Peso especifico del liquido almacenado =1 para agua; G <1 para líquidos menos densos; G > 1 para líquidos más densos

w_L = Máximo peso de los contenidos del tanque que pueden usarse para resistir el momento de vuelco de la envolvente en (N/m) en la circunferencia de la envolvente

H = Altura del liquido en (m)

16.4 COMPRESION EN L ENVOLVENTE

16.4.1. TANQUES SIN ANCLAJES

Para un tanque sin anclaje, la máxima Fuerza Longitudinal de Compresión $-F_b$ - en el fondo de la envolvente puede ser determinada por lo siguiente:

Cuando $\frac{M}{\left[D^2(w_t + w_L)\right]} \leq 0{,}785$, entonces	$F_b = w_t + \frac{1{,}273\,M}{D^2}$

Cuando $0{,}785 < \frac{M}{\left[D^2(w_t + w_L)\right]} \leq 1{,}5$	F_b puede ser calculado por el parámetro obtenido de la Figura 16-4 $\frac{F_b + w_L}{w_t + w_L}$

Cuando $1{,}5 < \frac{M}{\left[D^2(w_t + w_L)\right]} \leq 1{,}57$	$\frac{F_b + w_L}{w_t + w_L} = \frac{1{,}490}{\left[1 - \frac{0{,}637\,M}{D^2(w_t + w_L)}\right]^{0{,}5}}$

F_b = Máximo fuerza longitudinal de compresión en la virola del fondo en (N/m) de longitud circunferencial)

w_t = Peso de la envolvente y la porción del techo fijo soportado por la envolvente en (N/m) de longitud circunferencial.

M = Momento de vuelco aplicado en el fondo de la envolvente en (mx N)

W_L = Máximo peso de los contenidos del tanque que pueden usarse para resistir el momento de vuelco de la envolvente en (N/m) en la circunferencia de la envolvente

Cuando $\frac{M}{\left[D^2(w_t + w_L)\right]} > 1{,}57$ o cuando $\left(\frac{F_b}{1000\,t}\ \text{S.I}\right) > F_a$ (Ver 16.4.3) el tanque es estructuralmente inestable, y es necesario adoptar una de las siguientes medidas:

a).- Incrementar el espesor de la chapa del fondo bajo la envolvente $-t_b-$, incrementándose w_L sin sobrepasar las limitaciones de 16.3.1 y 16.3.2

b).-El espesor de la envolvente t debe aumentarse

c).- Cambiar las proporciones del tanque aumentando el diámetro y reduciendo la altura.

d).- El tanque deberá anclarse de acuerdo con 16.5

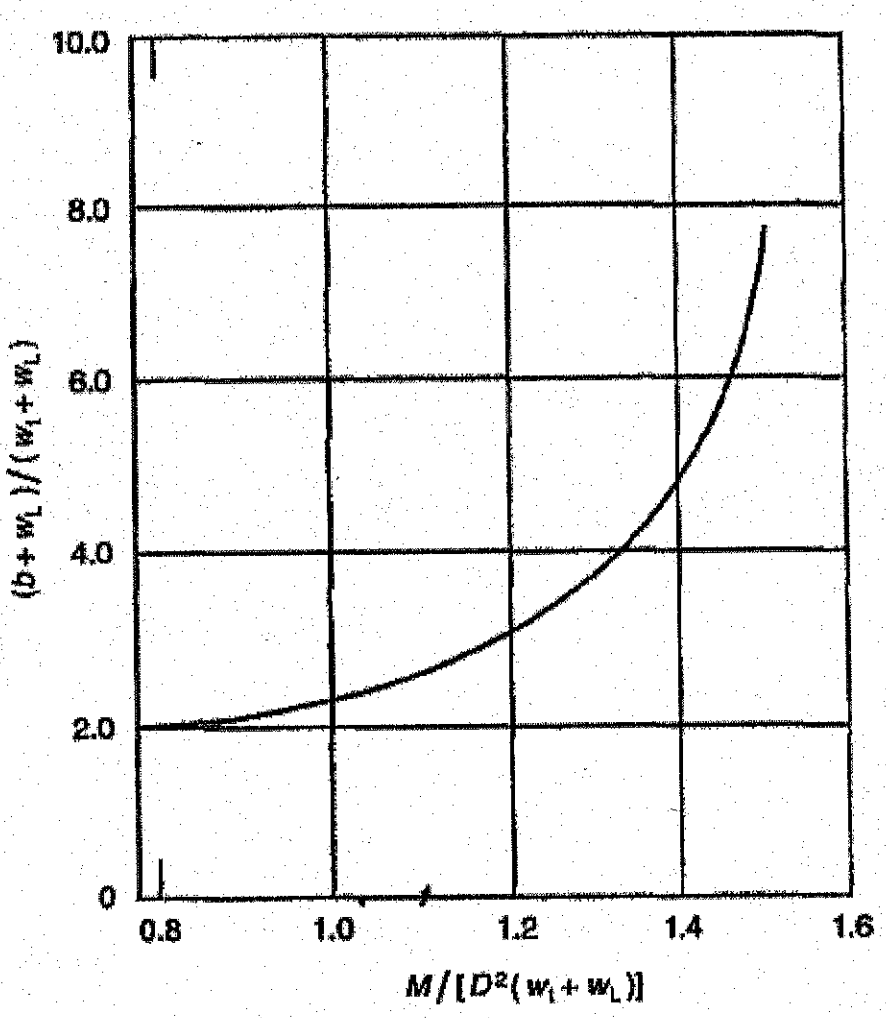


Figura 16-4 (Fuerza de Compresión F_b)

La Figura 1464 puede utilizarse para el cálculo de la fuerza de compresión Fb cuando

$$0{,}785 < \frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \leq 1{,}5$$

16.4.2 TANQUES ANCLADOS

Para tanques anclados, la Máxima Fuerzo Longitudinal de Compresión en el fondo de la envolvente viene determinada por la siguiente formula:

$$F_b = w_L + \frac{1{,}273\,M}{D^2}$$

F_b = Máximo fuerza longitudinal de compresión en la virola del fondo en ((N/m) de longitud circunferencial)

M = Momento de vuelco aplicado en el fondo de la envolvente en (m x N)

w_L = Máximo peso de los contenidos del tanque que pueden usarse para resistir el momento de vuelco de la envolvente en (N/m) en la circunferencia de la envolvente

D = Diámetro del tanque en (m)

16.4.3 MAXIMA TENSIÓN ADMISIBLE DE COMPRESIÓN EN LA ENVOLVENTE

La máxima tensión longitudinal de compresión en la envolvente, ($\frac{F_b}{1000\,t}$ en S.I) no deberá exceder la máxima tensión admisible F_a, determinada por las formulas siguientes, cuando se tiene en cuenta el efecto de la presión interior debida a los contenidos del liquido:

Cuando ($GHD^2/t^2 \geq 44$ S.I.)

SISTEMA INTERNACIONAL	Cuando $GHD^2/t^2 \geq 44$	$F_a = \frac{83\,t}{D}$

SISTEMA INTERNACIONAL	Cuando $GHD^2/t^2 < 44$	$F_a = \frac{83\,t}{2{,}5D} + 7{,}5\sqrt{GH}$

En cualquier caso F_a será menor que $0{,}5\,F_{TY}$

t = Espesor de la envolvente en el fondo, sin corrosión en (mm)

F_a = Máxima tensión admisible longitudinal de compresión en la envolvente en (MPa)

F_{TY} = Mínimo Limite Elástico en la virola del fondo en MPa)

G = Densidad especifica

H =Máxima altura de diseño del liquido d en (m)

D = Diámetro del tanque en (m)

16.4.4,- VIROLAS SUPERIORES DE LA ENVOLVENTE (CONSIDERACIONES DE CÁLCULO).

Si el espesor de la virola inferior de la envolvente, calculado para resistir el momento de vuelco por sismo es mayor que el espesor requerido por presión hidrostática, excluida la corrosión, entonces los espesores calculados de cada una de las virolas superiores para la presión hidrostática deberán ser incrementados en la misma proporción, a no ser que un análisis especial sea hecho para determinar el momento de vuelco por sismo y su correspondiente tensión en la parte inferior de cada virola superior.

16.5 ANCLAJE DE TANQUES

16.5.1 ANCLAJE MINIMO

Cuando el tanque es anclado, entonces w_L no debe de ser considerado para reducir la carga sobre los anclajes en el levantamiento. Los anclajes serán diseñados de acuerdo a 12.3

16.5.2 .-CONSIDERACIONES SOBRE LOS ANCLAJES

14.5.2.1.- Si un tanque anclado no es diseñado adecuadamente, este puede ser susceptible de romperse. Se prestará atención en comprobar la seguridad si el esfuerzo en la unión del tanque con los anclajes es mayor que el especificado mínimo limite elástico de los anclajes, para que de este modo no se produzca el fallo de los mismos.

La experiencia ha demostrado que el diseño adecuado de los tanques anclados tiene una mayor resistencia con respecto a las sobrecargas por sismo que la que tiene un tanque sin anclar.

Como adición a los requerimientos de 16.5.1 el diseño de los anclajes comprenderá también los requerimientos de 16.5.2.2 hasta 16.5.2.7.

16.5.2 .-CONSIDERACIONES SOBRE LOS ANCLAJES

14.5.2.2- El espacio entre anclajes no excederá de 3000 mm. En tanques con diámetro menor de (15 metros) el espacio entre los anclajes no deberá exceder de (1800 mm. Cuando se usen pernos de anclaje, estos deberán tener un diámetro mínimo de 1 pulgada = 25 mm (sin contar el sobre espesor por corrosión).

16.5.2.3.-El ensamblaje de la unión de los anclajes en la unión con la envolvente será diseñado para una carga igual al mínimo esfuerzo del Limita Elástico multiplicado por el área de la sección transversal del anclaje.

16.5.2.4.- La resistencia de empotramiento del anclaje en la cimentación será suficiente para desarrollar una resistencia igual al del mínimo Limite Elástico de los pernos. Los anclajes con gancho o chapas en el extremo deben de ser usados para resistir mejor el tirón exterior.

16.5.2.6.- La corrosión admisible, que sea especificada, debe de ser agregada a las dimensiones del anclaje El suministro de los anclajes, incluido el sobre espesor por corrosión, será usado para determinar el diseño de las cargas para que la unión con la envolvente y el empotramiento, cumpla los requerimientos establecidos

16.5.2.7.- Cuando se especifique, los anclajes deben de ser diseñados para soportar la expansión térmica permitida del tanque para una temperatura mayor de (90º C.)

16.6.- EJEMPLO COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DE UN TANQUE POR SISMO (1) (EJEMPLO DE CÁLCULO)

1.-Datos

Z= Factor Sísmico = 0,06

Volumen = 11,1 m^3

Densidad = 894 kg/m^3

Relación D/H =1,92/3,82= 0,5

D = Diámetro =1,92 m

H =Altura Total =3,82 m

H/2= 1,91 m

K = 0,59 obtenido en Fig. 16-3

T = Periodo Natural =1,811 K($D^{0,5}$) =1,811x0,59(1,92 ^{0,5})= 1,48 seg

S = Coeficiente en Tabla 16-1=1,5 para terrenos blandos y arcillosos

C_1= Coeficiente =0,6 (en 16.2.3.1)

C_2= (cuando T≤ 4,5) vale =0,75xS/T= 0,75x1,5/1,48= 0,76 (en 16.2.3.2)

I= Factor =1

C_1ZI= 0,6 x 0,06x1= 0,036

C_2ZI= 0,76 x 0,06x1=0,0456

W_T = Peso del contenido en el tanque = Vx ρ =11,1x 8940 = 99240 N

W_{te} = Peso del Techo =π x D x g_{ene}x t x ρ=3,14 x 1,9 x 0,97 x 0,006 x 8000= 2800 N

W_e = Peso Envolvente =π x D x H x t x ρ =3,14 x 1,92 x 3,82 x0,006 x 8000=11060 N

W_1 =Peso de la masa efectiva contenida en el tanque determinada por 16.2.2 Fig 16-1=0,91xW_T

W_1=0,91x 9924 = 90300 N

W_2 =Peso de la masa efectiva que se mueve en primer lugar por 16.2.2 Fig 16-1 =0,15xW_T

W_2 = 0,15 x 9924 = 14890 N

H_e= Altura del Centro de Gravedad de la Envolvente =H/2=1,91 m

H_t= Altura de la Envolvente hasta el Techo =H =3,82 m

X_1= Altura a desde el fondo al centroide de W_1 por 16.2.2 Fig 16-2=0,42 x H =0,42x3,82 =1,60 m

X_2= Altura " " " W_2 " =0,8 x H = 0,8 x3,82=3,05 m

W_1/W_t =0,91 en Fig. 16-1; W_2/W_t =0,15 en Fig. 16-1; X_1/H =0,42 Fig. 14-2 ; X_2/H =0,8 Fig 16-2 ;

2.- Calculo del Momento

El Momento $M = Z\ I\ [C_1 (W_e H_e + W_t H_t + W_1 X_1) + C_2 W_2 X_2]$

M =0,06 x 1 [0,6(11060 x 1,91 + 2800 x 3,82 + 90300 x 1,6)+0,76 x 14890 x 3,05]

M =0,06 x(10.5780+34.520) =8420 m-N

El Momento estabilizante en 16.4.1 con:

$M_e = D^2 (w_L + w_t)$

$w_L = 99 \times .t_b (F_{by}.G.H)^{0,5}$ =99 x 8 $(187,5 \times 0,894 \times 3,82)^{0,5}$=20.041 N/m

$w_L \leq$ 196x G x H x D =196 x 0,894 x 3,82 x 1,92 =1289 N/m en 16.3.1

Se toma el valor de w_L =1289 Nm

t_b= Espesor del fondo bajo la envolvente = 8 mm

G = Peso Especifico =0,894

H = Altura del tanque =3,82 m

D = Diámetro tanque =1,92 m

F_{by} = Limite Elástico chapa del fondo =187,5 MPa

$w_t = (W_e + W_{te})/\pi.D$=(11060+2800)/3,14x1,92 =13860/6,031= 2298 N/m

w_t = 2298 N/m

$$\frac{\text{Momento}}{\text{Modulo Resistente}} = \sigma\ (kg/cm^2)$$

Tensión Admisible

$$W_t = \frac{M}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4M}{\pi D^2} = \frac{4M}{\pi D^2} = 1'273\ \frac{M}{D^2}$$

$\frac{M}{\text{Area}}$ = Fuerza unitaria (por ~~unidad de longitud~~ de compresión) de circunferencia.

(resistente)

El Momento estabilizante

$M_e = 1{,}92^2(1289+2298) = 13.223$ m-N

(D^2)

M_e = 13.223 m-N

Relación $M / M_e = 8420/13223 = 0{,}636$. Valor inferior a 0,785 en 16.4

La tapa de por sí comprime las paredes del tanque. Además si tuviese algo lo gira para volcar (viento o sísmo), esa posición hace q la zona superior se comprima más. La zona superior queda fraccionada.

Máxima Fuerza de Compresión Longitudinal

Considerando el tanque sin anclajes la Máxima fuerza de compresión longitudinal en el fondo de la envolvente es:

$$F_b = w_t + \frac{1{,}273M}{D^2} = 2298 + \frac{1{,}273 \times 8420}{1{,}92^2} = 2298 + 2907 = 5205 \text{ N/m}$$ de longitud de circunferencia de envolvente

Cuando $M/M_e = 0{,}636 \leq 0{,}785$	Fuerza de Compresión: F_b = 5205 N/m

Por 16.4.3 la Máxima fuerza de compresión longitudinal en la envolvente $F_{Maxima} = \frac{F_b}{1000\,t}$ NO debe de exceder a la máxima tensión admisible F_a: $\frac{F_b}{1000t} \leq F_a$

t = Espesor de la envolvente en el fondo = 6 mm

F_a = Máxima tensión Admisible de Compresión en la Envolvente MPa

$\frac{F_b}{1000\,t} = \frac{5205}{1000 \times 6} = 0{,}86$ MPa Será menor que < que F_a

Por 16.4.3

Si $GHD^2/t^2 = 0{,}894 \times 3{,}82 \times 1{,}92^2/6^2 = 0{,}35 < 44$ entonces el valor de F_a es:

$$F_a = \frac{83t}{2{,}5D} + 7{,}5\sqrt{GH} = \frac{83 \times 6}{2{,}5 \times 1{,}92} + 7{,}5\sqrt{0{,}894 \times 3{,}82} = 103{,}75 + 13{,}85 = 117{,}61 \text{ MPa} =$$

Máxima Tensión de Compresión por calculo: F_a = 117,61MPA

Pero teniendo en cuenta que F_a siempre ≤ que $0{,}5F_{ty} = 0{,}5 \times 187{,}5 = 93{,}8$ MPa

Se toma para F_a el valor mínimo de 93,8MPa

Máxima Tensión de Compresión Real: F_a = MPa

COMO $\frac{F_b}{1000\,t} = 0.86\text{MPa} < F_a = 93{,}8\text{MPa}$

NO HACE FALTA ANCLAR EL TANQUE

17.-DISEÑO DE TANQUES PARA PEQUEÑA PRESION INTERNA

17.1.- GENERAL

17.1.1.-La máxima presión interna en tanques con techo es aquella que multiplicada por el área de la sección transversal del diámetro del tanque es menor que el peso de la envolvente, techo y cualquier estructura soportada por la envolvente o techo. Esta presión interna puede aumentarse siempre que se cumplan requerimientos adicionales.

Para tanque que almacenen líquidos refrigerados se especifica en el Código API-620

Para temperatura mayor de (90ºC) (ver el tema 18)

17.1.2.- Cuando la presión interna multiplicada por la sección transversal del diámetro nominal del tanque no excede

al peso nominal, del material de la envolvente, techo y cualquier estructura soportada por la envolvente o el techo, el diseño será con lo dispuesto en 17.2 a 17.6. La estabilidad al vuelco con respecto a las condiciones del viento será determinada de acuerdo a 12.1, cuando sea especificada. La estabilidad con respecto a las condiciones de sismo será determinada independientemente de la presión de levantamiento. El diseño de sismo debe hacerse con arreglo al tema 16.

No puede exceder en 18 kPa a la que equilibra el techo. Si lo hace → API 620.

17.1.3.- La presión interna que exceda al peso de la envolvente, techo y estructuras sobre ellos, no debe de ser mayor de ((18 KPa) cuando la envolvente es anclada al contrapeso que proporciona la pared circular de hormigón. Como se expone en 17.6.

17.1.4.- El diseño del tanque de acuerdo con este tema deberá cumplir con todas las demas reglas a menos que estas se supriman en 17.6

17.2.-DETALLES DEL TECHO

Los detalles de la unión envolvente-techo se dan en la figura 17.1

17.3.-MAXIMA PRESION DE DISEÑO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

17.3.1.-El valor de la presión de diseño P, para un tanque que ha sido construido o que tenga los detalles de diseño establecidos anteriormente, puede ser calculada por: la siguiente ecuación, aún estando supeditada al valor P_{Max} dado en 17.3.2

Nota: La Presión de diseño para junta frangible es la de rotura.

Presión de Diseño: < Presión Máxima 17.3.2

PRESION DE DISEÑO

SISTEMA INTERNACIONAL
$P = \frac{(1,1)(A)(\tan\theta)}{D^2} + 0,08\ t_h$

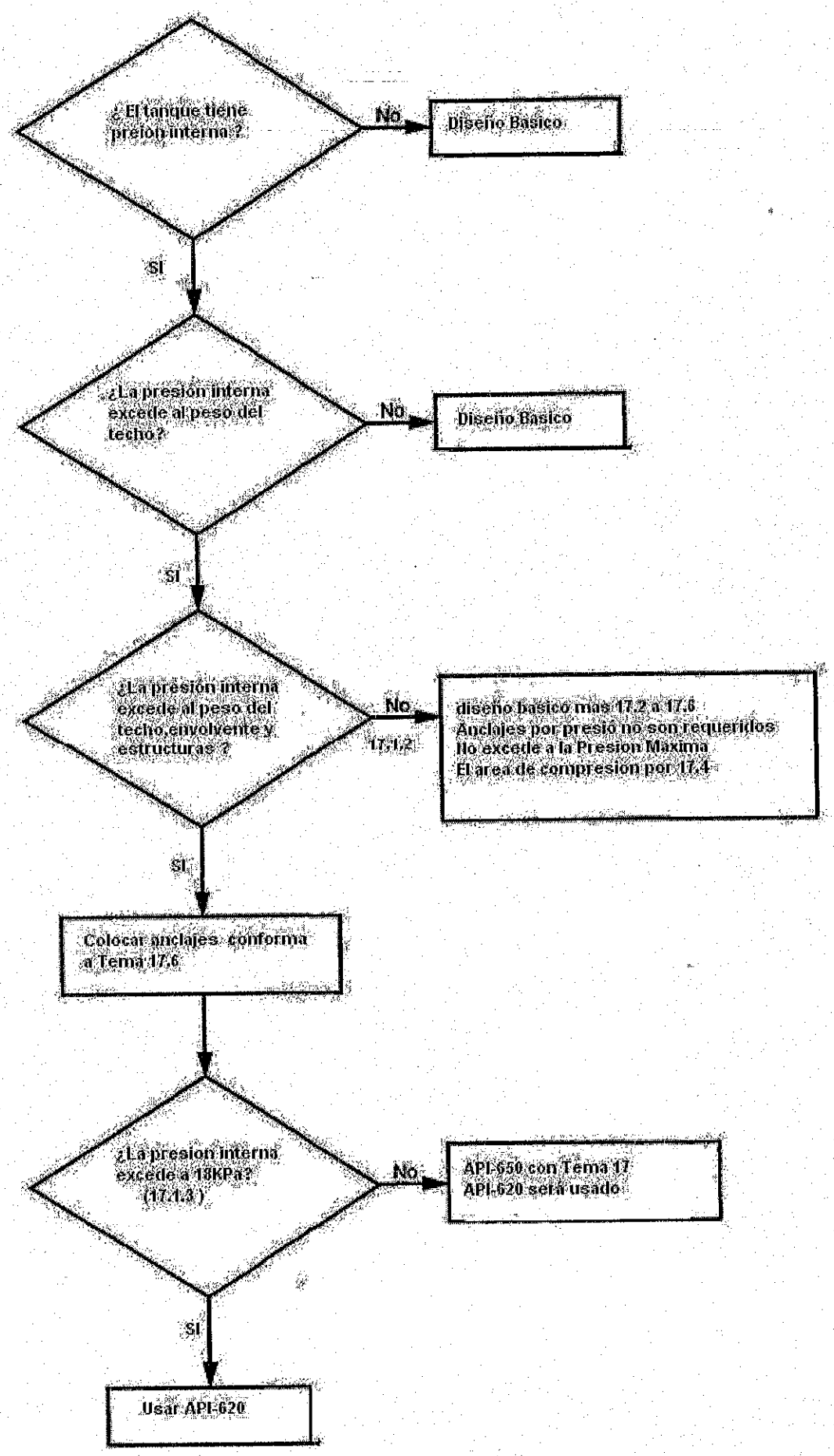
P = Presión interna de diseño en (KPa)

θ= Angulo entre el techo y el plano horizontal en la unión techo-envolvente en grados (tan θ = Solape entre el techo)

D = Diámetro del Tanque en (m)

t_h = Espesor nominal del techo en (mm)

A = Area resistente de la fuerza de compresión en (mm^2) cuyo valor se calcula en la Fig. 17.1


¿El tanque tiene presión interna ?
No
Diseño Básico
SI
¿La presión interna excede al peso del techo?
No
Diseño Básico
SI
¿La presión interna excede al peso del techo,envolvente y estructuras ?
No
17.1.2
diseño básico mas 17.2 a 17.6
Anclajes por presio no son requeridos
No excede a la Presion Maxima
El area de compresion por 17.4
SI
Colocar anclajes conforma a Tema 17.6
¿La presion interna excede a 18KPa? (17.1.3)
No
API-650 con Tema 17
API-620 sera usado
SI
Usar API-620

17.3.2.-La Presión de diseño máxima limitada por el levantamiento de la base de la envolvente no excederá del valor calculado que se da a no ser que este limitada por la ecuación de 17.3.3

MÁXIMA PRESION DE DISEÑO

SISTEMA INTERNACIONAL
$P_{max} = \frac{0{,}00127\,W}{D^2} + 0{,}0\,8\,t_h - \frac{0{,}00382\,M}{D^3}$

→ Alcanza su valor máximo cuando se excluye el viento del cálculo.

P_{Max} = Máxima Presión de Diseño en (kPa)
D = Diámetro del Tanque en (m) (
t_h = Espesor nominal del techo en (mm)
M = Momento del Viento en (m-N)
W = Peso total de la envolvente (sin el peso del techo) y de cualquier estructura soportada por el techo y la envolvente en(N)

Nota: M = Momento de viento, cuando la estabilidad al vuelco por viento la requiere el comprador de acuerdo con 12.1 y 12.2, si no es así, entonces M = 0. Los anclajes pueden ser requeridos cuando la máxima presión de diseño se combina con la carga de viento. Si la estabilidad al vuelco no ha sido especificada, el constructor debe de proponer la máxima velocidad de viento que el tanque puede resistir sin anclaje, cuando esta carga de viento se combina con la máxima presión de diseño.

17.3.3.- La dimensión del ángulo en cabeza y el solape del techo decrece cuando el tanque aumenta el diámetro, el diseño de la presión permitida en 17.3.1 y 17.3.2 se aproxima a la presión dada en 17.5 que produce el fallo en la unión envolvente-techo. Para proveer un margen de seguridad entre la máxima presión de operación y la calculada presión de fallo,, una sugerencia adicional a la limitación de la máxima presión de diseño para los tanques, con unión entre envolvente-techo débil (frangible) es que:

PRESION MAXIMA DE DISEÑO — PRESIÓN DE FALLO

$P_{Max} < 0{,}8(P_f)$

→ Para tomar un margen de seguridad.

cuando se diseñe para junta frangible se toma $P_{MAX} < P_f$.

17.3.4.- Cuando un tanque es completado totalmente, será llenado con agua hasta el ángulo de cabeza o hasta el nivel de líquido de diseño, y la presión de diseño interna se aplicara en el espacio encerrado por encima del nivel del agua y manteniéndola durante 15 minutos, La presión del aire, entonces, será reducida a la mitad de la presión de diseño, y todas las juntas por encima del nivel del liquido deben de ser comprobadas que no tiene perdidas mediante película jabonosa, aceite de lino o cualquier otro material apropiado. Los venteos del tanque deben de ser probados durante o despues de esta prueba.

17.4.- AREA REQUERIDA PARA LA COMPRESION EN LA JUNTA DE UNION TECHO-ENVOLVENTE

17.4.1.-Cuando la Máxima Presión de Diseño ha sido establecida (no superior a la dada en 17.3.1 y 17.3.2) el área total requerida para la Compresión en la junta techo-envolvente viene dada por:

AREA REQUERIDA

SISTEMA INTERNACIONAL
$A = \frac{D^2(P - 0{,}08\, t_r)}{(1{,}1)\tan\theta}$

Hay que comparlra con aquella que nos salió combando con la colaboración de los elementos (ver figuras) y quedarse con la más restrictiva.

D = Diámetro del tanque en (m)
A= Area requerida para la compresión en la unión techo-envolvente en (m^2)
t_r = Espesor de la chapa del techo en (mm)
θ = Angulo del techo con la horizontal en grados
P = Máxima Presión Interna de diseño en (KPa)

→ domo y cónicos vistos en 8.1.1 y 8.1.2

17.4.2.- Parra techos auto soportados, el área de compresión no será menor que el área de la sección transversal calculada en 8.1.1; 8.1.2; 8.3.1 y 8.3.2

17.5.- CALCULO DE LA PRESION DE FALLO

En tanques que la tensión en el área del aro de compresión alcanza el punto del valor del limite elástico el fallo es esperado que suceda en esa área. Con esta base, una aproximada formula para calcular la presión en que se produce el fallo esperado ocurra en la cabeza del aro de compresión, puede expresarse en función de la presión de diseño permitida en 17.3.1 y es la siguiente:

PRESION DE FALLO

SISTEMA INTERNACIONAL
$P_f = 1{,}6\ P - 0{,}047\ t_r$

← CONSIDERADA EMPÍRICA

P_f = Presión de fallo en (kPa)
t_r = espesor de la chapa del techo en (mm)

Esta formula esta basada para el fallo ocurriendo con un valor de Limite Elástico de (220 MPa). (Valor bajo, para los aceros usuales actuales).

La experiencia indica que con este fallo, el (Buckling) esta localizado en la junta envolvente-techo y probablemente ocurre cuando en ese punto el limite de elasticidad del material es excedido en el área del aro de compresión.

Nota. Esta formula esta basada en que el fallo ocurre a una tensión de 220 MPa

Buckling → abollamiento

17.6.- TANQUES ANCLADOS CON PRESION DE DISEÑO SUPERIOR A (18 KPa)

17.6.1-En este tema en el calculo del espesor de la envolvente, los tanques que sean anclados para resistir el levantamiento por presión interna cuando se calcule el espesor de la chapa de cierre de las bocas de hombre en la envolvente, hay que añadirr a la altura H en m de la columna del liquido la cantidad P/9,8G, donde P es la presión de diseño en Kpa y G el peso especifico.

17.6.2.- El área de compresión requerida en la unión de techo-envolvente de un techo cónico soportado se calcula por el punto 17.4.1, y la participación del techo y de la envolvente en el área de compresión de la unión se determina por la figura 17.1.

Para techos domo y cónicos auto soportados, el área requerida y la participación de cada componente en el área de compresión es la dada en el punto 5.12.4 de API-620, excepto que la tensión de compresión admisible de (105 MPa) debe de ser aumentado a (140 MPa)

17.6.3.- El diseño y soldadura del techo, el diseño de las soldaduras en refuerzos, bocas de hombre y boquillas de tubería acopladas al techo, serán realizado de acuerdo con API-620.

El espesor de los techos auto soportados no debe de ser menor que el especificado en los puntos 8.1 y 8.3.

17.6.4.- El diseño de los anclajes y la unión de estos al tanque debe de ser un acuerdo entre fabricante y comprador , pero deben de cumplir los siguientes requisitos.

a).- La tensión de diseño en los anclajes debe de satisfacer las condiciones de la Tabla 17.1

CAUSA DEL LEVANTAMIENTO		
	TECNICO Kg / cm^2	S.I. MPa
PRESIO DE DISEÑO INTERIOR	1050	105
PRESION DE DISEÑO + VIENTO	1400	140
PRESION DE PRUEBA	1400	140
1,5 xPRESION DE FALLO	Limite Elástico	Limite Elástico

Tabla-17.1

b)- Cuando es posible la existencia de corrosión, un espesor adicional debe de considerarse en los anclajes. Si se usan pernos de anclaje, el diámetro no deberá de ser menor a 1" (pulgada), más una corrosión admisible de al menos 6 mm en el diámetro.

c)- Cualquiera de los pernos de anclaje será uniformemente apretado y ajustado sin holgura, y cualquier perno de anclaje será reforzado con soldadura, solo antes del llenado tanque con agua para la prueba, cuando se aplica encima del agua cualquier presión. Medidas, como es el martilleo de los filetes de las roscas o añadir tuercas fijas, deben de tomarse para prevenir que las tuercas puedan salirse de las roscas.

Si son muchas las silletas, conviene disponer un aro de compresión en toda su periferia y cogerlas todas a él. Pero si son pocas, a cada una se le dispone su dos dueñas de refuerzo.

d).- La unión de los anclajes a la envolvente no debe de significar la aparición de una tensión localizada en la envolvente. La forma de realizar la colocación de los anclajes en su unión a la envolvente, será la de evitar la aparición de un efecto de deflexión en la pared del tanque. Para esta unión de los pernos de anclaje, deben de colocarse mediante silletas de dimensiones adecuadas con un aro de compresión.

17.6.5.- La colocación de un contrapeso donde anclar el tanque debe diseñarse de tal manera que la resistencia que ofrezca al levantamiento el fondo situado bajo la envolvente sea mayor que:

a).- El levantamiento que produce 1,5 veces la presión de diseño en el tanque vacío (descontando el espesor por corrosión) combinado con el levantamiento producido en el tanque por el viento a su velocidad de diseño.

b).- El levantamiento producido por 1,25 veces la presión de prueba en el tanque vacío (el tanque tendrá el espesor de construcción).

c) .-El levantamiento producido por 1,5 veces la calculada presión de fallo P_f aplicada al tanque lleno, con el líquido de diseño. El peso de liquido efectivo a considerar será el contenido limitado por la pared circular de la cimentación y la pared interior del tanque. El rozamiento con el suelo de la pared circular de hormigón puede incluirse en la resistencia.. Cuando se incluye en el diseño de la pared circular de hormigón un pedestal. El peso del mismo debe de incluirse en la resistencia.

17.6.6.- Después de que el tanque ha sido llenado con agua, la envolvente y los anclajes deben de ser examinados visualmente para comprobar la impermeabilidad. Una presión de aire de 1,25 veces la presión de diseño será aplicada en el tanque lleno de agua, por encima del nivel de la misma. La presión del aire debe de reducirse a la presión de diseño, siendo entonces el tanque examinado para comprobar que no hay fugas de liquido.. Para comprobar la estanqueidad se agregara agua jabonosa o cualquier otro producto apropiado que permita detectar las fugas. Después de la prueba de agua y que el tanque ha sido vaciado (estando el tanque a la presión atmosférica), debe comprobarse la estanquidad en los anclajes. La presión de diseño será entonces aplicada al tanque como prueba final de comprobación.

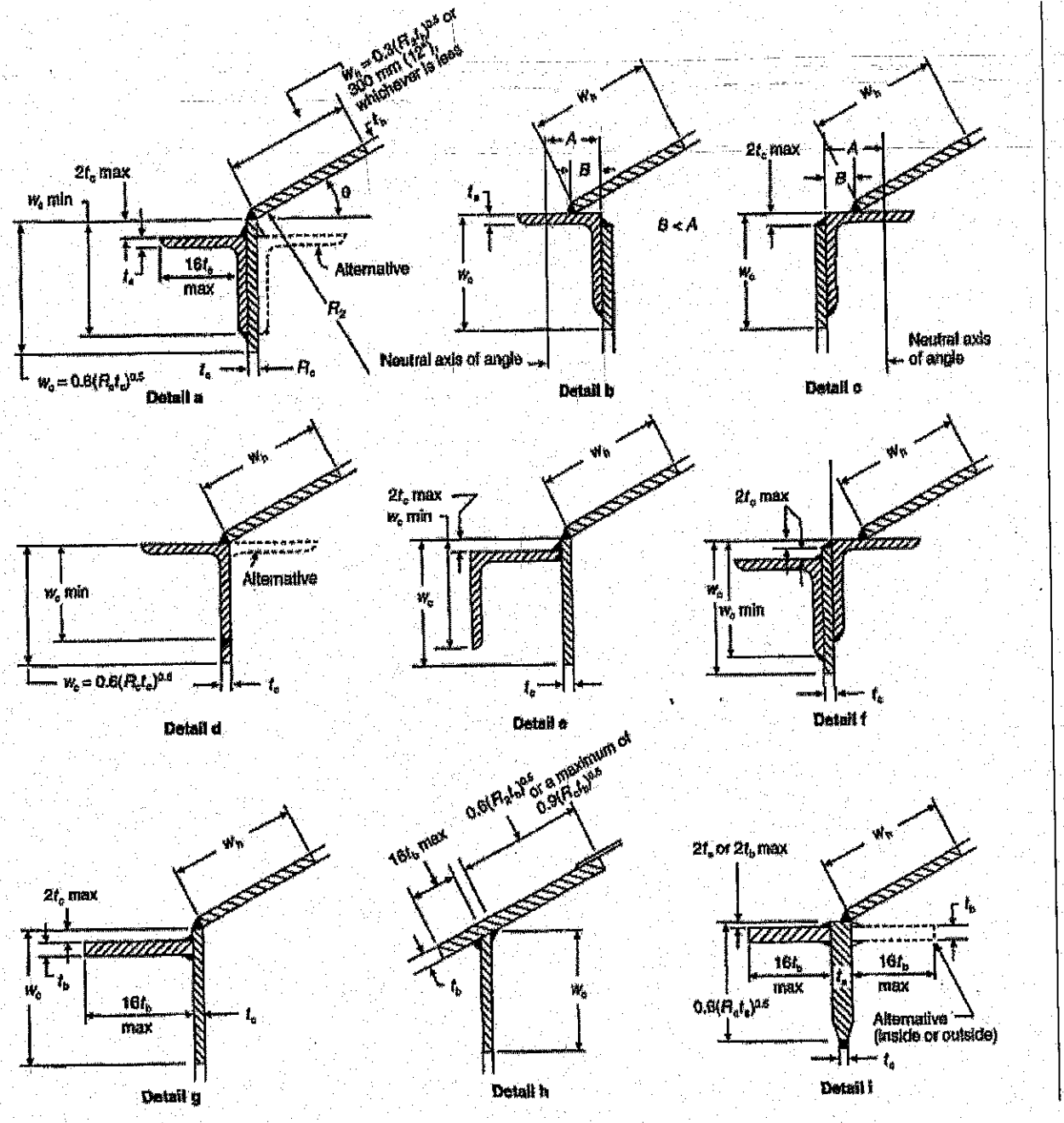


Figura-17.1

t_a = Espesor del ala del ánguloen cm

t_b = Espesor de la pletina en cm

t_c = Espesor de la chapa de la envolvente en cm

t_h = Espesor de la chapa del techo en cm

t_s = Espesor de la chapa gruesa en la envolvente en cm

W_c = Máxima anchura que participa la envolvente en cm = $0,6\ (R_c t_s)^{0,5}$

W_h = Máxima anchura que participa el techo en cm= $0,3\ (R_2 t_h)^{0,5}$ o (30 cm) (300 mm) el que sea menor

R_C = Radio interior de la envolvente del tanque en cm

R_C = Longitud de la normal al techo, medida desde el eje vertical del tanque en cm = $R_c / \text{sen}\theta$

Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

18-COMPLEMENTO PARA TANQUES OPERANDO A MAS DE 90°C (200°F)

Si pasas de 260°C, y se nos obligase a usar API-650. Como máximo lo podemos usar PERO CORRIGIENDO los límites elásticos a la temperatura dada a los que diga ASME. Y MUNTA se podrá decir "Amparado por API-650"

18.1 BASES

18.1.1.-Para tanques que operen a temperaturas superiores (90°C) e inferiores o iguales a (260°C) se dan las normas complementarias para su diseño

18.1.2.- Los siguientes tanques no deben utilizarse para operar por encima de (90°C)
a).- Tanques de techo abierto
b).- Tanques de techo flotante
c) .-Techos domo de Aluminio soportados por estructura
d).- Techos flotantes internos construidos en Aluminio
e).- Techos flotantes internos construidos en Plástico
f).- Accesos de chapa empernadas

Muy raro que un buque de techo flotante tenga una T^a > 90°C.

18.1.2.-Los techos flotantes internos, pueden ser usados con temperatura mayor de (90°C), siempre que cumplan los requerimientos de este capitulo. También debe de tenerse en cuenta la presión de vapor del líquido.

Los sistemas de estanqueidad fabricados con materiales no metálicos deberán ser apropiados para estas temperaturas..

18.1.3.- Los tanques con pequeña presión interna de acuerdo con el tema 17, pueden ser usados para temperatura de operación superior a (90° C) siempre que cumplan los requerimientos de los puntos 18.2.6; 18.2.7 y 18.2.8

18.2 MODIFICACIONES EN LA TENSIÓN ADMISIBLE

(Vemos en 9 parte del calculo afecta el espesor).

18.2.1.- Para temperaturas de operación que no pasen de (90° C) la tensión admisible es la especificada en 5.1 ver la Tabla 5-1. para el cálculo del espesor de la envolvente no debe de ser modificada.

18.2.2.- Para temperaturas en operación que excedan de(90° C)la tensión admisible especificada en 5-1.deberá ser modificada según lo siguiente:

La Tensión Admisible debe de ser los 2/3 del mínimo Limite Elástico especificado del material, multiplicado por el factor de reducción dado en la Tabla 18-1 o el valor dado en la Tabla 5-1 como es la tensión de diseño, se tomara el menor valor.

Tabla 18-1 Factor de reducción del Limite Elástico

Temperatura (°C)	Limite Elástico MPa		
	LE< 310 Mpa	310 ≤ LE <380	380<LE
90°C	0,91	0,88	0,92
150°C	0,88	0,81	0,87
200°C	0,85	0,75	0,83
260°C	0,80	0,70	0,79

Límite Elástico

Para valores intermedios interpolar

18.2.3.-La tensión admisible estructural especificada en 7.5incluyendo la tensión admisible, deberá ser multiplicado por la relación(cociente) del Limite Elástico del material a la máxima temperatura de operación por (205 MPa)), si esta relación es menor que 1,0 (ver Tabla 18-1) para factor de reducción del Limite Elástico.

18.2.4.- En las ecuaciones 17.3.1 y 17.4.1 el valor (1,1) será multiplicado por la relación del Limite Elástico de los materiales a la máxima temperatura de operación a (205 MPa) si esta relación es menor que 1,0 (ver Tabla 17-1) para factor de reducción del Limite Elástico.

18.2.5.-La tensión admisible especificada en 17.6.2 será multiplicada por la relación del Limite Elástico de los materiales a la máxima temperatura de operación (188 MPa) si esta relación es menor que 1,0 (ver Tabla 17-1) para factor de reducción del Limite Elástico.

18.2.6.-Si los anclajes llevan aislamiento, la tensión admisible en los mismos de la Tabla 12.1 será multiplicada por la relación del Limite Elástico de los materiales a la máxima temperatura de operación a (205 MPa) si esta relación es menor que 1,0 (ver Tabla 18-1) para factor de reducción del Limite Elástico.

18.3 FONDO DEL TANQUE

18.3.1.- Los tanques con diámetro mayor de 30 m tendrán chapa anular con las chapas soldadas a tope (Ver 3.4.5)

18.4 TECHOS AUTO-SOPORTADOS

18.4.1.-Los requerimientos de 8.1 y 8.3 que son aplicables a techos auto-soportados, deben de ser modificados, para temperatura de operación superior a (90ºC). El calculado espesor mínimo de las chapas del techo que se da en los puntos 8.1 y 8.3, será incrementado por la relación de (199.000 MPa) al Modulo Elástico del material a la máxima temperatura de operación.

18.4.2.- La tabla 18-2 es la usada para determinar los Módulos de Elasticidad de los materiales a la máxima temperatura de operación.

Tabla 18-2 Modulo de Elasticidad a la Máxima temperatura de Operación

Máxima Temperatura de Operación ºC	Modulo de Elasticidad MPa
90ºC	199.000
150ºC	195.000
200ºC	191.000
260ºC	188.000

Para valores intermedios interpolar

18.5 VIGAS CONTRAVIENTO

En la ecuación de la máxima altura de una envolvente sin reforzar en 13.7, la máxima altura (H_1) deberá ser reducida por la relación del Módulo de Elasticidad del material a la máxima temperatura de operación y (E =199.000 MPa) cuando la relación es menor que 1,0 (Ver Tabla 18-2 para Módulos de Elasticidad)

19.-COMPLEMENTOS PARA TANQUES DE ACERO INOXIDABLE

19.1.-BASES

19.1.1.- El diseño, materiales de fabricación, fabricación y requerimientos, para tanques verticales, cilíndricos, oblongos, abiertos y cerrados por arriba, soldados, construidos con materiales de acero inoxidable austenitico en los grados 304, 304 L , 316, 316 L , 317 y 317 L siguen las normas que se exponen en este tema.

19.1.2.- No se contemplan los tanques refrigerados y con una temperatura máxima de operación que no sobrepase los (260ºC) La temperatura de diseño debe de ser la máxima temperatura especificada en operación..Los tanques que están a temperatura ambiente (no calentados) deberán de tener la temperatura de diseño de (40ºC)

19.1.3.- El espesor mínimo no contempla la corrosión admisible

19.1.4.- Solo se adjuntan los requerimientos complementarios de aquellos estados que difieren de las reglas dadas en las Bases de Diseño y Normas en las partes anteriores. Para requerimientos no indicados en este tema deben seguirse las reglas seguidas en las partes anteriores

19.2 MATERIALES

19.2.1.-Los materiales a que se aplican estos requerimientos son los de la Tabla 19-1

Tabla 19-1 Materiales de Acero Inoxidable

Chapas y Estructurales	Tubería	Forjados	Pernos
A 240M Tipo 304	A 213M Grado TP 304	A 182 Grado F 304	A 193M Clase I Grados B8, B8A y B8M
A 240 MTipo 304L	A 213M Grado TP 304L	A 182 Grado F 304L	A 194M Grados 8,8A,8M y 8MA
A 240M Tipo 316	A 213M Grado TP 316	A 182 Grado F 316	A 320M GradosB8,B8A,B8M,B8 MA
A 240M Tipo 316L	A 213M Grado TP 316L	A 182 Grado F 316L	A 479M Tipo 304
A 240MTipo 317	A 213M Grado TP 317	A 182 Grado F 317	A 479M Tipo 304 L
A 240M Tipo 317L	A 213M Grado TP 317L	A 182 Grado F 317L	A 479M Tipo 316
	A 312M Grado TP 304		A 479M Tipo 316 L
	A 312M Grado TP 3304L		A 479M Tipo 317
	A 312M Grado TP 316		
	A 312M Grado TP 316L		
	A 312M Grado TP 317		
	A 312M Grado TP 317L		
	A 358M Grado 304		
	A 358M Grado 304L		
	A 358M Grado 316		
	A 358M Grado 316L		
	A 403M Clase WP 304		
	A 403M Clase WP 304		
	A 403M Clase WP 316		
	A 403M Clase WP 316L		
	A 403M Clase WP 317		
	A 403M Clase WP 317L		

19.2.1.2.- Las estructuras externas que sean añadidas pueden ser de acero al carbono, con tal que en ellas se añada la protección necesaria para prevenirla corrosión y considerar en los detalles de unión, las propiedades distintas de los materiales que se unen.. En estos materiales de acero al carbono, no son incluidas las chapas de refuerzo en las aberturas en la envolvente, el techo y el fondo. Los accesorios de acero al carbono como (clips para andamios) no serán soldados directamente a cualquier superficie interior del tanque.

19.3 DISEÑO

19.3.1 CHAPAS DEL FONDO

Todas las chapas del fondo deberán tener un espesor nominal mínimo de (5 mm), excluyendo cualquier corrosión admisible

19.3.2 .-ENVOLVENTE

El requerido mínimo espesor de las chapas de la envolvente deberá ser el mayor de los valores calculados por las siguientes formula

OPERACION

SISTEMA INTERNACIONAL
$t_d = \frac{4{,}9\,D(H-0.3)G}{(S_d)(E)} + C.A$

PRUEBA HIDROSTATICA

SISTEMA INTERNACIONAL
$t_d = \frac{4{,}9\,D(H-0.3)G}{(S_d)} + C.A$

t_d = Espesor de diseño de la envolvente en (mm)
t_t = Espesor de la envolvente en prueba hidráulica en (mm)
D = Diámetro nominal del tanque en (m)
H = Nivel del liquido en diseño en (m)
G = Peso especifico del liquido almacenado, especificado por el comprador
E = Eficiencia de junta, que vale: 1,0; 0,85 o 0,7 (Ver Tabla 19-4)
CA =Corrosión admisible en mm, especificada por el comprador
S_d = Tensión admisible para las condiciones de diseño en (N/m^2)((Ver Tabla 19-2)
S_t = Tensión admisible para las condiciones de prueba hidráulica en (N/m^2) (Ver Tabla 19-2)

19.3.3 ABERTURAS EN LA ENVOLVENTE

19.3.3.1.-El mínimo espesor nominal de conexiones y aberturas será el siguiente

Dimensión de la boquilla	Mínimo espesor nominal del cuello
NPS 2" y menores	Schedule 80S
NPS 3" y NPS4"	Schedule 40S
Mas deNPS 4"	6 mm

19.3.3.3.-Las bocas de hombre deberán ser conformes con 15.7 excepto que el mínimo espesor requerido estará multiplicado por la mayor de

(a) Relación del límite elástico del material a (40 ºC) al límite elástico a la temperatura de diseño.

(b) La relación de (205 MPa) al límite elástico del material a la temperatura de diseño.

19.3.4 BOCAS DE HOMBRE EN EL TECHO

Todos los componentes de acero inoxidable de la boca de hombre en el techo tendrán un espesor mínimo de 5 mm .

19.3.5.- TABLAS

Tabla 19-2 Tensiones Admisibles en las Envolventes de Tanques de Acero Inoxidable

Material Tipo	Limite .Elástico LE Mpa	Carga de Rotura LR MPa	Tensión Admisible S_d sin exceder la Temperatura de Diseño MPa					
			40ºC	90ºC	150ºC	200ºC	260ªC	S_t (prueba) Ambiente
304	205	515	155	155	140	128	121	186
304L	170	485	145	132	119	109	101	155
316	205	515	155	155	145	133	123	186
316L	170	485	145	131	117	107	99	155
317	205	515	155	155	145	133	123	186
317L	205	515	155	155	145	133	123	1 186

Nota: El valor de S_d puede interpolarse linealmente. La Tensión de Diseño será la menor de 0,3 x Carga de Rotura o el 0,9 x Limite Elástico correspondiente.

Tabla 19-3 Tensiones Admisibles para las Chapas de Bridas de Anillo

Material Tipo	Tensión Admisible sin exceder la Temperatura de Diseño Mpa				
	40ºC	90ºC	150ºC	200ºC	260ªC
304	140	115	103	95	89
304L	117	99	88	81	75
316	140	119	107	99	92
316L	117	97	87	79	73
317	140	119	108	99	92
317L	140	119	108	99	92

Nota: El valor de la Tensión admisible puede interpolarse linealmente. La Tensión de Diseño será la menor de 0,3 x Carga de Rotura o el 2/3 x Limite Elástico correspondiente.

Tabla 19-4 Juntas de Eficiencia

Junta de Eficiencia E	Radiografiado
1,00	Total
0,85	Spot
0,70	No lo requiere

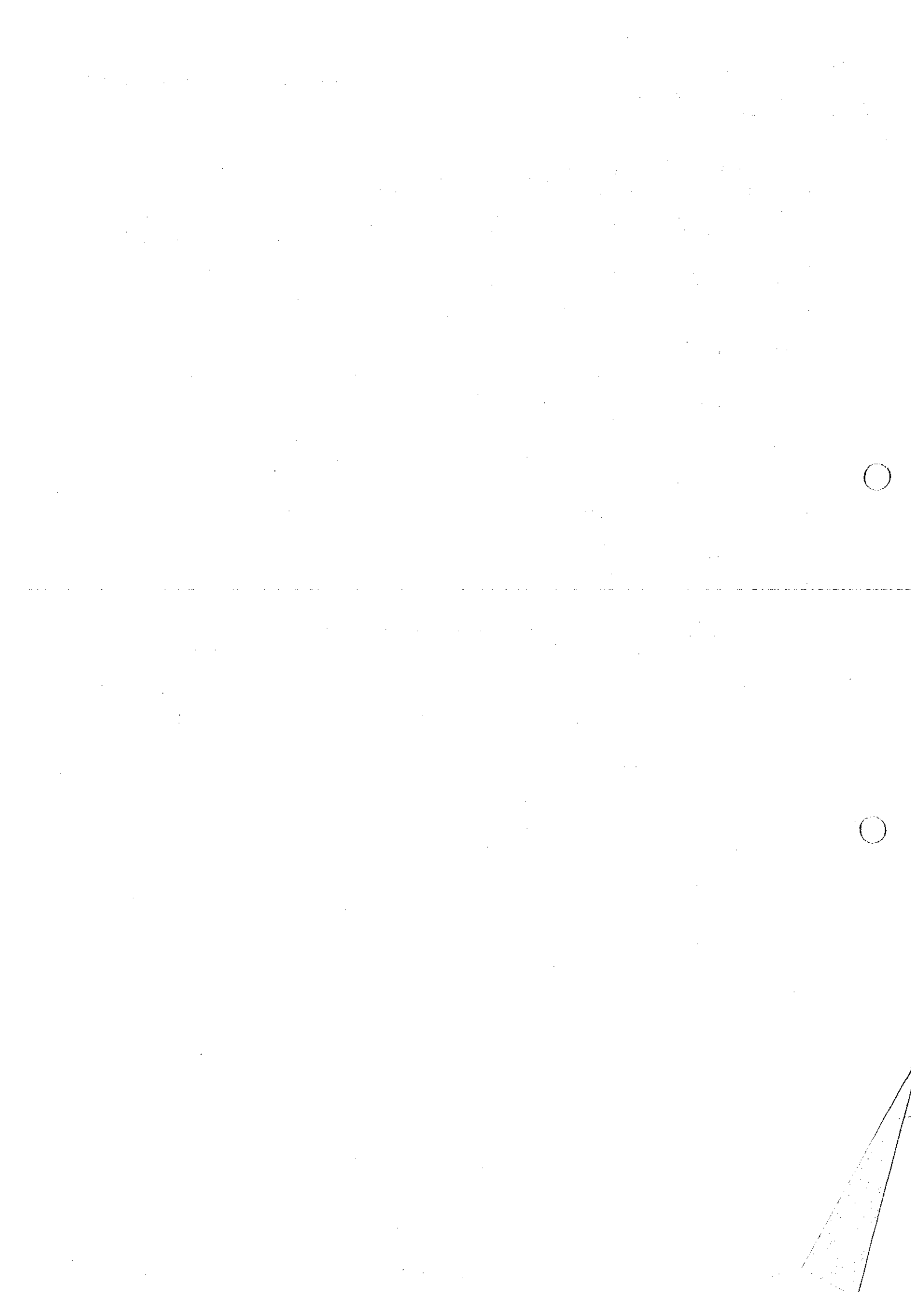


Tabla 19-5 Valores del Limite Elástico

Material Tipo	Valores del Limite Elástico sin exceder la Temperatura de Diseño Mpa				
	40°C	90°C	150°C	200°C	260ªC
304	205	1 170	155	143	134
304L	170	148	132	121	113
316	205	178	161	148	137
316L	170	145	130	119	110
317	205	179	161	148	138
317L	205	179	161	148	138

Nota: El valor de la Tensión Admisible puede interpolarse linealmente. La Tensión de Diseño será la menor de

0,3 x Carga de Rotura o el 2/3 x Limite Elástico correspondiente.

Tabla 19-6 Módulos de Elasticidad a la Máxima Temperatura de Operación

Temperatura de Diseño Máxima Menor de °C	Modulo de Elasticidad E Mpa
40	193.000
90°C	189.000
150°C	183.000
200°C	180.000
260°C	174.000

NOTA : TEMA 17 en el APENDICE M DE API 650.

19.3.6.- MODIFICACIONES AL TEMA-17

19.3.5.1.- Los requerimientos del Tema –17 para los tanques de aceros inoxidable, cuya temperatura de diseño este por encima de (40ºC), serán modificados en los puntos siguientes 19.3.5.2 y 19.3.5.7

19.3.5.2.-La tensión admisible en la envolvente será de acuerdo con la Tabla 19-2

19.3.5.3.-. El espesor de las chapas de refuerzo del fondo, pernos para bridas y las chapas para tapas deberán ser multiplicados por la relación de la resistencia elástica del material a (40ºC) a la resistencia elástica del material a la temperatura de diseño (Tabla19-5 para resistencia elástica)

19.3.5.4.- En 18.3.5.la tensión admisible del acero inoxidable estructural deberá ser multiplicada por la relación de la resistencia elástica del material a (40ºC) a la resistencia elástica del material a la temperatura de diseño (Tabla 19-5 para resistencia elástica)

19.3.5.5.- Los requerimientos de 18.3.6 y 18.3.7 deben de ser modificados de acuerdo con 19.3.5.1

19.3.5.6.- En 15.5.1 los requerimientos de 8.1 y 8.3 serán multiplicados por la relación del Módulo de Elasticidad del material a (40ºC) y el Módulo de Elasticidad del material a la temperatura de diseño (Tabla 19-6 para Módulos de Elasticidad)

19.3.5.7.-En 18.5 la ecuación para determinar la máxima altura sin reforzar la envolvente en 13.7, será multiplicada por la relación del Módulo de Elasticidad del material a la temperatura de diseño al Módulo de Elasticidad a la temperatura de (40ºC).

20.-PERNOS DE ANCLAJE

20.1.- GENERAL

Los pernos se ubican alrededor de un circulo sobre el anillo base, actuando los mismos sobre unas silletas que están soldadas al anillo base y al faldón.

Los anclajes estarán separados como máximo a 300 mm

20-1 19-1 El esfuerzo de Tracción admisible en los anclajes debe de estar de acuerdo con Tabla

Tabla 20-1 ~~19-1~~ Tensiones Admisibles para Anclajes de Tanques

Levantamiento resultante por causa de	Tensión Admisible en la espiga de los Pernos de Anclaje MPa
Presión de Diseño Interna	105 = 1060 kg/cm²
Presión de Diseño por Viento	140
Presión de Prueba	140
Fallo por Presión x1,5	Limite Elástico

Al calcular la dimensión de los pernos hay que considerar el área en la raíz de los pernos, en la figura adjunta se dan los datos sobre pernos. viniendo este valor en la columna Root Area de Standard Thread

ESTE ES EL AREA QUE TOMAREMOS SIEMPRE PARA COMPENSAR, ES DECIR LA DISPONIBLE

Bolt Size d	Standard Thread: No. of Threads	Standard Thread: Root Area	8-thread Series: No. of Threads	8-thread Series: Root Area	Bolt Spacing*: Minimum B_s	Bolt Spacing*: Preferred	Minimum Radial Distance R	Edge Distance E	Nut Dimension (across flats)	Maximum Fillet Radius r
½"	13	0.126	No. 8		1½"	3"	1 5/16"	⅝"	¾"	¼"
⅝"	11	0.202	thread		1½	3	1 5/16	⅝	1 1/16	5/16
¾"	10	0.302	series		1¾	3	1 5/16	1	1¼	5/16
⅞"	9	0.419	below 1"		2 1/16	3	1¼	1 5/16	1 5/16	⅜
1"	8	0.551	8	0.551	2¼	3	1⅜	1 5/16	1⅝	7/16
1⅛"	7	0.693	8	0.728	2½	3	1½	1½	1 13/16	7/16
1¼"	7	0.890	8	0.929	2 13/16	3	1⅝	1¾	2	7/16
1⅜"	6	1.054	8	1.155	3 1/16		1⅞	1⅞	2 1/16	7/16
1½"	6	1.294	8	1.405	3¼		2	1⅞	2⅜	½
1⅝"	5½	1.515	8	1.680	3½		2⅛	1⅞	2 13/16	½
1¾"	5	1.744	8	1.980	3¾		2¼	1⅝	2¾	½
1⅞"	5	2.049	8	2.304	4		2⅜	1⅞	2 15/16	½
2"	4½	2.300	8	2.652	4¼		2½	2	3⅛	11/16
2¼"	4½	3.020	8	3.423	4¾		2¾	2⅛	3⅜	11/16
2½"	4	3.715	8	4.292	5¼		3 1/16	2⅜	3¾	11/16
2¾"	4	4.618	8	5.259	5¾		3⅜	2⅝	4⅛	¾
3"	4	5.621	8	6.324	6¼		3⅝	2⅞	4⅝	13/16

* B_s = center-to-center distance between bolts, inches

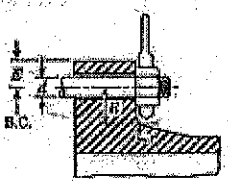


Tabla de Pernos 20.2

20.2.- CALCULO DE PERNOS DE ANCLAJE

El área requerida para los pernos se calcula en las condiciones de torre vacía.
El método para el cálculo de los pernos de anclaje, de una forma simple, es suponer que forman un anillo continuo de diámetro igual al del circulo de los pernos.

La Tensión Máxima en los pernos es:

← CONCEPTO UNIVERSAL Y RECIPIENTE

$$T_{Max} = \frac{M}{A_B} - \frac{W}{C_B} \text{ en Kg/cm} = \left[\frac{4M}{\pi x D_{CB}^2} - \frac{W}{\pi \times D_{CB}}\right] \text{Kg/cm} \quad \text{Ec-20-1}$$

M = El Momento aplicado en mm-N

A_B = Area encerrada por él circulo de pernos en $mm^2 = \pi \times \frac{D_{CB}^2}{4}$

W = Peso en vacío de la torre en N
C_B = Longitud del circulo de pernos en mm = $\pi \times D_{CB}$
D_{CB} = Diámetro del circulo de pernos en mm

Area requerida de un perno:

$$b_1 = \frac{T_{Max} x\, C_B}{S_{Ad} x N} = \frac{\left[\frac{4M}{\pi x D_{CB}^2} - \frac{W}{\pi x D_{CB}}\right] x \pi x D_{CB}}{S_{Ad} \times N} = \frac{\left(\frac{4M}{D_{CB}} - W\right)}{S_{Ad} \times N} \text{ cm}^2 \quad \text{Ec-20-2}$$

S_{Ad} = Tensión Admisible para material de pernos en N/mm^2
N = nº de pernos
b_1 = Area requerida de un perno en mm^2 (en función del peso total del tanque, de la tensión admisible del terreno...)

Numero de Pernos:

$$N = \frac{T_{Max} x\, C_B}{S_{Ad} x b_1} = \frac{\left(\frac{4M}{D_{CB}} - W\right)}{S_{Ad} x\, b_1} \quad \text{Ec-20-3}$$

Esfuerzo a Tracción soportado por un Perno-T_1

$$T_1 = \frac{1}{N}\left[\frac{4xM}{D_{CB}} - W\right] \text{ en N} \quad \text{Ec-20-4}$$

20.3.- LONGITUD DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Longitud del perno de anclaje –L- (pernos sin gancho)

T_1 = perímetro del perno x longitud del perno x Tensión de adherencia entre perno y hormigón

$T_1 = \pi \times d \times l \times \sigma$

Perímetro del perno en mm = π x d

d = Diámetro del Perno en mm

Longitud del perno = L en mm

Tensión de adherencia entre perno y hormigón:: σ_{Ader} = Valor entre 0,4 a 0, 5 N/ mm^2

Longitud del perno: $L = \frac{T_1}{\pi \times d \times \sigma}$ en cm Ec -19.5 (20-6)

20.4.- EJEMPLO DE COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DE UN TANQUE A VUELCO POR EL VIENTO

Por 12.1
El momento de vuelco por el viento M_v debe de cumplir

$$M_v \leq \frac{2}{3}\left(\frac{W \cdot D}{2}\right)$$

→ Momento resistente del tanque a volcar, es su peso por la velocidad del diámetro.

M_v = Momento debido al Viento en m.Kg
W = Peso Total Tanque Vacio en Kg
D = Diámetro del Tanque en m
Tenemos un Tanque cuyas características son
H=24,00 m
W_T= 48768 Kg
D = 11,00 m

VIENTO. Velocidad =144 Km/h= 40 m/seg
Presión Dinámica $q_w = V^2/16$= 100 Kg/m^2
Coeficiente Eólico C =0,6
La Fuerza de viento F_V = Cx q_v = 0,6 x 100 = 60 Kg/m^2

$$M_v = F_V \times \frac{H^2}{2} \times D = 60 \times \frac{24^2}{2} \times 11 = 190.080\,m \cdot Kg$$

Momento Estabilizante: M_e = 2/3(W x D /2)= 2/3(48768 x 11/2)= 2/3x 268.224= 178.816 m x.Kg

Como M_v = 190.080 m x Kg > M_e= 178.816 m x Kg

ES NECESARIO ANCLAR EL TANQUE POR VIENTO

20.4.1.- CALCULO DE ANCLAJES DEBIDO AL VIENTO

Momento de Viento: M_v = 190.080 mx.Kg = 19.008.000 cmxKg
Momento Estabilizante: M_e = 178.816 m x Kg
W= Peso Total en Vacío =48768 Kg

Tensión Admisible en los a Tracción S_b =1406 Kg/cm^2

Para Pernos ∅ = 1"; E=1 1/16" =27 mm; R = 1 3/8" = 35 mm
R = Distancia mínima recomendada de la pared al centro del circulo de pernos = 34,93 mm (Adoptamos =40 mm)
E = Distancia recomendada del centro del circulo de pernos al borde exterior de la chapa del fondo = 26,99 mm (Adoptamos = 35 mm)

D_B = Diámetro del circulo de pernos = ∅ $_{Exterior\ Tanque}$ + 2 R = 11.000 + 2 x 35= 11.070 mm

D_B = Diámetro del Circulo de Pernos = 1107 cm

Tomamos 8 Pernos ∅ = 1" cuya Sección en el Núcleo de un perno es (Area Root) es
A_{b1} = 0,551 in^2= 3,55 cm^2
d_n = Diámetro en el Núcleo = 21,33 mm=2,133 cm
d= Diámetro del perno =25,4 mm =2,54 cm
Sección Total de Pernos A_B = 3,55x 8= 28,4 cm^2
N = Nº de Pernos =8
τ = Tensión de Adherencia en los Pernos = 5 Kg/cm^2
Area Requerida en 1 Perno

$$b_1 = \frac{\left(\frac{4M}{D_{CB}} - W\right)}{S_{Ad} \times N} \quad \text{Ec-20-2} = \frac{\left(\frac{4x19.008.000}{1107} - 46.768\right)}{1406 \times 8} = 1{,}95\ cm^2$$

COMO AREA UN PERNO A_{b1} = 3,55 cm^2 > AREA REQUERIDA b_1 = 1,95 cm^2
LOS 8 PERNOS DE DIÁMETRO 1" SON CORRECTOS

Esfuerzo a Tracción soportado por un Perno-T_1

Finalmente comprobaremos si la envolvente necesita chapa de compresión (chapa de refuerzo) por la compresión que genera la silleta sobre la pared del tanque.

$$T_1 = \frac{1}{N}\left[\frac{4xM}{D_{CB}} - W\right] \text{ en kg} \quad \text{Ec-20-4} = 2714{,}7\ kg$$

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

Longitud del Anclaje

Longitud del perno: $L = \frac{T_1}{\pi \times d \times \sigma}$ en cm Ec -~~19.~~20.5 $= \frac{2714,7}{3,14 \times 2,54 \times 5} = 68,7$ cm

21-EJEMPLO DEL CACULO DE UN TANQUE

21.1.- DATOS

D = Diámetro del tanque = 18 metros

Q = Capacidad = 2815 m^3

C.A = Corrosión admisible =0,25 mm

E = Factor de soldadura = 0,7(No requiere Radiografiado)

P_d= Presión de Diseño = Atmosférica

T_d = Temperatura de Diseño 50ºC=

Nº de Virolas = 7

H = Altura total = 14 m

G = densidad del liquido = 1300 Kg/m^3 = 1,3 gr/cm^3

21.2.-MATERIAL EMPLEADO

Tabla ~~18~~ 19-2

Acero Inoxidable SA-240 Gr.304

Carga de Rotura S_{LR} = 5274 Kg/cm^2

Limite Elástico S_{LE}= ~~2035~~ 1950 Kg/cm^2

~~2035~~ 2060 kg/cm²

21.2.1.-TENSION ADMISIBLE

En tabla ~~18-2~~ 19-2 para Acero 304 a 50ºC
S_d = 1582 Kg/cm^2

TOMAMOS PARA TENSION DE CALCULO S_d= 1582 Kg/cm^2

21.2.2.-TENSION EN PRUEBA HIDRULICA

En Tabla 18-2 para material 304 y Temperatura de Prueba Hidráulica (35ª)

S_t = 1899 Kg/cm^2

TOMAMOS PARA TENSION EN PRUEBA HIDROSTATICA S_h= 1.899 Kg/cm

21.3.- CALCULO DE LOS ESPESORES DE LA ENOLVENTE

El espesor de la pared de la envolvente será calculado según las formulas correspondientes.

Tendrá el mayor de los valores:-

En Operación $t_d = [50 \times D \times (H-0{,}3048) \times G]/[S_d \times E] + C.A$

En Prueba Hidráulica $t_t = [50 \times D \times (H-0{,}3048)] / S_t$

En estas fórmulas tenemos
D = Diámetro del tanque en m = 18 m
H = Altura desde el fondo de la virola considerada hasta el techo del tanque en m.
E= 0,7
G = Peso especifico del liquido = 1,3
S_d = Tensión Admisibles del material = 1582 Kg/cm^2
S_t = Tensión en prueba Hidrostática = 1899 "
t_d = Espesor requerido en operación de la virola considerada en mm.
t_t= Espesor de virola en prueba Hidrostatica en mm.=
El espesor de la pared se tomara el mayor de los que resulte en cada caso pero " nunca menor de 6 mm " párrafo.6.1.1 para tanques que: 15 m < D = 18 m < 36m
Según esto el espesor mínimo de las virolas en la pared será:
t_{min}= 6 mm +~~0,25~~=6,[illegible] mm

21.3.1.- CALCULO DEL ESPESOR DE LAS VIROLAS EN Operación

La formula para el calculo del espesor de virolas es en este caso:

Para D=16m t_v= =[50 x 18(H-0,3048)x 1,3] /[1582 x 0,7] =1,056 x (H-0,3048)

Virolas	Altura H en m De cada Virola	Altura en m de H-0,3048	Espesor t_v en mm sin C.A	Espesor t_v +c.a = t_v+0,25 mm	Espesor en mm Mínimo	Espesor en mm Adoptado
V-1 (inferior)	14	13,6952	14,462	14,712	6	*16*
V-2	12	11,6952	12,350	12,600	6	*14*
V-3	10	9,6952	10,238	10,488	6	*12*
V-4	8	7,6952	8,126	8,376	6	*10*
V-5	6	5,6952	6,014	6,264	6	*8*
V-6	4	3,6952	3,902	4,152	6	*6*
V-7 (superior)	2	1,6952	1,790	2,04	6	*6*

21.3.2.- COMPROBACION DE LA TENSION EN LAS VIROLAS DE LA ENVOLVENTE BAJO PRUEBA HIDRAULICA

t_t= [50 x Dx (H-0,3048)] / S_t

S_t = [50 x D x (H-03048)] / t_v = 900 x (H-0,3048)/t_t = en Kg/cm^2

t_t = Espesor mínimo sin corrosión = 6 mm.

t_v = Valor real de cada virola con corrosión en mm

S_h = Valor de Calculo de la Tensión en Prueba Hidrostática que debe de ser < S_t = 1899 Kg/cm^2

D =Diámetro tanque en m = 18 m

VIROLA	Altura de Virola H en m	Altura en m H-0,3048	Espesor t_t en mm en Prueba	Valor en Kg/cm^2 Calculado de S_t	Valor Real de S_t en Kg/cm^2
V-1	14	13,6952	16	770,36	1899
V-2	12	11,6952	14	751,83	1899
V-3	10	9,6952	12	727,14	1899
V-4	8	7,6952	10	692,57	1899
V-5	6	5,6952	8	640,71	1899
V-6	4	3,6952	6	554.28	1899
V-7	2	1,6952	6	254,28	1899

" EL ESPESOR ADOPTADO ES VALIDO PARA TODAS LAS VIROLAS "

21.4.-CALCULO DEL ESPESOR DEL FONDO

21.4.1FONDO

En Tema -18 párrafo 18.3.1" EL ESPESOR MINIMO DEL FONDO SIN CORROSION SERA 5 MM."

EL ESPESOR MINIMO DEL FONDO CON CORROSIN SERA= 5+C.A. = 5+0,25= 5,25 MM

SE ADOPTA COMO ESPESOR DE FONDO t= 6 MM

21.4.2.-ANILLO PERIMETRAL DE FONDO

Por párrafo 4.2 se adopta una CHAPA ANULAR DE FONDO DE ESPESOR 6 MM CON PROYECCIÓN HACIA EL INTERIOR DE 600 MM Y PROYECCIÓN HACIA EL EXTERIOR DE 50 MM

21.5.- VIGAS CONTRAVIENTO

21.5.1.-EN CABEZA

NO ES NECESARIA POR SER TANQUE CERRADO Y LLEVAR UN ARO DE COMPRESIÓN

21.5.2.- VIGA CONTRAVIENTO INTERMEDIA

Altura tanque H = 14m ;
Diámetro: D =18 m
Espesor virola de cabeza t =6 mm
Viga Contraviento Intermedia

HAY QUE TRANSFORMAR TODAS LAS ALTURAS ↓

VIROLA	Altura de cada Virola h m	Espesor de cada Virola t mm	Altura Transformada $h_{tr}=h\sqrt{\left(\frac{t_{superior}}{t}\right)^5}$ h_{tr} m
V-1 (Inferior)	2,00	16	$h_{tr\,1}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{16}\right)^5}=0{,}172$ $h_{tr\,1}=0{,}172$
V-2	2,00	14	$h_{tr\,2}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{14}\right)^5}=0{,}240$ $h_{tr\,2}=0{,}240$
V-3	2,00	12	$h_{tr\,3}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{12}\right)^5}=0{,}353$ $h_{tr\,3}=0{,}353$
V-4	2,00	10	$h_{tr\,4}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{10}\right)^5}=0{,}558$ $h_{tr\,4}=0{,}558$
V-5	2,00	8	$h_{tr\,5}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{8}\right)^5}=0{,}974$ $h_{tr\,5}=0{,}974$
V-6	2,00	6	$h_{tr\,6}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{6}\right)^5}=2{,}00$ $h_{tr\,6}=2{,}00$
V-7 (SUPERIOR)	2,00	6	$h_{tr\,7}=2{,}00\sqrt{\left(\frac{6}{6}\right)^5}=2{,}00$ $h_{tr\,7}=2{,}00$

Máxima altura sin rigidizar

$$H_1 = 9{,}468\ t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3} = 9{,}468 \times 6 \sqrt{\left(\frac{6}{18}\right)^3} = 10{,}93\ m$$

$H_1 = 10{,}93$ m

$\Sigma h_{tr} = 1x2{,}00 + 1x2{,}00 + 1x0{,}974 + 1x0{,}558 + 1x\ 0{,}353 + 1 \times 0{,}240 + 1 \times 0{,}172 = 6{,}30$ m

Como $\Sigma h_{tr} = 6{,}30$ m $< H_1 = 10{,}93$ m no HACE FALTA VIGA CONTRAVIENTO INTERMEDIA

21.6.- TECHO DOMO AUTOPORTANTE

21.6.1.- CALCULO DEL ESPESOR DEL TECHO

El techo debe de ser capaz de soportar unas cargas muertas más unas vivas no inferiores a 220 Kg/m^2

Cargas muertas = Peso Propio + Peso de Aislamiento
Cargas Vivas = Viento + Nieve

En párrafo 8.3 para techos Domo auto-soportados nos dice que:

El Mínimo Radio del Domo $R_{Mínimo} = 0{,}8 \times D = 0{,}8 \times 18 = 14{,}4$ m

El Máximo Radio del Domo $R_{Máximo} = 1{,}2\ D = 1{,}2 \times 18 = 21{,}6$ m

Mínimo Espesor del Domo $t_{Mínimo} = r_r / 2{,}4 = 0{,}4166\ r_r + C.A > 5$ mm

Máximo Espesor del Domo $t_{Máximo} = 12{,}5$ mm

D = Diámetro del tanque = 18 mm

r_r =Radio mínimo del techo domo = 14,4 m

Mínimo Espesor del Domo $t_{Mínimo} = 0{,}41666 \times r_r = 0{,}4166 \times 14{,}4 = 6$ mm + 0,25 = 6,25 mm

Máximo Espesor del Domo $t_{Máximo} \leq 12{,}5$ mm

Adoptamos un espesor de 8 mm

Al ser un tanque de acero inoxidable hay que aplicar el teme 19 .3.6.6 el espesor mínimo del Techo no será menor que

5 mmx $E_{40}/E_{T.D}$

EL ESPESOR t_c DEL TECHO DEBE CUMPLIR 5 mm x $E_{40}/E_{T.D.} < t_c <$ 12,5 mm

E_{40}= Modulo Elasticidad del Material a 40ºC= 1.969.057 Kg/cm^2

$E_{T.D.}$= Modulo Elasticidad del Material a Temp de Diseño 50ºC = 1.960.015 Kg/cm^2

EL ESPESOR t_c DEL TECHO DEBE CUMPLIR 5 mm x $E_{40}/E_{T.D.} < t_c <$ 12,5 mm

E_{38}= Modulo Elasticidad del Material a 38ºC (100ºF)=1.969.058 Kg /cm^2

$E_{T.D.}$= Modulo Elasticidad del Material a Temperatura de Diseño 50ºC(122ºF)= 1.960.015 Kg/cm^2

$E_{38}/E_{T.D.}$=1.969.057/1.960.015= 1,0046

5x1.969.057/ 1.960.015=5x1,0046= 5,023 mm. ≤ t_r = 8 mm ≤ 12,5 mm

ESPESOR ADOPTADO t_r =8 MM CON LO QUE CUMPLE

21.6.2.-COMPROBACIÓN DE LAS CARGAS EN EL TECHO

a).-Cargas Muertas

Cargas Muertas Peso Propio + Aislamiento

Peso Propio =2 x π x r_r x h x t x d= 2 x π x 14,4 x 3,16 x 0,008x 7850 = 17.955 Kg

r=Radio Base del Techo = 9,00m; h= altura del Domo = r_r –f =14,4 - 11,24=3,16 m; Radio del Domo r_r =14,4 m

f = (r^2_r – r^2)^{0,5} = 11,24 mm

t_c= Espesor Techo= 8 mm= 0,008 m

d=Peso Específico Material = 7850 Kgf/m^3

Peso Aislamiento Estimado = 0 Kg/m^2 de Planta

Peso techo por unidad de superficie de Planta = 17.955/π r^2 =10606/3,14x9^2= 70,55Kg/m^2 de Planta

Sobrecarga = 0,00

TOTAL CARGAS MUERTAS =0+ 70,55= 70,55 kg/m^2 DE PLANTA

b).- Cargas vivas
Cargas Vivas = Viento + Nieve
Por Párrafo 8.1 vale = 122kg/m^2

122 por multiplicar los kpa x 10 en lugar de por 9,81.

TOTAL CARGAS VIVAS = 122 Kg/m^2 DE PLANTA

TOTAL CARGAS = CARGAS MUERTAS+ CARGAS VIVAS =70,55+122 = 192,55 Kg/m^2 de Planta

COMO LA CARGA DE 192,55 Kg/m^2 ES < 224,5 Kg/m^2

EL ESPESOR DE 8 MM DEL TECHO ES SUFICIENTE. CUMPLE LAS HIPOTESIS DE CARGAS EXIGIDAS

21.7.-ARO DE CORONACIÓN EN EL TECHO

La carga sobre el techo es de q = 192,55 Kg/m^2 en proyección sobre la planta.

Por 8.3
D = diámetro tanque en m =18 m; r_r = Radio del tanque en metros = 14,4 m
Area Necesaria
$A \geq 4,63x\ Dx\ r_r$ =4,63 x 18 x 14,4 = 1200 mm^2 = 12 cm^2

Areas que Colaboran

Area del Techo:
$A_h = 0,3\ (R_2 x\ t_h)^{0,5} x t_h$ o $30x\ t_r\ (cm^2)$ el que sea menor Nota Fig 17-1)

R_2 =14,4 m=1440 cm ; t_h= 8 mm-0,25=7,75mm= 0,775cm

$A_h = 0,3\ (R_2 x\ t_h)^{0,5} x\ t_h = 0,3\ (1440 \times 0,775)^{0,5} \times 0,775 = 7,76\ cm^2$;

Area de la envolvente que colabora :
$A_S = 0,6\ (R_c x\ t_S)^{0,5} x\ t_S\ (cm^2)$

R = 900 cm; t_S = 6-0,25 mm= 5,75mm= 0,575 cm

$A_S = 0,6\ (R x\ t_S)^{0,5} x\ t_S\ (cm^2) = 0,6\ (900 \times 0,575)^{0,5} x\ 0,57\ 5 = 7,85\ cm^2$

Como Aréa necesaria A=12 cm^2 < Areas que colaboran A_r+A_S = 7,77+7,85 =15,62 cm^2

NO HACE FALTA REFUERZO PERO POR EL PUNTO 3.7.e SE DEBE DE COLOCAR UN ANGULO DE L-60x60x6 (como mínimo se pone de esas dimensiones, aunque no haga falta)

ANGULAR 60x60x6 TIENE UNA SUPERFICIE DE A_a =6,91 cm^2

Area total disponible: $A_T = A_r + A_S + A_a$ = 7,77 +7,85 + 6,91 = 22,53 cm^2

Como área Total A_T= 22,53 cm^2 > Area necesaria A = 12 cm^2

EL ARO DE REFUERZO A COMPRESIÓN EN CABEZA ES VALIDO

21.8.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DEL TANQUE A VUELCO POR EL VIENTO

El momento de vuelco por el viento M_v debe de cumplir

M_v= Momento debido al Viento en m.Kg
W= Peso Total Tanque Vacio en Kg
D= Diemetro del Tanque en m

Peso Envolvente= π x D x h $_v$x (Σ t $_v$) x d
Peso envolvente =3,14x18x2 [(0,016+0,014+0,012+0,010+0,008+0,006+0,006)x7850 =63923 Kg

$$M_v \leq \frac{2}{3}\left(\frac{W \cdot D}{2}\right)$$

Angular der Coronación=3,14xDx5,00=3,14x18x5,00= 282 Kg

Peso Fondo= πx R_f^2x t x ρ = 3,14x9,134^{2}x0,006x7850= 12.345 Kg

R_f = Radio Exterior del Fondo = R+t_v+a = 9000+2x16+102=9134 mm= 9.,134 m

Peso Techo =2x π x Rx h x t x ρ =2 x 3,14 x 14,4 x 3,16 x 0,008 x7850= 17.975 Kg

PESO TOTAL

W_T= 63.923 + 282 + 12.345 + 17.975= 94.525 Kg

D= 18 m

VIENTO. Velocidad=144Km/h= 40 m/seg
Presión Dinámica q_w= V^2/16= 100 Kg/m^2
La carga de viento q = C x q_v= 0,6 x 100 = 60 Kg/m^2
Coeficiente eolico C = 0,6

M_W = q x H^2/2 x D= 60x 14^2/2x18= 105.840 mxkg

Momento Estabilizante M_e= 2/3(WxD)/2= 2/3(94.525x18)/2= 2/3x438.282= 567.150 m.Kg

Como M_v = 105.840 m.Kg < M_e= 567.150 mKg

NO ES NECESARIO ANCLAR EL TANQUE POR VIENTO

21.9.-.-COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DEL TANQUE POR SISMO

1.-Datos

Z= Factor Sísmico = 0,06

Volumen = 3563 m^3

Densidad = 1300 kg/m^3

Relación D/H =18/14= 1,286

D= Diámetro =18,00 m

H=Altura Total =14,00m

H/2= 7,00 m

K= 0,59 obtenido en Fig. 16-3

T= Periodo Natural =1,811x K($D^{0,5}$) =1,811 x 0,59 x (18) ^{0,5} = 4,53 seg

S= Coeficiente en Tabla 16-1=1,5 para terrenos blandos y arcillosos

C_1= Coeficiente =0,6 (en 16.2.3.1)

C_2= (cuando T > 4,5) vale = $\frac{3,375S}{T^2}$ = $\frac{3,375x1,5}{4,53^2}$ = 0,25 (en 16.2.3.2)

I= Factor =1

C_1ZI= 0,6 x 0,06x1= 0,036

C_2ZI= 0,25 x 0,06x1=0,015

W_T = Peso del contenido en el tanque = Vx ρ =3563x 1300 = 4.631.900 Kg

W_t= Peso del Techo =2xπ x r_r xh x t x ρ=2 x 3,14 x 14,4 x 3,16 x 0,008 x 7850= 17.955 Kg

W_e= Peso Envolvente =π x D x h_v xΣ t x ρ =3,14 x 18 x 2 x0,072 x 7850=63.923 Kg

W_1=Peso de la masa efectiva contenida en el tanque determinada por 16.2.2 Fig 16-1=0,72xW_T

W_1=0,72x 4.631.900 = 3.334.968 Kg

W_2=Peso de la masa efectiva que se mueve en primer lugar por 16.2.2 Fig 16-1 =0,28xW_T

W_2 = 0,28 x 4.631.900 = 1.2969.32 Kg

H_e= Altura del Centro de Gravedad de la Envolvente =H/2=7,00 m

H_t= Altura Total de la Envolvente hasta el Techo =H_t =14 m

X_1= Altura a desde el fondo al centroide de W_1 por 16.2.2 Fig 16-2=0,42 x H =0,38x14 =5,32 metros

X_2= Altura " " " W_2 " =0,8 x H = 0,67x14=9,38

W_1/W_t =0,72 en Fig 16-1; W_2/W_t =0,28 en Fig 16-1; X_1/H =0,38 Fig 16-2 ; X_2/H =0,67 Fig 16-2 ;

2.- <u>Calculo del Momento</u>

El Momento $M = Z\ I\ [C_1 (W_e H_e + W_t H_t + W_1 X_1) + C_2 W_2 X_2]$

M =0,06 x 1 [0,6(63.923 x 7,00 + 17.955 x 14,00 + 3.334.968 x 5,32)+0,25 x 1.296.932 x 9,38]

M =0,06x(11.064.516+3.041.305) =846.349 m-kg

M= 846.349 m-kg

<u>El Momento estabilizante</u> en 16.4.1 con

$M_e = D^2 (w_L + w_t)$

$w_L = 3{,}164 x.t_b(F_{by}.G.H)^{0,5}$ =3,614 x 6(2.110 x 1,3 x 14)^{0,5}=4.249 kg/m

→ no es 196 porque esta en sistema tecnico, el 196 correspondia a unidades USA.

$w_L \leq 20{,}03 \times G \times H \times D$ =20,03 x 1,3 x 14 x 18 =6561 kg/m en 16.3.1

Se toma el valor de w_L=4.249 Kg/m

t_b= Espesor del fondo bajo la envolvente = 6 mm

G= Peso Especifico=1,3

H= Altura del tanque=14,00 m

D = Diámetro tanque =18,00 m

F_{by}= Limite Elástico chapa del fondo =2110 Kg/cm^2

$w_t=(W_e+ W_t)/\pi.D=(63.923+17.955)/3{,}14x18=81.878/56{,}549=$ 1.448 Kg/m

w_t= 1.448 Kg/m

$M_e=18^2(\ 4.249+1.448) = 1.845.828$ m-Kg

M_e = 1.845,828 m-Kg

Relación $M/M_e=846.349/1.845.828=0,458$.Valor inferior a 0,785 en 16.4

Máxima Fuerza de Compresión Longitudinal

Considerando el tanque sin anclajes la Máxima fuerza de compresión longitudinal en el fondo de la envolvente es:

$F_b= w_t + \frac{1,273M}{D^2} = 1.448 + \frac{1,273x846.349}{18^2}$ =1.448 +3.325= 4.773 Kg/m de longitud de circunferencia de envolvente

Cuando $M/M_e=0,458 \leq 0,785$	Fuerza de Compresión : F_b =4.773 Kg/m

Por 16.4.3 la Máxima fuerza de compresión longitudinal en la envolvente $F_{maxima} = 1,4214 \frac{F_b}{t}$ NO debe de

exceder a la máxima tensión admisible F_a : $1,4214 \frac{F_b}{t} \leq F_a$

t = Espesor de la envolvente en el fondo =1 6 mm

F_a= Máxima tensión Admisible de Compresión en la Envolvente

$1,4214 \frac{F_b}{t} = 1,4214 \frac{4773}{16} = 424$ kg/cm^2 será < que F_a

Por 16.4.3

Si $GHD^2/t^2=1,3x\ 14\ x18^2/16^2 =12,589/36=23,03< 43,925$entonces el valor de

$F_a=337,64 \frac{t}{D} + 76,42\sqrt{G\,H} = 337,64 \frac{16}{18} + 76,42\sqrt{1,3x14} = 300,12+326,02= 626,14$ Kg/cm^2

Máxima Tensión de Compresión por calculo: F_a = 626,14 Kg/cm^2

Pero teniendo en cuenta que F_a siempre ≤ que $0,5F_{ty}=0,5x2110=1.055$ Kg/cm^2

Se toma para F_a el valor mínimo de 626,14 Kg/cm^2

Máxima Tensión de Compresión Real: F_a = 626,14 Kg/cm^2

COMO $1,4214 \frac{F_b}{t}$ = 424 Kg/cm^2< F_a = 626,14 Kg/cm^2

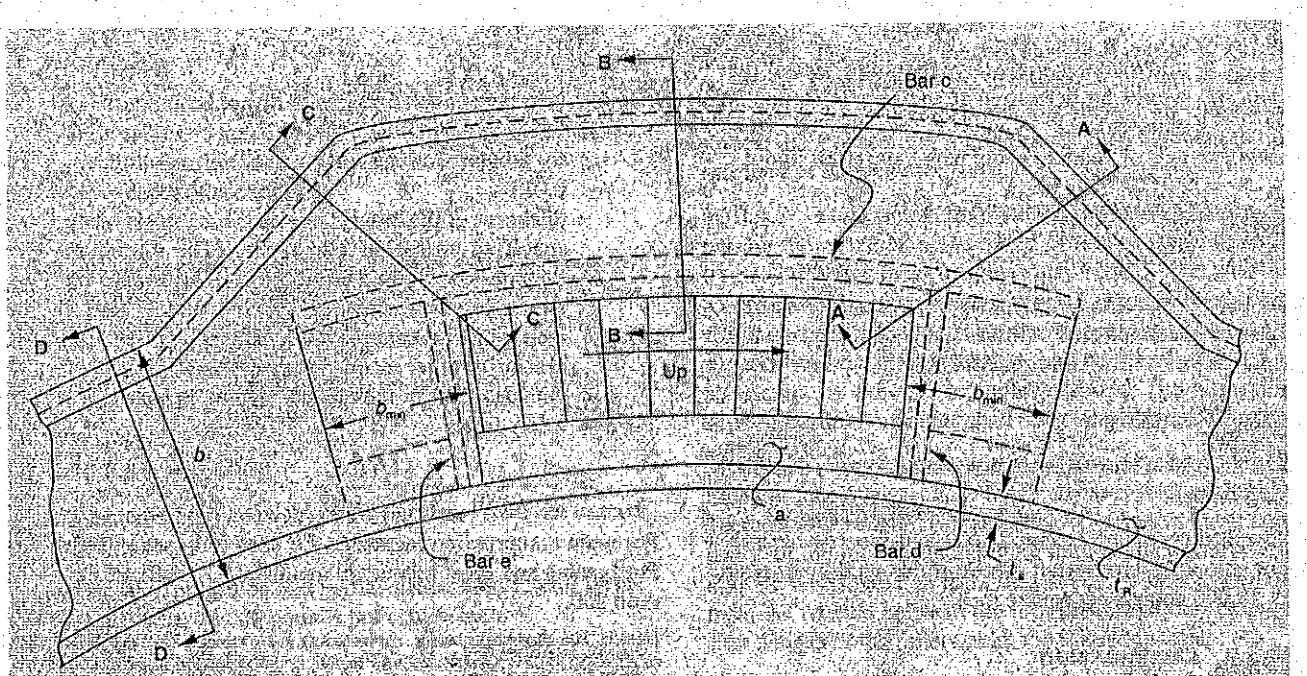
CUMPLE NO NECESITA ANCLAJE POR SISMO

Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

ANEXO

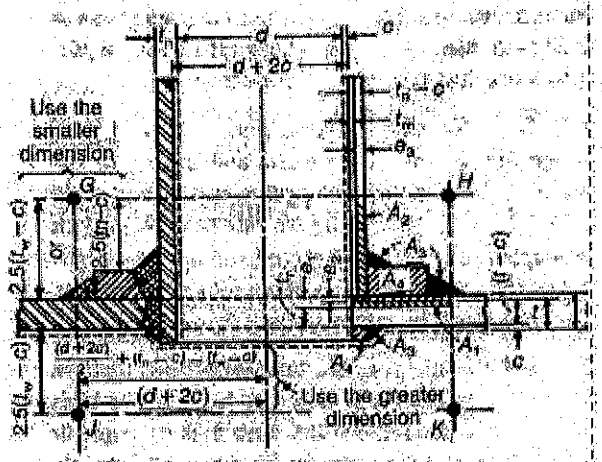
A-1.- PLATAFORMA



Notes:
1. The cross-sectional area of a, c, d, and e must equal $32r_1^2$. The section of the figure designated "a" may be a bar or an angle whose wide leg is horizontal. The other sections may be bars or angles whose wide legs are vertical.
2. Bars c, d, and e may be placed on the top of the girder web, provided they do not create a tripping hazard.
3. The section modulus of Sections A-A, B-B, C-C, and D-D shall conform to 3.9.6.1.
4. The stairway may be continuous through the wind girder or may be offset to provide a landing.
5. See 3.9.6.3 for toeboard requirements.

Figure 3-19—Stairway Opening Through Stiffening Ring

A-2 FIGURA DE LAS SECCIONES DE UNA ABERTURA



t_r = Required thickness of a seamless wall (or solid plate); if the open ing passes through a welded joint whose direction is parallel to th cross section under consideration, t_r shall be given a value th allows for the difference, if any, between the specified efficienc of the joint and an efficiency of 100 percent.

t_{rn} = Required thickness of the nozzle neck, allowing for the efficienc of longitudinal joints, if any, in the nozzle neck.

e_1 = Excess thickness if the opening is in solid state.

e_2 = Excess thickness if the opening passes through a welded joint th has an efficiency of less than 100 percent and whose direction parallel to the cross section under consideration.

e_3 = Thickness of the nozzle neck available for reinforcement of t opening.

A_1 = Area in excess thickness of the tank wall that is available f reinforcement.

A_2 = Area in excess thickness of the nozzle neck that is available f reinforcement.

A_3 = Cross-sectional area of welds available for reinforcement.

A_4 = Cross-sectional area of material added as reinforcement.

t_w = Nominal thickness of the tank wall, in inches, including corrosion allowance.
t_n = Nominal minimum thickness of the nozzle neck, in inches, including corrosion allowance.
t_p = Nominal thickness of the reinforcing pad, in inches, including corrosion allowance if the pad is exposed to corrosion.
c = Corrosion allowance, in inches.
t_{min} = The smaller of 3/4 inch or the thickness less the corrosion allowance of either of the parts joined by a fillet weld or groove weld.
t_1 or t_2 = A value not less than the smaller of 1/4 inch or $0.7t_{min}$; the sum $t_1 + t_2$ shall not be less than $1.25t_{min}$.
t_3 = The smaller of 1/4 inch or $0.7(t_n - c)$. (Inside corner welds may be further limited by a lesser length of projection of the nozzle wall beyond the inside face of the tank wall.)
t_4 = A value not less than $0.5t_{min}$.
t_5 = A value not less than $0.7t_{min}$.
t_h = Nominal head thickness, in inches.

Notes:
1. The weld dimensions indicated in this figure are predicated on the assumption that no corrosion is anticipated on the outside of the tank. If outside corrosion is expected, the outside weld dimensions shall be increased accordingly.
2. Exposed edges shown as rounded may be finished by light grinding to at least a 1/8-inch radius or chamfered at 45 degrees to at least a 5/32-inch width.





A-3 TABLAS DE TUBOS

NOMINAL PIPE SIZE and OUTSIDE DIAMETER (inches)	SCHEDULE NUMBER and/or WEIGHT	WALL THICKNESS t (inches)	INSIDE DIAMETER d (inches)	FIFTH POWER of ID d⁵ (Thousand in.⁵)	AREAS and WEIGHTS: SURFACE AREA OUTSIDE sq ft per ft A_o	SURFACE AREA INSIDE sq ft per ft A_i	Cross-Sectional METAL AREA sq in. A	Cross-Sectional FLOW AREA sq in. A_i	WEIGHT of PIPE lb per ft w	WEIGHT of WATER lb per ft w_w	RADIUS of GYRATION inches r_g	MOMENT of INERTIA in.⁴ I	SECTION MODULUS in.³ Z
6 D=6.625	5S	.109	6.407	10.80	1.734	1.677	2.23	32.2	7.58	13.98	2.304	11.84	3.58
	10S	.134	6.357	10.38	1.734	1.664	2.73	31.7	9.29	10.74	2.295	14.40	4.28
		.156	6.312	10.02	1.734	1.652	3.18	31.3	10.81	13.55	2.288	16.65	5.03
		.169	6.287	9.82	1.734	1.646	3.43	31.0	11.66	13.44	2.283	17.87	5.40
		.180	6.265	9.65	1.734	1.640	3.64	30.8	12.39	13.35	2.280	18.94	5.72
		.188	6.249	9.53	1.734	1.636	3.80	30.7	12.93	13.28	2.277	19.71	5.95
	LW	.219	6.187	9.07	1.734	1.620	4.41	30.1	14.99	13.02	2.266	22.84	6.83
		.250	6.125	8.62	1.734	1.604	5.01	29.5	17.02	12.75	2.256	25.5	7.69
		.277	6.071	8.25	1.734	1.589	5.52	28.9	18.79	12.53	2.246	27.9	8.42
	40 ST 40S	.280	6.065	8.21	1.734	1.588	5.58	28.9	18.98	12.51	2.246	28.1	8.50
		.375	5.875	7.00	1.734	1.538	7.36	27.1	25.04	11.73	2.214	36.1	10.90
	80 XS 80S	.432	5.761	6.36	1.734	1.508	8.40	26.1	28.58	11.29	2.195	40.5	12.23
		.500	5.625	5.63	1.734	1.473	9.62	24.8	32.71	10.76	2.173	45.4	13.71
	120	.562	5.501	5.04	1.734	1.440	10.70	23.8	36.40	10.29	2.153	49.6	14.99
	160	.718	5.189	3.76	1.734	1.358	13.33	21.1	45.30	9.16	2.104	59.0	17.81
	XX	.864	4.997	2.82	1.734	1.283	15.64	19.9	53.17	8.16	2.060	66.3	20.03
8 D=8.625	5S	.109	8.407	42.0	2.258	2.201	2.92	55.5	9.91	24.04	3.01	28.4	6.13
	10S	.148	8.329	40.1	2.258	2.180	3.94	54.5	13.40	23.69	3.00	35.4	8.21
		.188	8.309	39.6	2.258	2.175	4.20	54.2	14.29	23.48	2.99	37.7	8.74
		.165	8.295	39.3	2.258	2.172	4.39	54.0	14.91	23.40	2.99	39.3	9.10
		.188	8.249	38.2	2.258	2.160	4.98	53.4	16.94	23.14	2.98	44.4	10.29
		.203	8.219	37.5	2.258	2.152	5.37	53.1	18.26	22.97	2.98	47.7	11.05
	LW	.219	8.187	36.8	2.258	2.143	5.76	52.6	19.66	23.94	2.97	51.1	11.85
		.238	8.149	35.9	2.258	2.133	6.27	52.2	21.33	22.58	2.97	55.2	12.90
	20	.250	8.125	35.4	2.258	2.127	6.58	51.8	22.37	22.45	2.96	57.7	13.39
	30	.277	8.071	34.3	2.258	2.113	7.26	51.2	24.70	22.15	2.95	63.4	14.69
	40 ST 40S	.322	7.981	32.4	2.258	2.089	8.40	50.0	28.56	21.58	2.94	72.5	16.81
		.344	7.937	31.5	2.258	2.079	8.85	49.5	30.43	21.42	2.93	76.9	17.82
		.352	7.921	31.2	2.258	2.074	9.15	49.3	31.1	21.3	2.93	78.4	18.19
		.375	7.875	30.3	2.258	2.062	9.72	48.7	33.0	21.1	2.92	82.9	19.22
	60	.406	7.813	29.1	2.258	2.045	10.48	47.9	35.6	20.8	2.91	88.5	20.58
		.469	7.687	26.8	2.258	2.012	12.02	46.4	40.9	20.1	2.89	100.3	23.25
	80 XS 80S	.500	7.625	25.8	2.258	1.996	12.76	45.7	43.4	19.8	2.88	105.7	24.52
	100	.593	7.439	22.8	2.258	1.946	14.96	43.6	50.9	18.9	2.85	121.4	28.14
		.625	7.375	21.9	2.258	1.931	15.71	42.7	53.4	18.5	2.84	126.5	29.32
	120	.718	7.189	19.2	2.258	1.882	17.84	40.6	60.6	17.6	2.81	140.6	32.60
	140	.812	7.001	16.8	2.258	1.833	19.93	38.5	67.8	16.7	2.78	153.7	35.63
	XX	.875	6.875	15.4	2.258	1.800	21.30	37.1	72.4	16.1	2.76	162.0	37.57
	160	.906	6.813	14.7	2.258	1.784	21.97	36.5	74.7	15.8	2.75	165.9	38.48
10 D=10.750	5S	.134	10.482	127	2.81	2.74	4.47	96.3	15.2	37.4	3.73	63.0	11.72
	10S	.165	10.420	123	2.81	2.73	5.49	95.3	18.7	36.9	3.74	76.9	14.30
		.188	10.374	120	2.81	2.72	6.24	94.5	21.2	36.6	3.73	87.0	16.19
		.203	10.344	118	2.81	2.71	6.73	94.0	22.9	36.4	3.73	93.6	17.41
	LW	.219	10.310	116	2.81	2.70	7.28	93.5	24.7	36.1	3.72	100.9	18.78
	20	.250	10.250	113	2.81	2.68	8.28	92.5	28.0	35.7	3.71	113.7	21.16
		.279	10.192	110	2.81	2.67	9.18	91.6	31.2	35.3	3.70	125.9	23.42
	30	.307	10.136	107	2.81	2.65	10.07	90.7	34.2	34.9	3.69	137.8	25.57
		.348	10.054	103	2.81	2.63	11.37	79.4	38.7	34.4	3.69	154.0	28.66
	40 ST 40S	.365	10.020	101	2.81	2.62	11.81	78.9	40.5	34.1	3.67	160.8	29.91

NOMINAL PIPE SIZE and OUTSIDE DIAMETER Inches	SCHEDULE NUMBER and/or WEIGHT	WALL THICKNESS t inches	INSIDE DIAMETER d inches	STIFFNESS FACTOR of ID Thousand $in.^3$ d^3	AREAS and WEIGHTS: SURFACE AREA OUTSIDE sq ft per ft A_o	SURFACE AREA INSIDE sq ft per ft A_i	Cross-Sectional METAL AREA sq in. A	Cross-Sectional FLOW AREA sq in. A_s	WEIGHT of PIPE lb per ft w	WEIGHT of WATER lb per ft w_w	RADIUS of GYRATION inches r_o	MOMENT of INERTIA $in.^4$ I	SECTION MODULUS $in.^3$ Z
(continued)		.365	9.950	98.0	2.61	2.61	12.85	77.9	43.7	33.7	3.66	174.6	32.
	60 XS 80S	.500	9.750	88.1	2.81	2.55	16.10	74.7	54.7	32.3	3.63	212.0	39.
		.531	9.657	85.3	2.81	2.54	17.06	73.7	58.0	31.9	3.62	223.4	41.
	80	.593	9.564	80.0	2.81	2.50	18.92	71.8	64.3	31.1	3.60	244.6	45.
10	100	.718	9.314	70.1	2.81	2.44	22.63	68.1	76.9	29.5	3.56	285.2	53.
		.750	9.250	67.7	2.81	2.42	23.56	67.2	80.1	29.1	3.55	296.3	55.
D=10.750	120	.843	9.064	61.2	2.81	2.37	26.24	64.5	89.3	27.9	3.52	324.3	60.
	140	1.000	8.750	51.3	2.81	2.29	30.63	60.1	104.1	26.0	3.47	367.9	68.
		1.062	8.625	47.7	2.81	2.26	32.43	58.4	109.9	25.3	3.45	384.0	71.
	160	1.125	8.500	44.4	2.81	2.23	34.02	56.7	115.7	24.6	3.43	399.4	74.
		.156	13.438	238	3.34	3.08	6.17	121.6	21.0	62.6	4.45	122.4	19.
	ES	.180	13.390	232	3.34	3.24	7.11	120.6	24.2	62.2	4.44	140.5	22.
	10S	.203	13.344	227	3.34	3.23	8.00	119.7	27.3	61.8	4.44	157.5	24.
		.219	13.312	223	3.34	3.22	8.62	119.1	29.3	61.6	4.43	169.3	26.
		.250	13.274	219	3.34	3.21	9.59	118.3	31.8	61.2	4.42	183.3	28.
	30 LW	.250	13.250	216	3.34	3.21	9.82	117.9	33.4	61.0	4.42	191.3	30.
		.279	13.192	209	3.34	3.19	10.93	116.7	37.2	60.6	4.41	212.7	33.
		.300	13.150	205	3.34	3.18	11.75	115.9	39.9	60.2	4.40	227.5	35.
	30	.330	13.050	198	3.34	3.17	12.88	113.8	43.8	59.7	4.39	248.5	38.
		.344	13.062	195	3.34	3.16	13.41	114.3	45.6	59.5	4.39	258	40.
	STD 40S	.375	13.000	189	3.34	3.14	14.58	113.1	49.6	59.0	4.38	279	43.
	40	.406	12.938	183	3.34	3.13	15.74	111.9	53.5	58.5	4.37	300	47.
D=12.750		.438	12.874	176	3.34	3.11	16.94	110.7	57.6	57.9	4.36	321	50.
	XS 80S	.500	12.750	164	3.34	3.08	19.24	108.4	65.4	57.0	4.33	362	56.
	60	.562	12.626	152	3.34	3.04	21.82	106.2	73.2	56.0	4.31	401	62.
		.625	12.500	141	3.34	3.01	23.81	103.0	80.9	55.0	4.29	439	68.
	80	.687	12.376	131	3.34	2.98	26.04	101.8	88.5	54.0	4.27	475	74.
	100	.843	12.064	108	3.34	2.90	31.53	96.1	107.2	51.8	4.22	562	88.
		.875	12.000	101	3.34	2.88	32.64	95.0	111.0	51.1	4.21	579	90.
	120	1.000	11.750	114	3.34	2.81	36.91	90.5	125.5	49.3	4.17	643	100.
	140	1.125	11.500	128	3.34	2.75	41.09	86.6	139.7	47.5	4.13	701	109.
		1.219	11.312	117	3.34	2.70	44.14	83.6	150.1	46.2	4.10	742	116.
	160	1.312	11.126	106	3.34	2.68	47.14	80.8	160.3	44.8	4.07	781	122.
		.156	13.688	481	3.67	3.58	6.78	147.2	23.1	63.7	4.90	163	23.
	10S	.188	13.624	468	3.67	3.57	8.18	145.8	27.7	63.1	4.88	198	27.
		.210	13.580	462	3.67	3.56	9.10	144.8	30.9	62.7	4.88	218	30.
		.220	13.560	458	3.67	3.55	9.53	144.4	32.4	62.5	4.87	228	32.
		.238	13.524	452	3.67	3.54	10.29	143.6	35.0	62.3	4.87	244	34.
	10*	.250	13.500	448	3.67	3.53	10.80	143.1	36.7	62.0	4.86	253	35.
	20	.312	13.376	430	3.67	3.50	13.44	140.5	45.7	60.9	4.84	310	45.
	30 ST	.375	13.250	408	3.67	3.47	16.05	137.9	54.6	59.7	4.82	373	53.
D=14.000		.406	13.188	399	3.67	3.45	17.34	136.6	59.0	59.1	4.81	401	57.
	40	.438	13.124	389	3.67	3.44	18.66	135.3	63.4	58.6	4.80	428	61.
	XS	.469	13.062	380	3.67	3.42	19.94	134.0	67.8	58.0	4.79	457	65.
		.500	13.000	371	3.67	3.40	21.21	132.7	72.1	57.5	4.78	484	69.
	60	.593	12.814	345	3.67	3.37	24.68	129.0	84.0	55.8	4.74	562	80.
		.625	12.750	337	3.67	3.34	26.28	127.7	89.3	55.3	4.73	589	84.
		.656	12.688	329	3.67	3.32	27.90	126.4	94.8	54.8	4.72	614	87.

NOMINAL PIPE SIZE and OUTSIDE DIAMETER Inches	SCHEDULE NUMBER and/or WEIGHT	WALL THICKNESS Inches t	INSIDE DIAMETER Inches d	FIFTH POWER of ID Thousand $in.^5$ d^5	AREAS and WEIGHTS: Surface Area: Outside sq ft per ft A_o	Surface Area: Inside sq ft per ft A_i	Cross-Sectional: Metal Area sq in. A	Cross-Sectional: Fluid Area sq in. A_f	Weight of: Pipe lb per ft w	Weight of: Water lb per ft w_w	RADIUS of GYRATION Inches r_g	MOMENT of INERTIA $in.^4$ I	SECTION MODULUS $in.^3$ Z
(continued)	80	.750	12.500	305	3.67	3.27	31.22	122.7	106.1	53.1	4.69	687	96.3
	100	.937	12.125	252	3.67	3.17	38.47	119.8	130.8	50.0	4.63	823	117.9
	120	1.093	11.814	210	3.67	3.09	44.32	109.6	150.7	47.8	4.58	930	132.9
14	140	1.250	11.500	201	3.67	3.01	50.07	103.8	170.2	45.0	4.53	1027	146.8
D=14.000		1.344	11.313	185	3.67	2.96	53.42	100.5	181.9	43.5	4.50	1082	154.6
	160	1.406	11.188	176	3.67	2.93	55.63	98.3	189.1	42.6	4.48	1117	159.6
		.165	15.670	945	4.19	4.10	6.31	192.9	27.9	64.8	5.60	257	32.9
	10S	.188	15.624	931	4.19	4.09	9.34	191.7	31.9	93.0	5.59	292	36.9
		.219	15.562	913	4.19	4.07	10.96	190.2	36.9	82.4	5.58	329	42.3
		.250	15.524	902	4.19	4.06	11.76	189.3	40.1	82.0	5.57	366	46.8
	10	.250	15.500	895	4.19	4.06	12.37	188.7	42.1	81.7	5.57	384	48.0
		.281	15.438	877	4.19	4.04	13.88	187.2	47.2	81.1	5.56	429	53.6
	20	.312	15.376	859	4.19	4.02	15.40	185.7	52.4	80.4	5.55	474	59.3
		.344	15.312	842	4.19	4.01	16.92	184.1	57.5	79.7	5.54	519	64.9
	30 ST	.375	15.250	825	4.19	3.99	18.41	182.7	62.6	79.1	5.53	562	70.3
		.406	15.188	809	4.19	3.98	19.89	181.2	67.6	78.4	5.52	605	75.6
16		.438	15.124	791	4.19	3.96	21.41	179.8	72.9	77.8	5.50	649	81.1
D=16.000		.469	15.062	776	4.19	3.94	22.88	178.2	77.8	77.2	5.49	691	86.3
	40 XS	.500	15.000	759	4.19	3.93	24.35	176.7	82.8	76.5	5.48	732	91.5
		.531	14.938	744	4.19	3.91	25.91	175.3	87.7	75.9	5.47	773	96.8
	60	.656	14.688	684	4.19	3.85	31.62	169.4	107.5	73.4	5.43	953	116.9
		.688	14.624	669	4.19	3.83	33.07	168.0	112.4	72.7	5.42	972	121.4
		.750	14.500	641	4.19	3.80	35.90	165.1	127.5	71.5	5.40	1047	130.9
	80	.843	14.314	601	4.19	3.75	40.14	160.9	135.5	69.7	5.37	1157	144.6
	100	1.031	13.938	528	4.19	3.65	48.48	152.6	164.8	66.1	5.29	1368	170.6
	120	1.218	13.564	469	4.19	3.55	56.36	144.6	192.3	62.6	5.23	1550	194.5
	140	1.438	13.124	399	4.19	3.44	65.79	135.3	223.7	58.6	5.17	1761	220.1
		1.500	13.000	371	4.19	3.40	68.33	132.7	232.3	57.5	5.15	1818	226.0
	160	1.593	12.814	343	4.19	3.35	72.10	129.0	245.1	55.8	5.12	1894	236.7
		.165	17.670	1723	4.71	4.63	6.94	245.2	31.4	106.2	6.31	389	40.9
	10S	.188	17.624	1700	4.71	4.61	10.92	243.9	35.8	105.6	6.30	417	46.4
		.250	17.500	1641	4.71	4.58	13.94	240.5	47.4	104.1	6.28	548	61.0
	20	.312	17.376	1584	4.71	4.55	17.36	237.1	59.0	102.7	6.25	679	75.6
	STD	.375	17.250	1527	4.71	4.52	20.76	233.7	70.6	101.2	6.23	807	89.8
	30	.438	17.124	1472	4.71	4.48	24.12	230.3	82.2	99.7	6.21	932	103.6
	XS	.500	17.000	1420	4.71	4.45	27.49	227.0	93.5	98.3	6.19	1053	117.0
	40	.562	16.876	1369	4.71	4.42	30.79	223.7	104.7	96.8	6.17	1171	130.2
18		.594	16.812	1344	4.71	4.40	32.46	222.0	110.4	96.1	6.16	1231	136.8
		.625	16.750	1319	4.71	4.38	34.12	220.4	116.0	95.4	6.15	1289	143.3
D=18.000		.719	16.562	1247	4.71	4.34	39.08	215.5	132.8	93.3	6.12	1458	162.0
	60	.750	16.500	1221	4.71	4.32	40.64	213.8	138.2	92.6	6.10	1513	168.3
		.812	16.376	1177	4.71	4.29	43.87	210.6	149.2	91.2	6.08	1624	180.5
	80	.937	16.126	1090	4.71	4.22	50.23	204.2	170.8	88.4	6.04	1834	203.8
	100	1.156	15.688	950	4.71	4.11	61.17	193.3	208.0	83.7	5.97	2180	242.2
	120	1.375	15.250	825	4.71	3.99	71.81	182.7	244.3	79.1	5.90	2496	277.6
	140	1.562	14.876	729	4.71	3.89	80.96	173.9	274.3	75.2	5.84	2750	305.5
		1.688	14.624	669	4.71	3.83	86.49	168.0	294.0	72.7	5.80	2908	323.1
	160	1.781	14.438	627	4.71	3.78	90.75	163.7	308.5	70.9	5.77	3020	335.6



NOMINAL PIPE SIZE AND OUTSIDE DIAMETER inches	SCHEDULE NUMBER AND/OR WEIGHT	WALL THICKNESS inches t	INSIDE DIAMETER inches d	BEETLE POWER at 10 $\frac{\text{kilolbs}}{\text{in}^2}$ $\frac{\text{in}^4}{\text{ft}^2}$	AREAS and WEIGHTS: SURFACE AREA OUTSIDE sq. ft per ft A_o	SURFACE AREA INSIDE sq. ft per ft A_i	Cross-Sectional METAL AREA sq. in. A	Cross-Sectional FLOW AREA sq. in. A_i	WEIGHT of PIPE lb per ft w	WEIGHT of WATER lb per ft w_w	RADIUS of GYRATION inches r_g	MOMENT of INERTIA in.^{4} I	SECTION MODULUS in.^{3} Z
20 D=20.000	5S	.188	19.624	2.01	5.24	5.14	11.78	302.8	39.8	131.0	7.00	974	97.4
	10S	.218	19.564	2.07	5.24	5.12	13.55	300.9	46.1	130.2	6.93	1103	99.3
	10	.250	19.500	2.03	5.24	5.11	15.51	298.6	52.7	129.3	6.96	797	79.7
		.312	19.376	3.73	5.24	5.07	19.36	294.8	65.8	127.6	6.90	938	93.8
	20 ST	.375	19.250	3.61	5.24	5.04	23.13	291.0	78.6	126.0	6.84	1114	111.4
		.438	19.124	3.50	5.24	5.01	26.9	287.2	91.5	124.4	6.83	1283	128.3
	30 XS	.500	19.000	3.40	5.24	4.97	30.6	283.5	104.1	123.0	6.80	1457	145.7
		.562	18.876	3.40	5.24	4.94	34.3	279.8	116.8	121.3	6.80	1624	162.4
	40	.593	18.814	3.30	5.24	4.93	36.2	278.0	122.9	120.4	6.86	1704	170.4
		.625	18.750	3.32	5.24	4.91	38.0	276.1	129.3	119.6	6.89	1787	178.7
	60	.812	18.376	3.10	5.24	4.81	49.3	265.5	166.4	114.8	6.79	2297	229.7
		.875	18.250	3.02	5.24	4.78	52.6	261.8	176.7	113.3	6.77	2449	244.9
		.938	18.124	1.94	5.24	4.78	56.3	258.0	184.8	111.8	6.76	2452	245.2
	80	1.031	17.938	1.86	5.24	4.70	61.4	252.7	208.9	109.4	6.72	2772	277.2
		1.250	17.500	1.84	5.24	4.58	73.4	240.5	250.3	104.2	6.64	3351	335.1
	100	1.281	17.438	1.81	5.24	4.57	75.3	238.6	256.1	103.4	6.63	3416	341.6
	120	1.500	17.000	1.42	5.24	4.45	87.3	227.0	296.4	99.3	6.58	3755	375.5
	140	1.750	16.500	1.02	5.24	4.32	100.3	213.8	341.1	93.0	6.48	4217	421.7
		1.844	16.313	1.18	5.24	4.27	106.2	209.0	387.9	90.6	6.40	4372	437.2
	160	1.968	16.064	1.07	5.24	4.21	111.5	202.7	379.1	87.8	6.41	4566	456.6
D=22.000	10	.250	21.500	4.89	5.76	5.63	17.1	363	58.1	157.2	7.59	1010	91.9
		.312	21.376	4.45	5.76	5.60	21.3	359	72.3	155.6	7.57	1253	113.7
	ST	.375	21.250	4.33	5.76	5.56	25.5	355	86.6	153.5	7.55	1490	135.4
	XS	.500	21.000	4.08	5.76	5.50	33.8	348	114.8	150.0	7.50	1951	177.3
		.625	20.750	3.85	5.76	5.43	42.0	338	142.7	146.4	7.46	2400	218.2
		.750	20.500	3.62	5.76	5.37	50.1	330	170.2	142.9	7.52	2836	257.8
		.875	20.250	3.41	5.76	5.30	58.1	322	197.4	139.0	7.48	3248	295.1
		1.000	20.000	3.20	5.76	5.24	66.0	314	224.3	135.0	7.43	3646	331.5
D=24.000	10	.250	23.500	7.26	6.28	6.17	18.9	434	64.4	189.8	8.41	1152	96.0
		.312	23.376	6.60	6.28	6.13	23.6	429	80.3	187.8	8.40	1316	109.6
	30 ST	.375	23.250	6.79	6.28	6.09	28.3	425	96.3	185.8	8.38	1628	135.6
		.438	23.124	6.61	6.28	6.05	33.1	420	110.1	181.9	8.33	1943	161.9
	XS	.500	23.000	6.44	6.28	6.02	37.9	416	128.9	179.9	8.31	2270	218.5
	30	.562	22.876	6.26	6.28	5.99	41.4	411	140.7	178.0	8.36	2649	220.9
		.625	22.750	6.09	6.28	5.96	45.9	406	155.0	176.0	8.27	3140	261
	40	.687	22.626	5.93	6.28	5.92	50.3	402	171.1	174.1	8.22	3432	285
		.750	22.500	5.77	6.28	5.89	54.8	398	186.5	172.8	8.33	3710	309
	60	.968	22.064	5.23	6.28	5.78	70.0	382	238.1	165.8	8.15	4563	380
		1.031	21.938	5.09	6.28	5.74	74.4	378	252.9	163.7	8.13	4929	410
	80	1.218	21.564	4.66	6.28	5.65	87.3	365	300.4	158.1	8.07	5676	473
	100	1.531	20.938	4.02	6.28	5.48	108.1	344	367.4	149.1	7.96	6852	571

Nominal Pipe Size and Outside Diameter, inches	Schedule Number and/or Weight	Wall Thickness, inches t	Outside Diameter, inches D	Fifth Power of D, Millions in.^{5} d^5	Surface Area: Outside, sq ft per ft A_o	Surface Area: Inside, sq ft per ft A_i	Cross-Sectional: Metal Area, sq in. A	Cross-Sectional: Flow Area, sq in. A_i	Weight of: Pipe, lb per ft w	Weight of: Water, lb per ft w_w	Radius of Gyration, inches r_g	Moment of Inertia, in.^{4} I	Section Modulus, in.^{3} Z
(continued)	120	1.812	20.376	3.91	5.33	5.33	126.3	325	429.4	141.2	7.87	7624	93
	140	2.062	19.876	3.10	5.20	5.20	142.1	310	483.2	134.3	7.70	8531	71
24		2.188	19.625	2.91	5.14	5.14	149.8	303	509.7	131.0	7.75	9010	75
D = 24.000	160	2.343	19.314	2.69	5.06	5.06	159.4	293	542.0	126.9	7.70	9458	78
		.312	25.376	10.52	6.64	6.64	28.2	506	95.7	219.0	9.06	3078	101
	ST	.375	25.250	10.26	6.61	6.61	30.2	501	102.6	216.8	9.05	3479	191
		.438	25.124	10.01	6.58	6.58	35.2	496	119.6	214.7	9.04	3874	221
	XS	.500	25.000	9.77	6.54	6.54	40.1	491	136.3	212.5	9.02	4257	251
		.562	24.876	9.53	6.51	6.51	44.9	486	152.7	210.4	9.00	4634	280
26		.625	24.750	9.29	6.48	6.48	49.8	481	169.4	208.3	8.97	4014	308
D = 26.000		.688	24.600	9.17	6.44	6.46	52.2	479	177.6	207.0	8.96	4198	323
		.750	24.500	8.93	6.41	6.41	59.5	471	202.3	204.1	8.93	4747	365
		.812	24.376	8.61	6.38	6.38	64.3	467	218.9	202.1	8.91	5102	393
		.875	24.250	8.39	6.35	6.35	69.1	462	234.8	200.0	8.89	5458	420
		.938	24.124	8.17	6.32	6.32	73.8	457	251.2	197.9	8.87	5808	447
		1.000	24.000	7.96	6.28	6.28	78.5	453	267.0	195.9	8.85	6142	473
		.312	27.376	15.06	7.17	7.17	37.1	569	92.3	254.9	9.79	3903	196
	ST	.375	27.250	14.63	7.13	7.13	32.5	563	110.7	252.8	9.77	4106	228
		.438	27.124	14.66	7.10	7.10	37.9	578	128.9	250.2	9.76	3903	257
	XS	.500	27.000	14.03	7.07	7.07	43.2	573	146.9	247.9	9.72	4088	292
		.562	26.876	14.02	7.03	7.04	48.4	567	164.7	245.8	9.70	4262	326
28		.625	26.750	13.70	7.00	7.00	53.8	562	182.8	243.3	9.68	5139	360
D = 28.000		.688	26.600	13.54	7.33	6.96	58.4	556	191.8	242.2	9.67	6271	372
		.750	26.500	13.07	7.33	6.94	64.2	552	218.3	230.6	9.64	6956	426
		.812	26.376	12.77	7.33	6.91	69.4	548	235.8	236.6	9.62	6416	459
		.875	26.250	12.48	7.33	6.87	74.8	541	253.5	234.3	9.60	6867	490
		.938	26.124	12.17	7.33	6.84	79.7	536	271.1	232.1	9.57	7311	522
		1.000	26.000	11.88	7.33	6.81	84.8	531	288.4	229.9	9.56	7742	553
	5S	.250	29.500	22.3	7.80	7.72	23.4	683	79.4	296.0	10.52	2586	172
	10 10S	.312	29.376	21.9	7.69	7.69	29.1	678	98.9	293.5	10.50	3210	214
	ST	.375	29.250	21.4	7.66	7.66	34.9	672	118.7	291.0	10.48	3833	255
		.438	29.125	21.0	7.63	7.62	40.6	666	138.0	288.4	10.45	4434	296
	20 XS	.500	29.000	20.5	7.59	7.59	46.3	661	157.6	286.0	10.43	5040	335
		.562	28.875	20.1	7.56	7.56	52.0	655	176.9	283.5	10.41	5635	376
30		.625	28.750	19.6	7.53	7.53	57.7	649	196.1	281.1	10.39	6230	415
D = 30.000	30	.688	28.600	19.4	7.50	7.51	63.5	646	215.8	278.9	10.38	6814	454
		.750	28.500	18.8	7.50	7.46	68.9	638	234.3	276.2	10.34	7377	492
		.812	28.376	18.4	7.50	7.43	74.5	632	253.2	273.9	10.32	7937	529
		.875	28.250	18.0	7.50	7.40	80.1	627	272.2	271.4	10.30	8499	567
		.938	28.124	17.6	7.50	7.36	85.6	621	291.2	269.0	10.28	9063	604
		1.000	28.000	17.2	7.50	7.33	91.1	615	309.8	266.6	10.26	9591	639

Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

A-4.-LIMITES ELASTICOS

ACEROS AL CARBONO

Acero Carbono Tipo	Limite Elástico S_Y Lbs / inch² Kg / cm²	Valores del Limite Elástico Función de la Temperatura en (ºC) Lbs / inch² Kg / cm²									
		100ºF 37,8ºC	200ºF 93,3ºC	300ºF 149ºC	400ºF 204ºC	500ºF 260ºC	600ºF 316ºC	650ºF 343ºC	700ºF 371ºC	750ºF 399ºC	800ºF 427ºC
SA-285 Gr C	30.000 2.110	30.000 2.110	27.400 1927	26.600 1870	25.700 1807	24.300 1709	22.200 1561	21.800 1533	21.600 1519	21.000 1477	20.000 1406
SA-515 55	30.000 2.110	30.000 2.110	27.400 1927	26.600 1870	25.700 1807	24.300 1709	22.200 1561	21.800 1533	21.600 1519	21.000 1477	20.000 1406
SA-515 Gr 60	32.000 2.250	32.000 2.250	29.200 2.053	28.400 1.997	27.500 1.934	26.000 1.828	23.700 1.667	23.300 1.638	23.100 1.624	22.400 1.275	21.300 1.498
SA-515 Gr 65	35.000 2.461	35.000 2.461	31.900 1.256	31.000 2.180	30.000 2.110	28.300 1.990	25.900 1.821	25.400 1.786	25.200 1.772	24.400 1.716	23.300 1.638
SA-515 Gr 70	38.000 2.672	38.000 2.672	34.700 2.440	33.700 2.370	32.600 2.292	30.800 2.166	28.100 1.976	27.600 1.941	27.400 1.927	26.500 1.863	25.300 1.779
SA-516 Gr 55	30.000 2.110	30.000 2.110	27.400 1927	26.600 1870	25.700 1807	24.300 1709	22.200 1561	21.800 1533	21.600 1519	21.000 25.30 1477	20.000 1406
SA-516 Gr 60	32.000 2.250	32.000 2.250	29.200 2.053	28.400 1.997	27.500 1.934	26.000 1.828	23.700 1.667	23.300 1.638	23.100 1.624	22.400 1.275	21.300 1.498
SA-516 Gr 65	35.000 2.461	35.000 2.461	31.900 1.256	31.000 2.180	30.000 2.110	28.300 1.990	25.900 1.821	25.400 1.786	25.200 1.772	24.400 1.716	23.300 1.638
SA-516 Gr 70	38.000 2.672	38.000 2.672	34.700 2.440	33.700 2.370	32.600 2.292	30.800 2.166	28.100 1.976	27.600 1.941	27.400 1.927	26.500 1.863	25.300 1.779

ACERO INOXIDABLE

Acero Inoxi Tipo	Limite Elástico S_Y Lbs / inch² Kg / cm²	Valores del Limite Elástico Función de la Temperatura en ºF (ºC) Lbs / inch² Kg / cm²									
		100ºF 37,8ºC	200ºF 93,3ºC	300ºF 149ºC	400ºF 204ºC	500ºF 260ºC	600ºF 316ºC	650ºF 343ºC	700ºF 371ºC	750ºF 399ºC	800ºF 427ºC
SA-240 Gr 304	30.000 2.110	30.000 2.110	25.100 1.765	22.500 1.582	20.800 1.463	19.400 1.364	18.300 1.287	18.000 1.266	17.700 1.245	17.300 1.216	16.900 1.188
SA-240 Gr 304 L	25.000 1.758	25.000 1.758	21.400 1.505	19.200 1.350	17.500 1.230	16.400 1.153	15.500 1.090	15.200 1.069	14.900 1.048	14.700 1.033	14.500 1.020
SA-240 Gr 316	30.000 2.110	30.000 2.110	25.900 1.812	23.400 1.645	21.400 1.505	20.000 1.406	18.900 1.329	18.500 1.300	18.100 1.273	17.900 1.258	17.600 1.237
SA-240 Gr 316L	25.000 1.758	25.000 1.758	21.100 1.484	19.000 1.336	17.500 1.231	16.400 1.153	15.600 1.097	15.300 1.076	15.000 1.054	14.700 1.033	14.400 1.012
SA-240 Gr 317	30.000 2.110	30.000 2.110	25.900 1.812	23.400 1.645	21.400 1.505	20.000 1.406	18.900 1.329	18.500 1.300	18.100 1.273	17.900 1.258	17.600 1.237
SA-240 Gr 317 L	30.000 2.110	30.000 2.110	25.900 1.812	23.400 1.645	21.400 1.505	20.000 1.406	18.900 1.329	18.500 1.300	18.100 1.273	17.900 1.258	17.600 1.237

A-5.-TENSIONES ADMISIBLES

ACEROS AL CARBONO

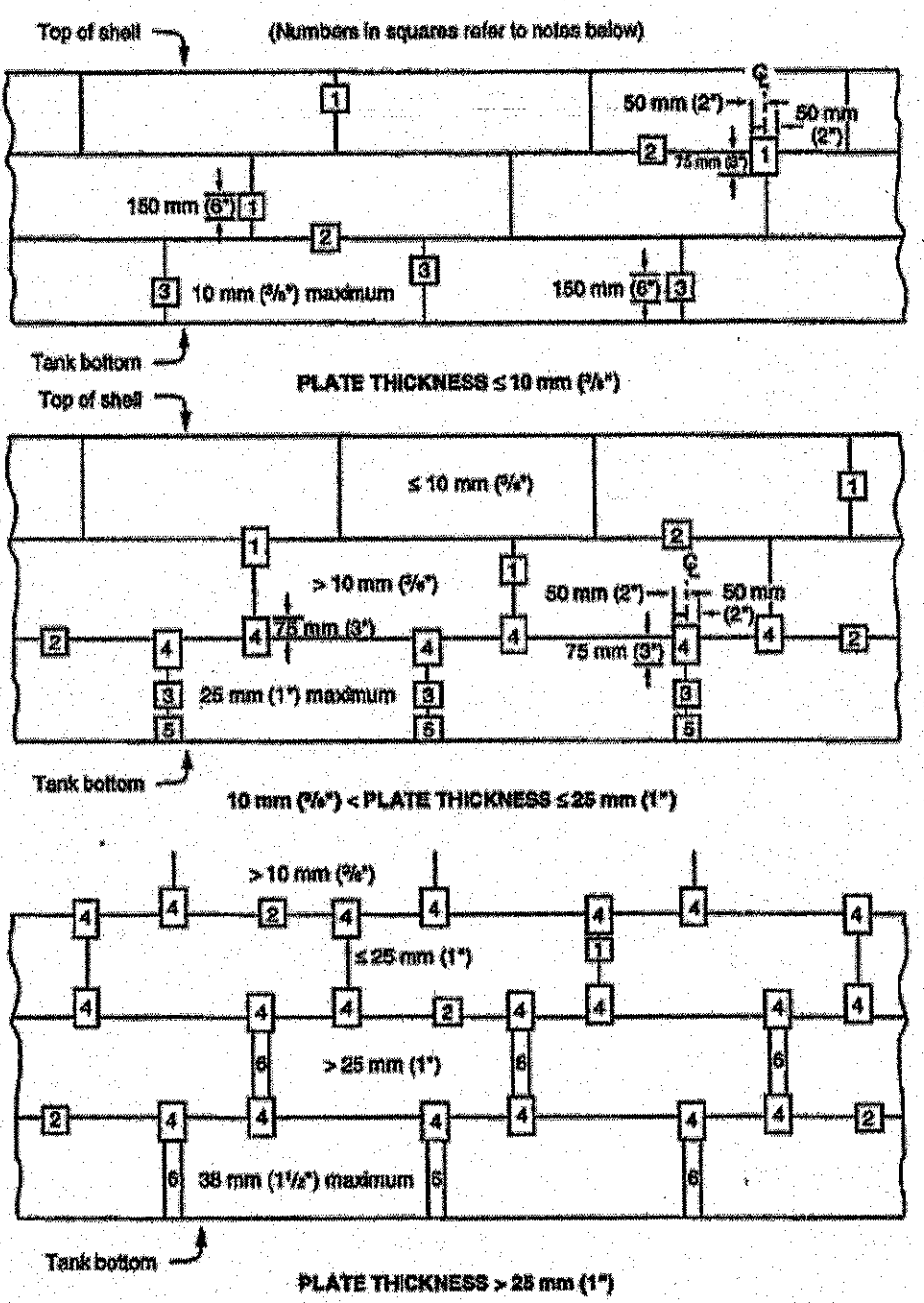
Acero Carbono Tipo	Limite Elástico S_Y Lbs / Inch^2 Kg / cm^2	Valores dela Tensión Admisible en Función de la Temperatura en ºF (ºC) Lbs / Inch^2 Kg / cm^2								
		-20º a 650º -29 a 343º	700º 371º	750º 399º	800º 427º	850º 454º	900º 482º	950º 510º	1000º 538º	1050º 565º
SA-285 Gr C	30.000 2.110	13800 970	13300 935	12100 854	10200 717	8400 591	6500 457	-----	-----	-----
SA-515 Gr 55	30.000 2.110	13800 970	13300 935	12100 854	10200 717	8400 591	6500 457	4500 316	.2500 176	------
SA-515 Gr 60	32.000 2.250	15000 1055	14400 1013	13000 914	10800 759	8700 612	6500 457	4500 316	2500 176	-----
SA-515 Gr 65	35.000 2.461	16300 1146	15500 1090	13900 977	11400 802	9000 633	6500 457	4500 316	2500 176	----
SA-515 Gr 70	38.000 2672	17500 1230	16600 1167	14800 1040	12000 844	9300 654	6500 457	4500 316	2500 176	----
SA-516 Gr 55	30.000 2.110	13800 970	13300 935	12100 854	10200 717	8400 591	6500 457	4500 316	2500 176	----
SA-516 Gr 60	32.000 2.250	15000 1055	14400 1013	13000 914	10800 759	8700 612	6500 457	4500 316	2500 176	----
SA-516 Gr 65	35.000 2.461	16300 1146	15500 1090	13900 977	11400 802	9000 633	6500 457	4500 316	2500 176	----
SA-516 Gr 70	38000 2672	17500 1230	16600 1167	14800 1040	12000 844	9300 633	6500 457	4500 316	2500 176	----

Colegio Oficial de Ingenieros
Industriales de Madrid

Hernán Cortés, 13. 28004 Madrid. Tel: 91 524 18 02 - Fax 91 524 09 33.

ACERO INOXIDABLE

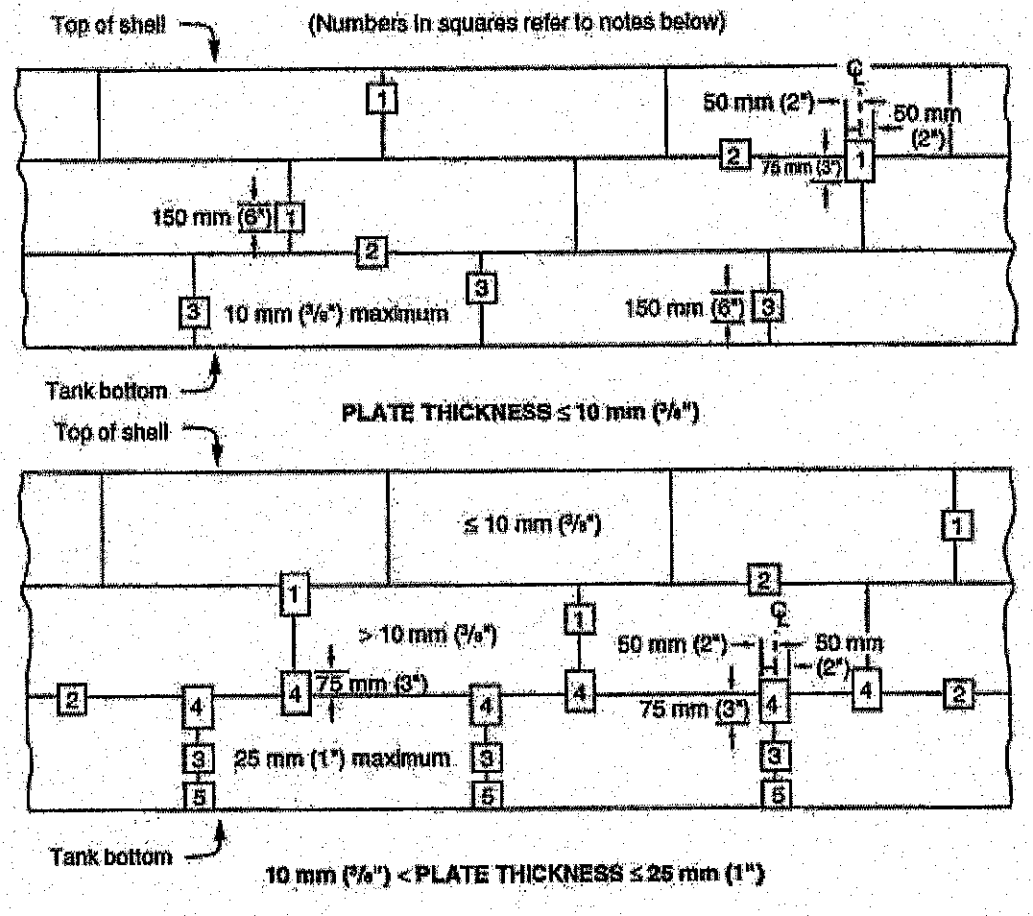
Acero Inoxi Tipo	Limite Elástico S_Y Lbs / inch² Kg / cm²	Valores de la Tensión Admisible en Función de la Temperatura en ºF (ºC) Lbs / inch² Kg / cm²									
		100ºF 37,8ºC	200ºF 93,3ºC	300º F 149ºC	400ºF 204ºC	500ºF 260ºC	600ºF 316ºC	650ºF 343ºC	700ºF 371ºC	750ºF 399ºC	800ºF 427ºC
SA-240 Gr 304	30.000 2.110	22.500 1.582	22.500 1.582	20.300 1.427	18.600 1.308	17.500 1.230	15.900 1.118	15.900 1.118	15.900 1.118	15.500 1.090	15.200 1.090
SA-240 Gr 304 L	25.000 1.758	21.000 1.477	19.200 1.350	17.200 1.209	15.800 1.111	14.700 1.033	14.000 984	13.700 963	13.500 949	13.300 935	13.000 914
SA-240 Gr 316	30.000 2.110	22.500 1.582	22500 1.582	21.000 1.477	19.300 1.357	17.900 1.258	17.000 1.195	16.700 1.174	16.300 1.146	16.100 1.132	15.900 1.118
SA-240 Gr 316L	25.000 1.758	21.000 1.477	19.000 1.336	17.000 1.195	15.500 1.090	14.300 1.005	13.500 949	13.200 928	12.900 907	12.600 886	12.400 840
SA-240 Gr 317	30.000 2.110	22.500 1.582	22500 1.582	21.000 1.477	19.300 1.357	17.900 1.258	17.000 1.195	16.700 1.174	16.300 1.146	16.100 1.132	15.900 1.118
SA-240 Gr 317 L	30.000 2.110	22.500 1.582	22.500 1.582	21.000 1.477	19.300 1.357	17.900 1.258	17.000 1.195	16.700 1.174	16.300 1.146	16.100 1.132	15.900 1.118



Notes:

1. Vertical spot radiograph in accordance with 6.1.2.2, item a: one in the first 3 m (10 ft) and one in each 30 m (100 ft) thereafter, 25% of which shall be at intersections.
2. Horizontal spot radiograph in accordance with 6.1.2.3: one in the first 3 m (10 ft) and one in each 60 m (200 ft) thereafter.
3. Vertical spot radiograph in each vertical seam in the lowest course (see 6.1.2.2, item b). Spot radiographs that satisfy the requirements of Note 1 for the lowest course may be used to satisfy this requirement.
4. Spot radiographs of all intersections over 10 mm (3/8 in.) (see 6.1.2.2, item b).
5. Spot radiograph of bottom of each vertical seam in lowest shell course over 10 mm (3/8 in.) (see 6.1.2.2, item b).
6. Complete radiograph of each vertical seam over 25 mm (1 in.). The complete radiograph may include the spot radiographs of the intersections if the film has a minimum width of 100 mm (4 in.) (see 6.1.2.2, item c).

Figure 6-1—Radiographic Requirements for Tank Shells


Top of shell
(Numbers in squares refer to notes below)
50 mm (2")
50 mm (2")
75 mm (3")
150 mm (6")
10 mm (3/8") maximum
150 mm (6")
Tank bottom
PLATE THICKNESS ≤ 10 mm (3/8")
Top of shell
≤ 10 mm (3/8")
> 10 mm (3/8")
50 mm (2")
50 mm (2")
75 mm (3")
75 mm (3")
25 mm (1") maximum
Tank bottom
10 mm (3/8") < PLATE THICKNESS ≤ 25 mm (1")

98

98

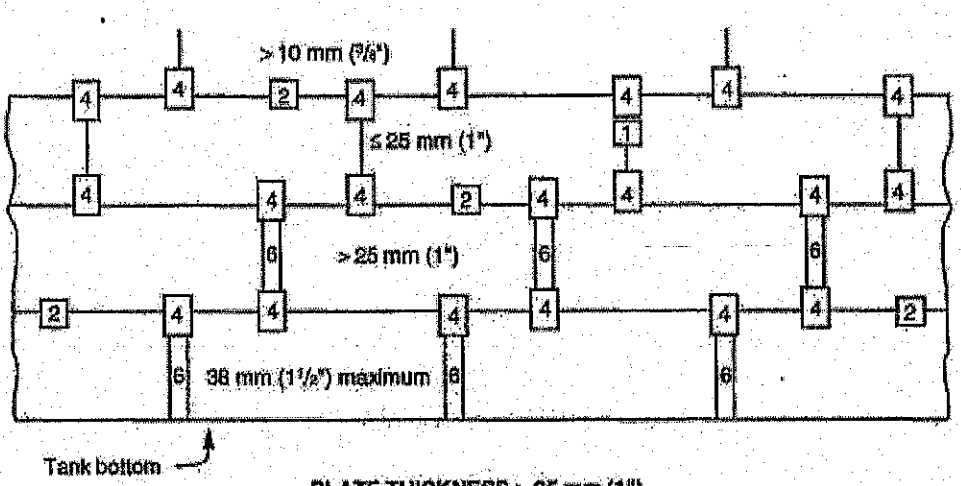


PLATE THICKNESS > 25 mm (1")

Notes:

1. Vertical spot radiograph in accordance with 6.1.2.2, item a: one in the first 3 m (10 ft) and one in each 30 m (100 ft) thereafter, 25% of which shall be at intersections.
2. Horizontal spot radiograph in accordance with 6.1.2.3: one in the first 3 m (10 ft) and one in each 60 m (200 ft) thereafter. | 00
3. Vertical spot radiograph in each vertical seam in the lowest course (see 6.1.2.2, item b). Spot radiographs that satisfy the requirements of Note 1 for the lowest course may be used to satisfy this requirement.
4. Spot radiographs of all intersections over 10 mm (3/8 in.) (see 6.1.2.2, item b).
5. Spot radiograph of bottom of each vertical seam in lowest shell course over 10 mm (3/8 in.) (see 6.1.2.2, item b).
6. Complete radiograph of each vertical seam over 25 mm (1 in.). The complete radiograph may include the spot radiographs of the intersections if the film has a minimum width of 100 mm (4 in.) (see 6.1.2.2, item c).

Figure 6-1—Radiographic Requirements for Tank Shells