19

Sistemas estructurales:
Otras estructuras

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 19

SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.1: Diseño de tanques para almacenamiento de petróleo y agua 1

1 DISEÑO DE DEPÓSITOS CILÍNDRICOS SOLDADOS 4
1.1 Generalidades 4
1.2 Normas de diseño 4
1.3 Presión y temperatura de diseño 4
1.4 Material 4
2 HIPÓTESIS DE CARGA 6
2.1 Carga permanente 6
2.2 Carga sobrepuesta 6
2.3 Contenido 6
2.4 Carga del viento 6
2.5 Cargas sísmicas 6
3 DISEÑO DEL FONDO 7
4 DISEÑO DE LA LÁMINA 9
4.1 Tensiones circunferenciales 9
4.2 Tensiones axiales en la Lámina 10
4.3 Vigas contraviento primarias 11
4.4 Vigas contraviento secundarias 12
5 DISEÑO DE TECHOS FIJOS 14
5.1 Generalidades 14
5.2 Techos de membrana 14
5.3 Techos con soporte 15
5.4 Aireación 16

6 DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES Y TAPAS 18
6.1 Utilización de techos flotantes y tapas 18
6.2 Techos flotantes 18
6.3 Tapas flotantes 19
7 AGUJEROS DE INSPECCIÓN, ORIFICIOS Y ABERTURAS 20
7.1 Agujeros de inspección 20
7.2 Orificios 21
8 RESUMEN FINAL 22
9 BIBLIOGRAFÍA 22
APÉNDICE A: DIFERENCIAS ENTRE LA BS 2654 Y LA API 650 23

Lección 19.2: Diseño estructural de silos 27

1 INTRODUCCIÓN 31
2 CLASIFICACIÓN DE LOS SILOS 32
2.1 Tamaño y geometría 32
2.2 Patrón de flujo 32
2.3 Material estructural 33
3 CÁLCULO DE LAS PRESIONES SOBRE LAS PAREDES 35
3.1 Generalidades 35
3.2 Eurocódigo 1 – Reglas para el cálculo de las cargas debidas al material almacenado 35
3.2.1 Presión horizontal y presión de fricción de la pared 36
3.2.2 Coeficiente de amplificación de la presión debido al efecto de llenado y descarga 37
3.2.3 Cargas en la tolva y en el fondo 39
3.3 Otras consideraciones respecto a la carga 41
4 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 44
4.1 Selección de la forma del silo 44
4.2 Diseño de silos no circulares 44
4.2.1 Chapas de pared 44
4.2.2 Inestabilidad de la placa 46
4.2.3 Proyecto de rigidizadores 46
4.2.4 Estructura de apoyo 47

4.3 Proyecto de tolvas circulares 47
4.3.1 Introducción 47
4.3.2 Tensión en la pared cilíndrica 48
4.3.3 Pandeo de la pared 48
4.3.4 Fondo y tolva 50
4.3.5 Viga perimetral en la transición 50
4.3.6 Apoyos 51
4.3.7 Uniones 51
5 RESUMEN FINAL 52
6 BIBLIOGRAFÍA 52

Problema Resuelto 19.1: Diseño estructural de silos 53

1 INTRODUCCIÓN Y ÁMBITO 55
2 PROPIEDADES DEL MATERIAL ALMACENADO 56
3 CLASIFICACIÓN DEL SILO 57
4 CARGAS DEBIDAS AL MATERIAL ALMACENADO 58
4.1 Cargas de llenado 58
4.2 Cargas debidas a la descarga 59
5 COMPROBACIÓN FRENTE AL PANDEO 61

Lección 19.3: Torres, celosías y mástiles 63

1 INTRODUCCIÓN 66
2 TORRES DE LÍNEAS DE ALTA TENSIÓN 67
2.1 Conocimientos previos 67
2.2 Tipos de torres 67
2.3 Requisitos funcionales 68
2.4 Cargas sobre torres, casos de carga 69
2.5 Proyecto general y configuración de la celosía 70
2.6 Análisis estructural 72
2.7 Especificación de las uniones 73
2.8 Protección contra la corrosión 76
3 RESUMEN FINAL 78

4 BIBLIOGRAFÍA 78
5 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 78

Lección 19.4: Mástiles atirantados 79

1 INTRODUCCIÓN 82
2 DESCRIPCIÓN DE UN MÁSTIL ATIRANTADO CON TENSORES 83
2.1 Los cimientos 83
2.2 El mástil de acero 83
2.3 Los cables de tensado 83
2.4 Accesorios estructurales 84
2.5 Equipos 85
3 DISEÑO DE MÁSTILES CON TENSORES 85
3.1 Dimensionamiento inicial 85
3.2 Dimensionamiento final y comprobación 87
4 OTROS ASPECTOS DE LOS MÁSTILES ATIRANTADOS 89
4.1 En la fase de diseño 89
4.2 En la fase de fabricación 89
4.3 En la fase de montaje 89
5 RESUMEN FINAL 91
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 91

Lección 19.5: Chimeneas 93

1 INTRODUCCIÓN 96
2 ACCIONES 97
2.1 Carga permanente 97
2.2 Carga del polvo 97
2.3 Viento 97
2.3.1 Velocidad básica del viento V_b 97
2.3.2 Velocidad del viento de cálculo 97
2.3.3 Carga del viento medio en la dirección del viento 98
2.3.4 Carga del viento de cálculo en la dirección del viento 98

2.3.5 Turbulencias 99
2.3.6 Ovalización 100
2.3.7 Estabilizadores aerodinámicos 100
2.4 Cargas debidas a los terremotos 101
2.5 Efectos térmicos 101
2.6 Efectos químicos 101
3 CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL 102
3.1 Comprobación de la resistencia 102
3.2 Comprobación del estado de servicio 103
3.3 Comprobación a fatiga 103
4 ASPECTOS ESPECÍFICOS A TENER EN CUENTA EN EL PROYECTO DE CHIMENEAS DE ACERO 104
4.1 Uniones entre las distintas secciones de la envolvente cilíndrica estructural 104
4.2 Apoyo en la cimentación 104
4.3 Grandes aberturas 104
5 TOLERANCIAS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE 105
6 RESUMEN FINAL 106
7 BIBLIOGRAFÍA 106

Problema Resuelto 19.2: Chimeneas 107

1 DATOS BÁSICOS 109
2 CARGAS DEL VIENTO 113
3 CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL (LÁMINA) 118
3.1 Resistencia de la sección transversal 118
3.2 Comprobación de puesta en servicio 119
3.3 Comprobación a fatiga 120
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 121

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.1: Diseño de Tanques para Almacenamiento de Petróleo y Agua

OBJETIVOS/CONTENIDO

Esta lección describe los principios básicos que se utilizan en el diseño de depósitos para el almacenamiento de petróleo o agua. Trata el diseño de depósitos verticales cilíndricos, e incluye referencias a la British Standard BS 2654 [1] y a la American Petroleum Industry Standard API 650 [2].

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 10.6 Introducción a Estructuras de Láminas

Lección 10.8 Diseño de Cilindros no Rigidizados

RESUMEN

Normalmente se utilizan depósitos cilíndricos soldados para almacenar agua o productos derivados del petróleo.

El principal elemento estructural de estos depósitos es un cilindro vertical de acero, o lámina, que se fabrica soldando una serie de chapas rectangulares y que retiene las presiones hidrostáticas mediante fuerzas de tensión periféricas. Normalmente, el depósito tiene un fondo plano de acero que reposa en unos cimientos preparados al efecto, y presenta un techo fijo colocado encima de la pared laminar.

Esta lección explica las bases del diseño de los elementos estructurales de los depósitos cilíndricos e ilustra las soluciones y detalles clave relacionados.

1. DISEÑO DE DEPÓSITOS CILÍNDRICOS SOLDADOS

1.1 Generalidades

El petróleo y los productos derivados del petróleo se almacenan generalmente en depósitos cilíndricos de acero a presión atmosférica o a baja presión. Estos depósitos son de fondo plano e incorporan un techo de forma cónica o esférica.

Algunas veces, el agua se almacena también en depósitos cilíndricos de acero. Cuando se utilizan para almacenar agua potable, son de un tamaño tal que permite su utilización como embalse para un pueblo; siempre incorporan un techo para evitar la contaminación del agua. Los depósitos cilíndricos se utilizan también como depósitos de asiento y retención en el tratamiento de las aguas de cloaca; en este caso no suelen incorporar techo.

En cuanto al tamaño, los depósitos cilíndricos van desde los 3 m de diámetro hasta los 100 m, y pueden llegar a tener una altura de 25 m. Los principales elementos estructurales que los constituyen son tres: fondo, lámina y techo.

Cuando se trata de almacenar petróleo, el fondo lo constituyen chapas de acero colocadas en unos cimientos preparados al efecto. Algunos depósitos para almacenamiento de agua utilizan como base una losa de hormigón armado, en vez de las chapas de acero.

La lámina, o pared cilíndrica, está constituida por chapas de acero y básicamente no está rigidizada.

El techo del depósito suele estar fijado a la parte superior de la lámina, aunque a veces también se utilizan cubiertas flotantes. Un techo fijo puede sostenerse de forma independiente o puede estar parcialmente sostenido por acción membrana, aunque generalmente la placa que hace las funciones de techo está soportada mediante viguetas o vigas de celosía radiales.

1.2 Normas de diseño

Pueden aplicarse las normas usuales tanto si se almacena petróleo como si se almacena agua, aunque haya sido la industria del petróleo la que ha desarrollado muchos de los procedimientos y normas de diseño.

Las dos normas más ampliamente utilizadas son la British Standard BS 2654 [1] y la American Petroleum Institute Standard API 650 [2]. Aunque estas dos normas tienen mucho en común, se aprecian también algunas diferencias significativas /(véase el Apéndice A). Existen también otras normas, americanas y europeas, que se utilizan poco fuera de los respectivos países.

Esta lección sigue, en general, los requerimientos de la BS 2654 [1]. Esta norma es una instrucción para el diseño y un pliego de condiciones de construcción. La instrucción para el diseño está basada en principios de tensión admisible, no en base a un estado límite.

1.3 Presión y temperatura de diseño

Los depósitos diseñados para almacenamiento a presión nominalmente atmosférica deben poder aguantar también un cierto vacío interno (presión negativa). Los depósitos pueden estar diseñados también para trabajar a presiones internas relativamente pequeñas (hasta 56 mbar (5,6 kN/m^2), según BS 2654.

Los depósitos no refrigerados están diseñados para una temperatura mínima del metal, que se basa en la temperatura ambiente más baja que se pueda dar (típicamente, la temperatura ambiente más 10^oC) o la mínima temperatura del contenido, sea la que sea. Normalmente no se especifica una temperatura máxima de servicio.

1.4 Material

Los depósitos se fabrican generalmente con planchas de acero al carbono (lo que se

conoce habitualmente como acero dulce) de grado Fe 360 o Fe 430 (de EN 10 025 [3]), o equivalente. Este material funde fácilmente. El uso de grados de acero de baja aleación y de mayor resistencia (grado Fe 510, por ejemplo) no es tan frecuente, aunque va en aumento.

La ductilidad a la entalla a la mínima temperatura de servicio se obtiene, para los materiales de mayor grosor (> 13 mm), especificando los requerimientos mínimos para las pruebas al choque. Esto se logra especificando un subgrado adecuado a EN 10 025 [3].

Internamente, los depósitos para almacenamiento de petróleo no suelen estar pintados. Los depósitos para almacenamiento de agua pueden recubrirse (suponiendo que el recubrimiento tenga la adecuada inercia, si el agua es potable), o se le puede dar una protección catódica. Externamente, los depósitos suelen protegerse. Si se utiliza acero sin recubrir, debe preverse en el diseño una mayor cantidad para compensar la pérdida de espesor debida a la corrosión.

2. HIPÓTESIS DE CARGA

Los depósitos se diseñan para soportar las combinaciones de cargas más severas que puedan producirse.

2.1 Carga Permanente

La carga permanente es la que se debe al peso de todas las piezas del depósito.

2.2 Carga sobrepuesta

Sobre el techo del depósito se aplica una carga sobrepuesta mínima de 1,2 kN/m^2 (sobre el área horizontal proyectada). Esta carga se conoce por lo general como “carga de nieve”, pero de hecho representa, además de la carga de nieve nominal, cualquier otra carga sobrepuesta, como por ejemplo el equipo de mantenimiento, que puede colocarse en el techo, e incluye también la carga de vacío interno. Por ello, este concepto puede aplicarse también en aquellos lugares en los que nunca nieva.

Los depósitos que no van a presión normalmente incorporan válvulas que no se abren hasta que el vacío alcanza los 2,5 mbar, para frenar las pérdidas de vapor. Para cuando la válvula se abre completamente, puede haberse desarrollado un vacío de 5 mbar (0,5 kN/m^2). Aunque no haya válvulas, los depósitos deben diseñarse para un vacío de 5 mbar para hacer frente a la presión diferencial bajo cargas del viento. En los depósitos a presión, las válvulas pueden fijarse a un vacío de 6 mbar, en cuyo caso puede desarrollarse una diferencia de presión de 8,5 mbar (0,85 kN/m^2).

Cuando es mayor que el mínimo especificado hay que utilizar la carga de nieve prevista, u otra carga sobrepuesta, más la presión de vacío adecuada.

2.3 Contenido

Debe aplicarse el peso y la presión hidrostática del contenido, hasta la total capacidad del depósito. La capacidad total se determina generalmente mediante un desbordamiento cerca de la parte superior del depósito; en los depósitos sin desbordamiento, el contenido máximo será el necesario para llenar el depósito hasta la parte superior de la lámina.

Cuando se trata de petróleo y sus derivados, la densidad relativa del contenido es inferior a 1.0, pero estos depósitos se prueban habitualmente llenándolos de agua. Por consiguiente, debe tomarse como densidad mínima un valor de 1000 kg/m^3.

2.4 Carga del viento

La carga del viento se determina en base a una velocidad del viento predeterminada. La velocidad máxima del viento depende del área en la que habrá que construirse el depósito; típicamente se toma 45 m/s como valor para la velocidad del viento a utilizar en el diseño, representando la máxima velocidad de ráfaga de 3 segundos que, en promedio, se excede únicamente una vez cada 50 años.

2.5 Cargas sísmicas

En algunas zonas los depósitos deben diseñarse para soportar cargas sísmicas. Aunque en BS 2654 [1] y API 650 [2] pueden encontrarse ciertas orientaciones para el diseño de estos depósitos, deben tenerse conocimientos específicos para la determinación de las cargas sísmicas.

3. DISEÑO DEL FONDO

Para depósitos de almacenamiento de petróleo se especifican fondos de placas de acero, colocadas completamente apoyadas en unos cimientos preparados al efecto.

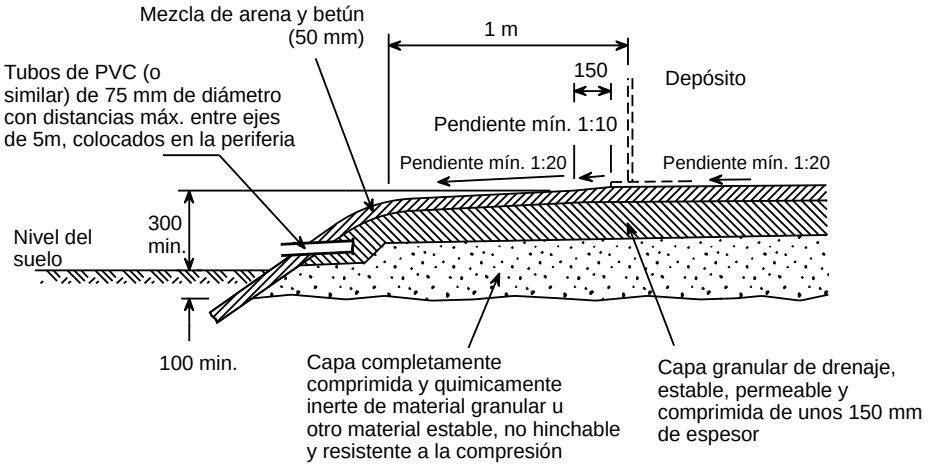


Figura 1 Cimientos habituales para depósitos

Las chapas de acero se colocan directamente en una capa de alquitrán-arena sobre los cimientos, generalmente de relleno compacto o, si el subsuelo es blando, posiblemente sobre una balsa de hormigón armado. La figura 1 muestra unos cimientos típicos, y el Apéndice A de la BS 2654 [1] proporciona una descripción detallada de este ejemplo.

El fondo está constituido por una serie de chapas rectangulares, rodeadas por un conjunto de chapas de forma determinada, denominadas chapas de croquis, para proporcionarle un perfil circular, como muestra la figura 2. Las chapas están ligeramente solapadas y se ejerce una presión local en los puntos donde coinciden tres chapas (véase la figura 3). Se prefieren uniones a solape soldadas a las

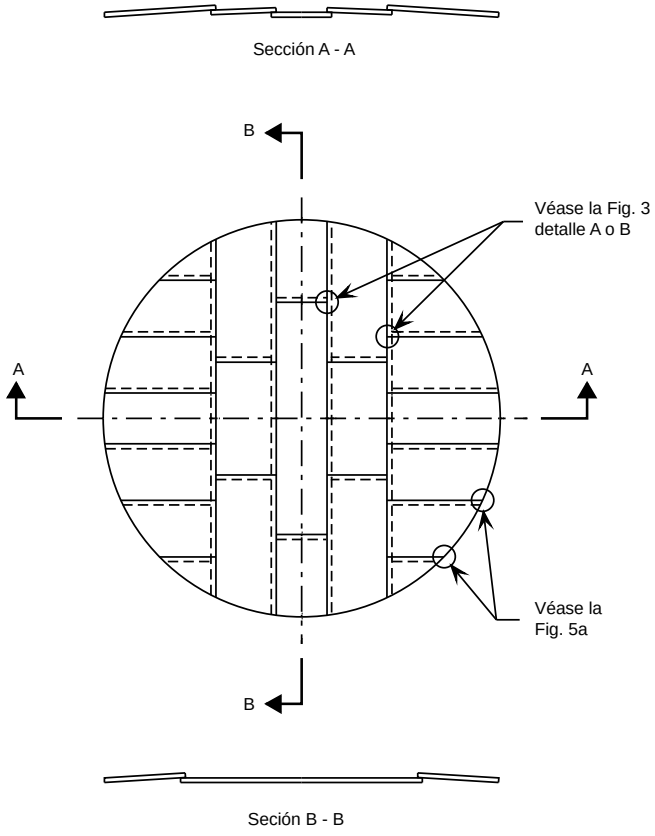


Figura 2 Diseño habitual de fondo de depósito de hasta 12.5 m inclusive de diámetro

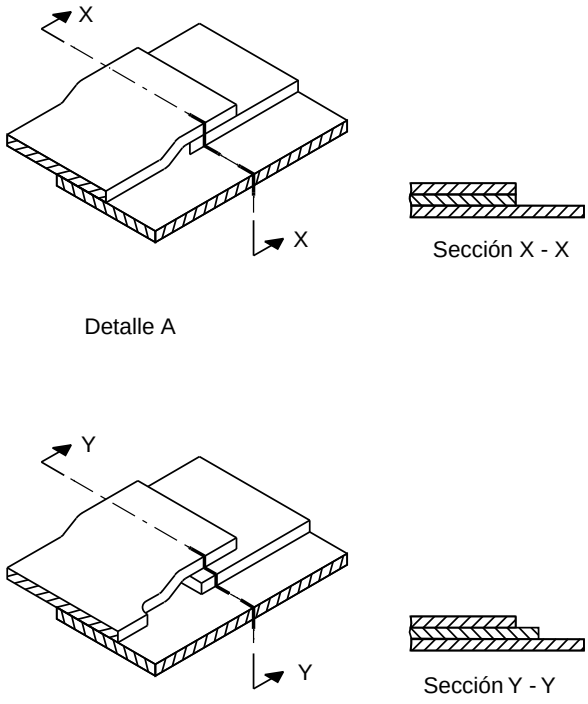


Figura 3 Uniones solapadas en cruz en las placas del fondo, con 3 gruesos distintos de chapa

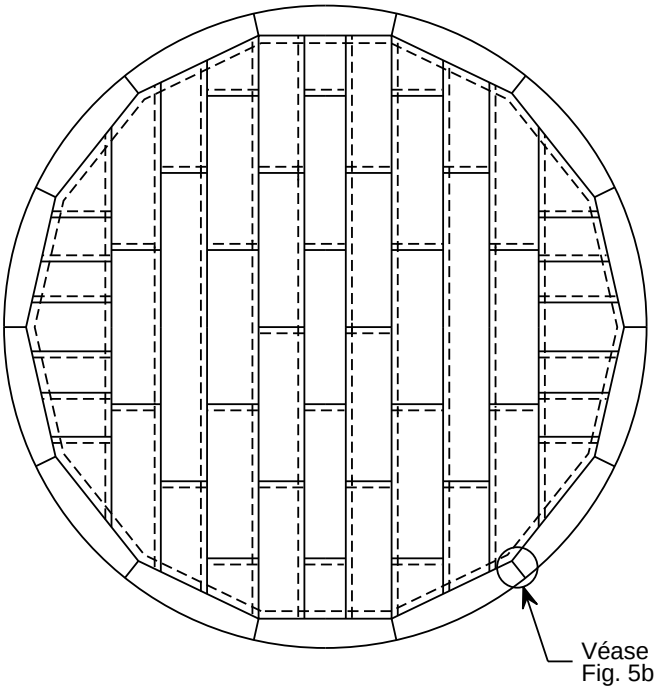


Figura 4 Diseño habitual de fondo de depósitos con diámetros mayores de 12,5 m.

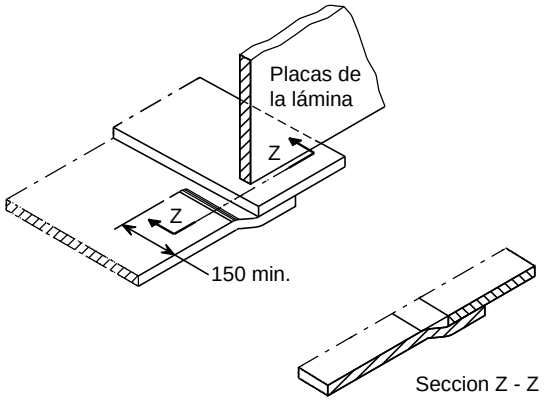
soldaduras a tope (que deben realizarse sobre una pletina espaldar debajo de la junta) porque son de construcción más fácil y barata.

En depósitos de cierto tamaño (de más de 12,5 m de diámetro, según BS 2654) se coloca un arco de placas anulares alrededor del grupo de chapas rectangulares. Las ensambladuras radiales entre las chapas anulares se sueldan juntando a tope en vez de efectuar una soldadura de recubrimiento, debido a la rigidización anular que las placas proporcionan al fondo de la lámina. La figura 4 muestra un ejemplo típico.

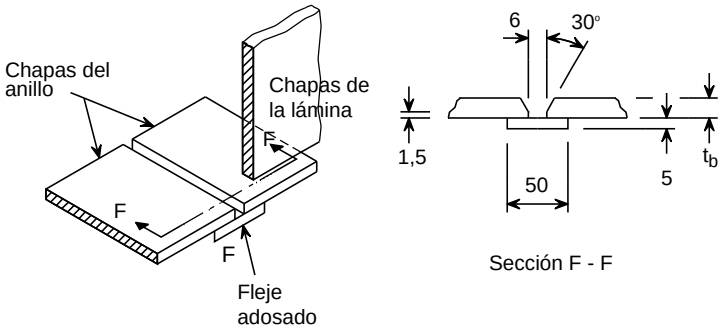
La lámina reposa en el croquis o chapas anulares, justo en el interior del perímetro, y está unida a ellas mediante soldadura de solape (véase la figura 5).

Las chapas del fondo actúan principalmente como cierre del tanque. La única carga que soportan, aparte de la rigidización local del fondo de la lámina, es la presión del contenido, que se transmite entonces directamente a la base. Normalmente la base no requiere cálculos de tensión, aunque la BS 2654 propone espesores de chapa mínimos dependiendo del tamaño del depósito.

Los depósitos de agua pueden tener también un fondo de acero. En algunos casos se especifica una base de hormigón armado. No existen detalles estándar para la ensambladura de la lámina con una base de hormigón, aunque generalmente basta con un ángulo soldado al borde inferior de la lámina y atornillado a la losa.



(a) Junta entre las placas de "croquis" que se encuentran por debajo de las placas de la lámina



(b) Junta entre las placas del anillo, por debajo de la lámina

Figura 5 Juntas entre las placas del fondo, por debajo de la lámina

4. DISEÑO DE LA LÁMINA

4.1 Tensiones circunferenciales

Los depósitos cilíndricos verticales transportan las presiones hidrostáticas por simple tensión tangencial. Para ello no se requiere ninguna rigidización circunferencial. La tensión circunferencial en la lámina variará directamente, en dirección vertical, según la cabeza del fluido a un nivel dado. Para un espesor de lámina uniforme, pues, el cálculo de las tensiones es directo. A una profundidad de agua H, la tensión viene dada por:

$$\sigma_H = \frac{H \cdot \rho \cdot g \cdot D}{2.t}$$

donde D es el diámetro del depósito

t es el espesor de la chapa

ρ es la densidad del fluido

g es la constante de la gravedad

Por razones prácticas, hay que construir la lámina a partir de un número relativamente bajo de pequeñas piezas rectangulares de chapa, soldadas a tope. Cada pieza tendrá una curvatura cilíndrica y conviene construir la lámina en un número de anillos, o virolas, uno encima de otro. Esta técnica proporciona, por lo menos para depósitos más profundos, la oportunidad de utilizar chapas más gruesas en los anillos inferiores y chapas más delgadas en los anillos superiores.

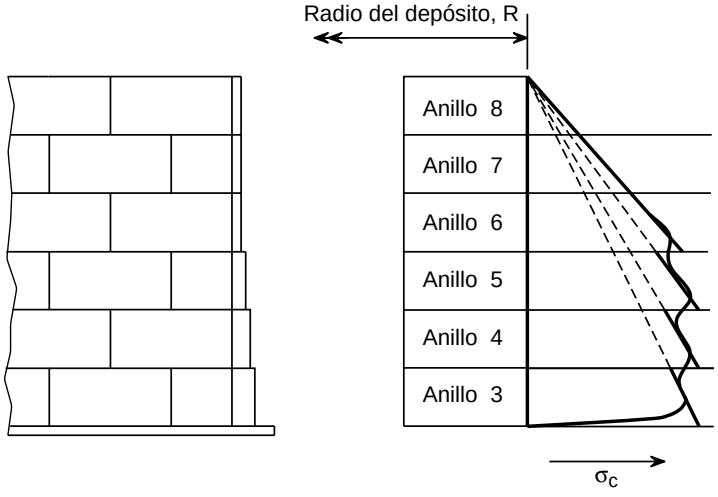


Figura 6 Diagrama de la variación de las tensiones en la pared de la lámina

La virola inferior de la lámina está totalmente soldada a la placa del fondo del depósito, proporcionando de esta forma un embridado radial a la arista inferior de la chapa. De manera similar, la arista inferior de cualquier virola que descanse encima de una virola más gruesa está en cierto modo embridada, porque la chapa más gruesa es también más rígida. La figura 6 ilustra el efecto que esto tiene en las tensiones tangenciales.

En consecuencia, debido a estos embridados se introduce un ajuste empírico en las reglas de diseño que requiere que cualquier virola se proyecte sencillamente para la presión a 300 mm por encima de la arista inferior de la virola, en vez de hacerlo para la presión, superior, de la arista inferior. (Es lo que se conoce en la API 650 [2] como “regla de un pie”.)

Cuando se toma en consideración la carga debida a la presión interna y se introduce un margen para las pérdidas por corrosión, la ecuación de diseño resultante toma en la BS 2654 la forma siguiente:

$$t = \frac{D}{20S}\{98w(H - 0{,}3) + p\} + c$$

donde t es el espesor mínimo calculado (en mm)

w es la densidad máxima del fluido (en kg/l)

H es la altura (m) del fluido por encima del fondo de la virola que se está diseñando

S es la tensión de diseño permitida (N/mm^2)

p es la presión de diseño (sólo para depósitos de presión) (mbar)

c es el margen para la corrosión (mm)

Para la tracción en la lámina, la tensión de diseño permitida suele ser una fracción adecuada de la tensión de fluencia del material. La BS 2654 la define como las dos terceras partes de la tensión de fluencia, proporcionando así un factor global de 1,5 en la resistencia plástica de la chapa. La API 650 también utiliza los dos tercios de la tensión de fluencia, pero limita de forma adicional la tensión de diseño a una fracción más pequeña de la resistencia a la rotura; para resistencias del acero más elevadas, resulta algo más restrictiva. Más aún, la API 650 permite durante el ensayo hidrostático una tensión ligeramente más elevada que la tensión de diseño permitida para las condiciones de servicio cuando la densidad relativa es inferior a 1,0.

Cada virola se construye con cierto número de chapas, soldadas a tope siguiendo la junta vertical entre ellas. Cada virola se suelda a la virola inferior siguiendo una línea circunferencial. Las distorsiones o desviaciones respecto al perfil plano ideal o línea curva de la superficie a lo largo de la soldadura pueden minimizarse mediante métodos de soldadura adecuados, pero cierto nivel de imperfección es inevitable, especialmente cuando se trabaja con material delgado. En consecuencia, las reglas obligan a que las juntas verticales se alternen de una virola a la próxima, por lo menos un tercio de la longitud de las chapas individuales, si es posible.

Los taladros en la lámina para orificios de entrada/salida o bocas de inspección causan un aumento local de las tensiones circunferenciales. Este aumento se aborda requiriendo la provisión de placas de refuerzo. Este refuerzo puede consistir en chapas circulares soldadas alrededor del taladro o en una pieza interior de chapa más gruesa. El taladro proporciona cierta rigidización a la arista del orificio; también puede ser que su magnitud permita omitir el sobreespesor de la lámina.

4.2 Tensiones Axiales en la Lámina

La lámina cilíndrica tiene que soportar su peso, y el peso del tejado que se apoya en ella, como una tensión axial. Además, la solicitación del viento en el depósito provoca tensiones de tracción axiales en una cara del depósito y tensiones de compresión en la otra.

Naturalmente, un cilindro de pared delgada se deformará localmente, o se arrugará, bajo suficiente carga axial. El valor crítico de esta tensión, para un cilindro perfecto, puede obtenerse a partir de la teoría clásica y, para el acero, tiene el valor:

$$\sigma_{cr} = 0{,}605 \frac{E\,t}{R}$$

En la práctica, las láminas imperfectas pandean a tensiones muy inferiores; un nivel de tensión admisible del orden de sólo una décima parte del indicado más arriba puede ser más apropiado. Sin embargo, en servicio normal, las tensiones axiales en las láminas que soportan las cargas circunferenciales en depósitos utilizados para almacenamiento de petróleo y agua son mucho más pequeñas que incluso dicho nivel de tensión. Por ello las normativas como la BS 2654 o la API 650 ni siquiera requieren el cálculo de las tensiones axiales para las condiciones de servicio.

Pero bajo condiciones sísmicas pueden producirse tensiones superiores debido al gran momento de vuelco cuando el depósito está lleno. En este caso deben calcularse las tensiones axiales. La tensión axial debida al momento de vuelco, M, la proporciona la expresión:

$$\sigma_a = \frac{4M}{\pi t D^2}$$

En la BS 2654 la tensión axial bajo condiciones sísmicas se limita a 0.20 Et/R, lo que se considera un valor razonable cuando el cilindro está también bajo presión hidrostática interna. La API 650 utiliza un valor similar, siempre que la presión interna exceda un valor que depende del tamaño del depósito.

Aunque no es necesario calcular las tensiones axiales para las condiciones de servicio, debe comprobarse una posible subpresión si el depósito está vacío y sujeto a solicitaciones del

viento. Si es necesario deben colocarse anclajes; un ejemplo típico se muestra en la figura 7.

4.3 Vigas Contraviento Primarias

Se considera que un depósito con techo fijo está suficientemente rigidizado en su perfil cilíndrico por el propio techo; no se necesita rigidización adicional en la parte superior de la lámina, excepto posiblemente como parte de un anillo de compresión efectivo (véase el apartado 5.2).

En depósitos abiertos (o con techos flotantes) es necesaria una rigidización circunferencial en la parte superior, para mantener el perfil circular del depósito frente a la carga del viento. Esta rigidización es especialmente necesaria cuando el depósito está vacío.

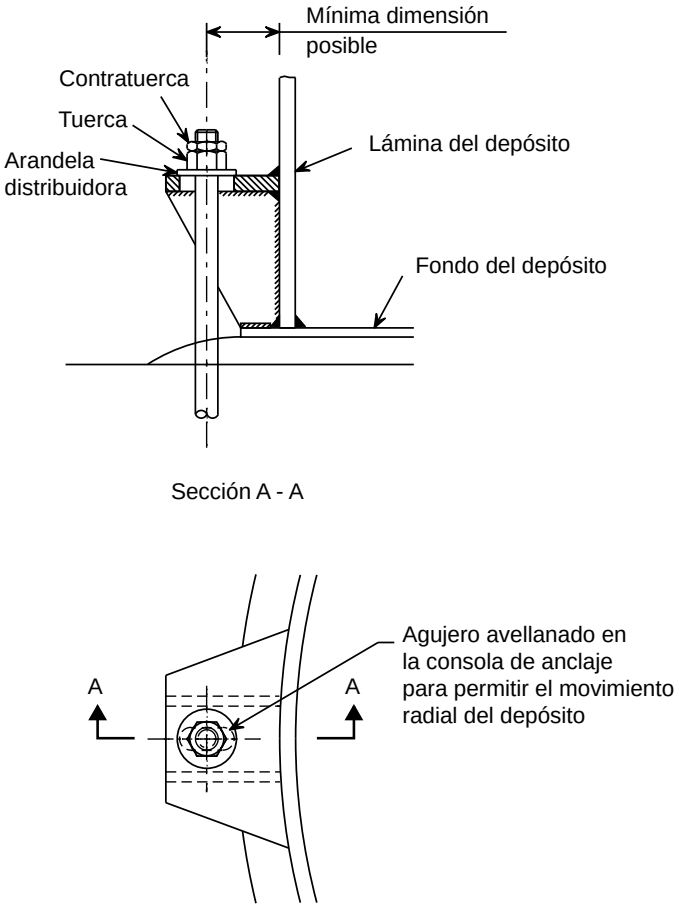


Figura 7 Detalle habitual para el anclaje de depósitos

El cálculo de la estabilidad de los depósitos rigidizados es complejo. Afortunadamente, trabajos de investigación en el tema proporcionan una fórmula empírica, basada en el trabajo de De Wit, que puede aplicarse fácilmente en el diseño. En la BS 2654, esta fórmula se expresa como un módulo de sección mínima requerida que viene dado por:

$$Z = 0{,}058\ D^2\ H$$

donde Z es el módulo (elástico) de la sección (cm^3) efectiva de la viga contraviento, incluyendo la anchura de la placa de lámina que actúa con el rigidizador añadido

D es el diámetro del depósito (m)

H es la altura del depósito (m)

La fórmula parte de una velocidad del viento de 45 m/s. Si la velocidad del viento es otra, puede modificarse multiplicando por la relación entre la presión del viento básica a la velocidad de diseño y la que tiene a 45 m/s, o sea, por $(V/45)^2$.

Las vigas contraviento se construyen generalmente soldando un perfil angular o perfil en U alrededor del borde superior de la lámina. En la figura 8 se muestran algunos ejemplos. En el borde superior de la unión deben utilizarse siempre soldaduras de solape continuas, para evitar los efectos de la corrosión.

Se sabe que la aplicación de la fórmula anterior en depósitos de más de 60 m de diámetro conduce a vigas contraviento innecesariamente grandes; la norma permite limitar el tamaño al que se necesita en los depósitos de 60 m.

Las vigas contraviento primarias suelen ser exteriores al depósito. Los depósitos de asiento generalmente requieren un canalón alrededor de la arista interna del depósito, que recoge el agua que se derrama y la pasa a la salida. Aunque la normativa no contempla este detalle, este tipo de canalones pueden considerarse vigas de contra-

viento primarias, siempre que estén relativamente próximos al extremo superior del depósito. En este caso también se requiere un brocal angular en el canto libre; la normativa de diseño incluye la colocación de una viga contraviento inferior y de un brocal angular.

4.4 Vigas Contraviento Secundarias

Aunque las vigas contraviento primarias o el techo estabilizarán el depósito en su altura total, entre el extremo superior de un depósito y su base pueden producirse abolladuras si el depósito está vacío. Para prevenir estas abolladuras, se introducen vigas contraviento secundarias a intervalos, en toda la altura del depósito. La BS 2654 proporciona indicaciones para la determinación del número y posición de estas vigas contraviento secundarias (aunque no así la API 650).

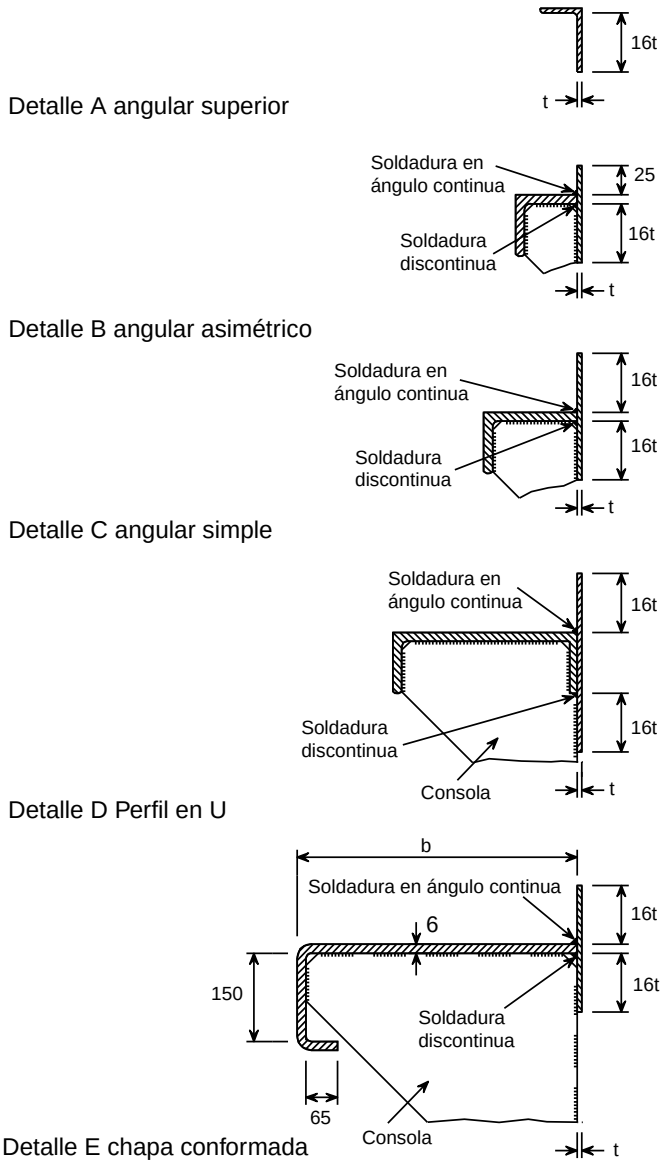


Figura 8 Vigas contraviento

El procedimiento se basa en la determinación de la longitud del tubo para la cual, si los extremos se fijan de forma circular, sucederá el pandeo elástico crítico a una determinada presión externa uniforme. Este pandeo también ocurriría en tubos más largos rigidizados a intervalos iguales a dicha longitud.

La tensión crítica para una longitud de tubo, l, de radio R y espesor t, viene dada en Roark [4] por la fórmula:

$$Q = \frac{0{,}807\,E}{l}\left[\frac{1}{(1-\nu^2)}\right]^{3/4}\frac{t^{5/2}}{R^{3/2}}$$

Utilizando valores de E y υ para acero, reorganizando y simplificando, se llega a la expresión:

$$H_p = \frac{95000}{3{,}563\,V_w^2 + 580\,v_a}\left(\frac{t_{min}^5}{D^3}\right)^{1/2}$$

donde D es el diámetro de la lámina (m)

H_p es la separación máxima permitida de los anillos (en m) (equivalente a la longitud crítica, l)

t_{min} es el espesor de la chapa de la lámina (mm)

V_w es la velocidad del viento que se ha tomado en el diseño (m/s)

v_a es el vacío (mbar)

Sin embargo, en la práctica, las láminas de los depósitos están hechas de virolas, y el espesor del revestimiento de chapa aumenta de arriba a abajo. Por fortuna, esta situación no uniforme puede transformarse en una situa-

ción uniforme equivalente si se tiene en cuenta que la longitud crítica l (o separación máxima H_p) es proporcional a $t^{5/2}$. Tomando como referencia la chapa más delgada (la virola superior, t_{min}), las virolas de altura h y espesor t pueden convertirse en una altura equivalente de tubo de lámina fina, que tendrá la misma esbeltez efectiva, utilizando la corrección:

$$H_e = h \left(\frac{t_{min}}{t} \right)^{5/2}$$

donde t es el espesor de la virola que se está considerando

H_e es la altura equivalente de cada virola a un espesor de t_{min}

Las alturas equivalentes de todas las virolas se suman para obtener la altura equivalente global (longitud de tubo), y se dividen por la longitud crítica H_p para determinar el mínimo número de intervalos y, así, el número de anillos intermedios. Las posiciones de los anillos intermedios, que están equiespaciados en el tubo equivalente, deben establecerse efectuando la conversión “posiciones en el tubo-posiciones en el depósito”, invirtiendo el procedimiento efectuado más arriba.

En la BS 2654 se ilustra todo el proceso mediante un ejemplo.

La rigidización se consigue soldando un perfil angular a la superficie de la chapa de la lámina, igual que en las vigas contraviento primarias. En la instrucción [1] se dan las magnitudes mínimas para este perfil.

5. DISEÑO DE TECHOS FIJOS

5.1 Generalidades

Los techos de los depósitos cilíndricos son de chapa de acero y de forma cónica o en forma de cúpula (curvatura esférica). Las placas de acero pueden aguantarse solas (por acción "membrana"), o pueden apoyarse en algún tipo de estructura de apoyo.

Los tejados de membrana son más difíciles de montar (requieren un apoyo temporal durante la colocación y la soldadura) y generalmente se utilizan únicamente en los depósitos pequeños.

El soporte permanente de acero para la placa del techo puede abarcar todo el diámetro del depósito o puede en un determinado momento apoyarse en soportes en el interior del depósito. Por ejemplo, la utilización de un único pilar central es particularmente efectivo en depósitos pequeños (15-20 m de diámetro).

Las barras principales de la estructura de acero de soporte son, lógicamente, radiales al depósito. Pueden ser sencillos perfiles de viga laminada o, para depósitos más grandes, vigas trianguladas fabricadas al efecto.

Las chapas del tejado están generalmente solapadas y soldadas en solape. Para depósitos de baja presión no necesitan soldarse a ninguna estructura de soporte, pero generalmente tienen que soldarse a la parte superior de la lámina.

5.2 Techos de Membrana

En un techo de membrana, las tensiones compresivas radiales soportan las fuerzas de las cargas permanentes y sobrepuestas. Las tensiones de tracción radiales soportan las fuerzas ascendentes de la presión interna menos la carga permanente.

Los techos cónicos tienen generalmente una pendiente de 1:5. Los techos esféricos suelen tener un radio de curvatura entre 0,8 y 1,5 veces el diámetro del depósito.

Las limitaciones respecto a abolladuras bajo compresión radial se expresan en la BS 2654 como:

$$t_r = 40\, R_1 \sqrt{\frac{10\, P_e}{E}}$$

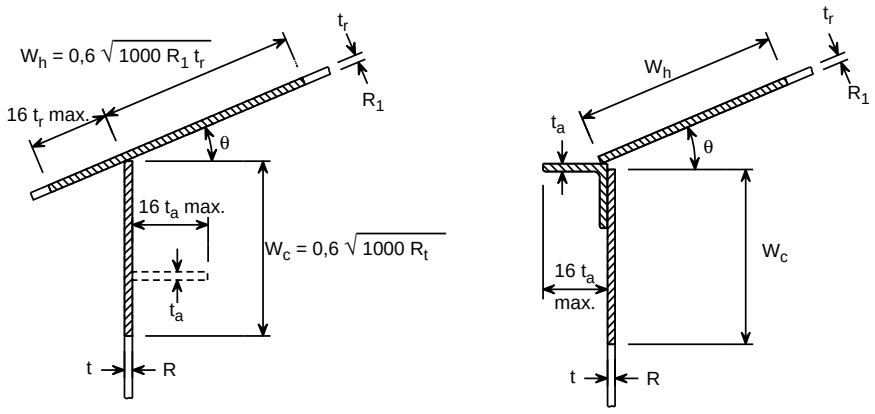
donde R_1 es el radio de curvatura del techo (m)

P_e es la solicitación externa más el peso propio (kN/m^2)

E es el módulo de Young (N/mm^2)

t_r es el espesor de la chapa del tejado (mm)

Para techos cónicos, se toma R_1 como el radio de la lámina dividido por el seno del ángulo entre el techo y la horizontal, $R_1 = R/\text{sen}\theta$.



Símbolos

R_1 es el radio de curvatura de la cubierta (m) (para cubiertas cónicas = R/θ)
R es el radio de la lámina del depósito (m)
t es el espesor de la lámina (mm)
t_a es el espesor del angular rigidizador (mm)
t_r es el espesor de la placa de cubierta en el anillo de compresión (mm)
W_h es la longitud efectiva de la cubierta (mm)

Figura 9 Áreas de compresión en la lámina de la cubierta

Utilizando un valor de P_e = 1,7 kN/m^2, 1,2 kN/m^2 de carga sobrepuesta más 0,5 kN/m^2 de carga permanente (equivalente a unos 6 mm de espesor de chapa) y el valor E para el acero, se tiene:

$$t_r = 0{,}36\ R_1$$

La API 650 proporciona una fórmula similar, expresada en sistema inglés y para una solicitación de 45 lb/ft^2 (= 2,2 kN/m^2).

Para los esfuerzos de tracción, las tensiones están limitadas a:

$$t_r = \frac{p R_1}{20\ S\ \eta} \quad \text{(para techos esféricos)}$$

$$t_r = \frac{p\ R_1}{10\ S\ \eta} \quad \text{(para techos cónicos)}$$

donde η es el factor de eficacia de la unión

S es la tensión de diseño permitida (en N/mm^2)

p es la presión interna (en mbar)

Aunque son aceptables las uniones solapadas con doble soldadura, su eficacia de unión es de sólo 0,5; las juntas a tope tienen un factor de 1,0.

Para cargas descendientes, la tracción de anillo complementa la compresión radial.

Para cargas ascendientes, por ejemplo cuando hay presión interna, debe complementarse la tracción radial con una compresión circunferencial. Esta compresión únicamente puede proveerse mediante el perfil de unión entre techo y lámina. Esto se concreta como el requisito de una superficie mínima de la sección efectiva, tal como se ve en la figura 9.

$$A = \frac{50\ p\ R^2}{S_c \tan\theta}$$

donde S_c es la tensión de compresión permitida (en N/mm^2)

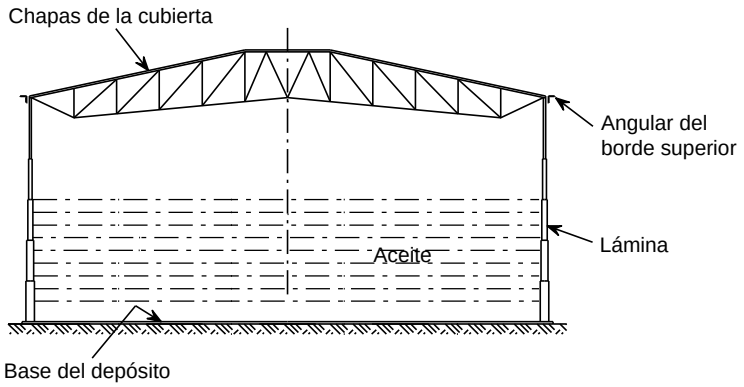
R es el radio del depósito (en m)

θ es la pendiente del techo en la unión techo-lámina

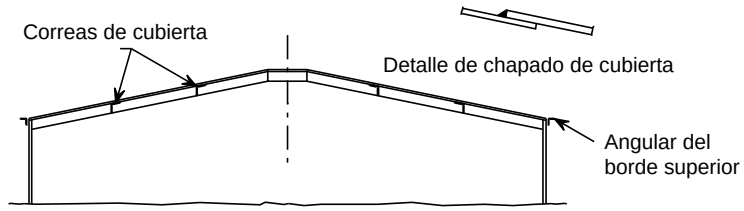
Según la BS 2654 [1], la tensión de compresión permitida para esta zona es de 120 N/mm^2.

5.3 Techos con Soporte

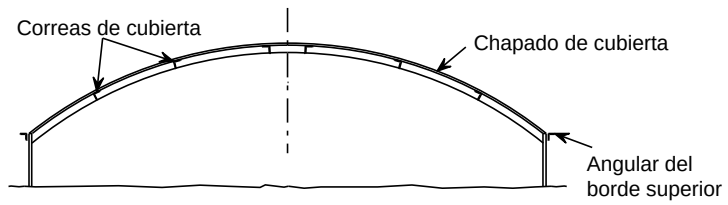
Las barras radiales que soportan la placa del techo permiten un espesor de la chapa mínimo, y facilitan la construcción del mismo.



(a) Viga de celosía: autoportante

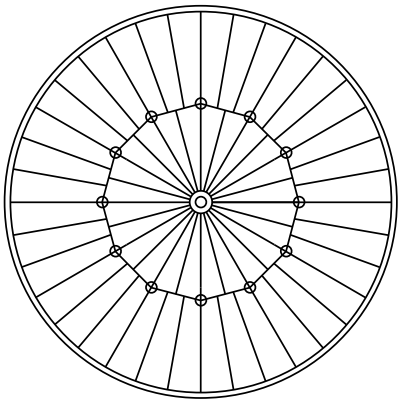


(b) Cono: autoportante



(c) Cúpula: autoportante

Figura 10 Cubiertas autoportantes



Pilar como apoyo interno

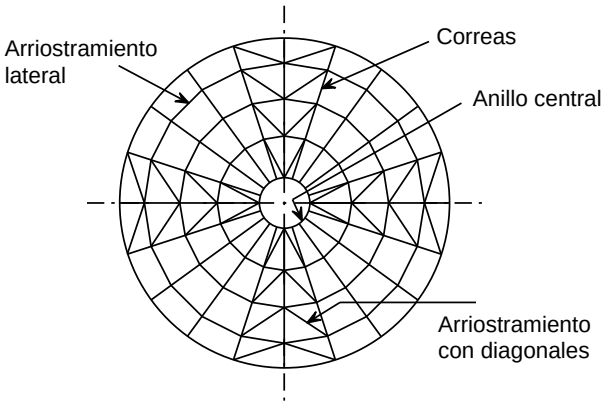


Figura 11 Sistemas alternativos de apoyo para cubiertas

Las vigas radiales se colocan de forma tal que el tramo de placa entre una y otra esté a una distancia mínima de unos 2 m. Este límite permite la utilización de chapa de 5 mm en el techo. La placa está sencillamente colocada encima de las vigas, sin ningún tipo de unión con ellas.

Los techos con soporte suelen ser de perfil cónico, aunque también pueden ser esféricos si las vigas radiales son curvas.

La estructura de soporte del techo puede ser autónoma o tener un apoyo en pilares internos. Las figuras 10 y 11 muestran ejemplos típicos. Los techos autónomos son esenciales cuando existe una tapa flotante interna.

Cuando el techo se apoya en pilares, la pendiente puede ser de sólo 1:16. Cuando el techo es autónomo, puede resultar más barato utilizar uno mayor.

No todas las barras radiales llegan al centro del depósito. Las que llegan pueden considerarse vigas de apoyo principales; las barras radiales secundarias pueden considerarse cabios (su extremo interior se apoya en vigas en anillo entre las barras de apoyo principales). Cuando se utilizan pilares internos, estarán debajo de las barras de apoyo principales. La figura 11 muestra ejemplos típicos.

Para evitar el pandeo por torsión lateral, las barras de apoyo principal tienen que rigidizarse a intervalos. Algunas crujías incorporan arriostramientos en cruz de S. Andrés.

La API 650 permite suponer que la fricción entre la placa del techo y la viga ya es suficiente para rigidizar el ala de compresión de las vigas cabio secundarias, siempre que no sean demasiado profundas; sin embargo, para las vigas principales no se puede suponer este embridado.

Las barras de apoyo principales pueden estar sometidas a solicitaciones de flexión y a cargas axiales. Cuando estén diseñadas para compresión axial, el anillo central debe diseñarse como anillo de compresión; la parte superior de la lámina debe diseñarse para soportar las fuerzas tangenciales asociadas a las fuerzas axiales en las barras de apoyo.

En general, el diseño de viguetas y pilares de apoyo puede efectuarse según los reglamentos de construcción convencionales, aunque debe tenerse en cuenta que tanto la BS 2654 como la API 650 son normativas de tensión permitida. En el reglamento británico se hace referencia, pues, a la BS 449 [5], en vez de hacerlo al reglamento de estado límite.

La zona de unión lámina/techo debe diseñarse para soportar compresión, igual como se ha descrito más arriba para los techos de membrana.

5.4 Aireación

Debe incorporarse aireación para atender al movimiento del contenido dentro y fuera del

depósito y a los cambios de temperatura del aire en el mismo. Esta aireación pueden proporcionarla válvulas de aligeramiento de presión o respiraderos abiertos.

Cuando se almacenan productos derivados del petróleo, debe incorporarse un sistema de reducción de presión para casos de emergencia, para prever un posible calentamiento debido a fuego exterior. Esta reducción de presión puede conseguirse mediante respiraderos adicionales para casos de emergencia o diseñando un techo frágil en la unión con la lámina (esto significa, básicamente, una soldadura de solape de magnitud limitada entre el techo y la lámina; típicamente se da un límite de 5 mm).

6. DISEÑO DE TECHOS FLOTANTES Y TAPAS

6.1 Utilización de Techos Flotantes y Tapas

Como se mencionó en el apartado 5.4, los depósitos necesitan aireación para permitir la expansión y contracción del aire. En depósitos de petróleo, el espacio libre por encima del líquido contiene una mezcla aire/vapor. Cuando esta mezcla se expansiona debido al aumento de temperaturas diurnas, parte de este vapor se expele por el dispositivo de aireación. Por la noche, cuando bajan las temperaturas, entra aire fresco y se evapora parte del líquido del depósito para saturar el aire. Este proceso puede producir pérdidas substanciales por evaporación. Hay que tomar medidas para minimizar estas pérdidas; las más frecuentes son la utilización de techos flotantes y tapas.

6.2 Techos Flotantes

A veces se utilizan techos flotantes en vez de techos fijos. En este caso, la lámina está diseñada para permanecer abierta en su parte superior.

Cuando está operativo, un techo flotante se apoya completamente en el líquido y, por esta razón, debe ser suficientemente ligero; esta ligereza se consigue mediante compartimientos que no se mojen con el líquido en uno de los dos tipos de techo: pontón y de doble plataforma.

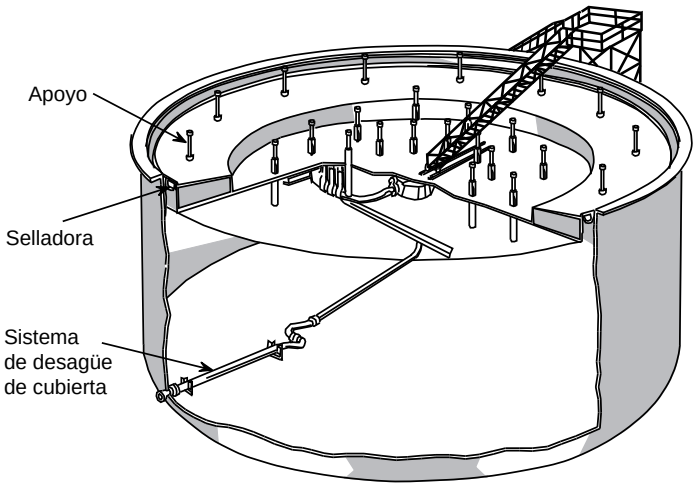


Figura 12 Cubierta flotante tipo pontón

Un techo pontón presenta un compartimiento anular, con tabiques de compartimentación, y un diafragma central de capa única. Puede que este diafragma central requiera rigidización mediante viguetas radiales.

Un techo de doble plataforma es en realidad un conjunto de compartimientos por encima de todo el diámetro del depósito; dos capas circulares se unen a las chapas circunferenciales y tabiques divisorios para conformar un disco o pistón.

Ambos tipos de techo deben seguir siendo ligeros aún en el caso de que algunos compartimientos estén perforados (típicamente dos compartimientos). En este tipo de diseño debe suponerse también que la plataforma central de un techo pontón estará perforada.

Como el techo está en contacto con el entorno, incorpora agua de la lluvia, que debe purgarse. Esta purga se consigue mediante un sistema en el techo que conecte con tuberías flexibles en el interior del depósito y de ahí, a través de la lámina o de la placa del fondo, a un punto de descarga. El proyecto debe asegurar que el techo continúe flotando aún en el caso de interrupción o bloqueo del sistema de drenaje que ocasione una sobrecarga de agua en el mismo (generalmente 250 mm de agua).

En general, cuando se vacía el depósito no puede permitirse que el techo llegue al fondo del mismo, porque hay fontanería interior; por ello se le equipa con patas que impiden que llegue al fondo. En este punto, el techo debe ser capaz de soportar una carga sobrepuesta (1,2 kN/m^2) más el agua de lluvia que haya podido acumular.

Para efectuar las tareas de mantenimiento del sistema de drenaje y para acceder a los orificios del techo, el personal de

mantenimiento debe poder acceder al techo desde la parte superior de la lámina sea cual sea el nivel del contenido del depósito. Este acceso se efectúa normalmente mediante una escalera móvil, colocada en la lámina y apoyada en el techo. El techo debe incorporar también una boca de inspección de acceso para el mantenimiento del depósito cuando está vacío.

La figura 12 muestra una instalación típica de un techo pontón.

6.3 Tapas Flotantes

Cuando el interior de un depósito de techo fijo incorpora una tapa que se coloca encima del contenido para reducir la evaporación o la incorporación de contaminantes (como por ejemplo agua o arena), esta tapa o pantalla puede ser mucho más ligera.

Es muy probable que este tipo de tapa esté fabricada con materiales mucho más ligeros que el acero, aunque a veces pueda ser una hoja de acero hueca. Esta tapa no necesita incorporar escalas de acceso ni estar diseñada para sobrecargas. Sí debe diseñarse para ser soportada a bajo nivel cuando el depósito está vacío y para acarrear en este estado una carga no permanente.

El Apéndice E de la BS 2654 [1] proporciona instrucciones detalladas para el diseño de tapas flotantes internas.

7. AGUJEROS DE INSPECCIÓN, ORIFICIOS Y ABERTURAS

7.1 Agujeros de inspección

Es necesario acceder al interior de los depósitos de techo fijo para efectuar tareas de mantenimiento e inspección. El acceso puede efectuarse a través del techo o a través de la pared de la lámina. Los agujeros de inspección en el techo tienen la ventaja de que siempre son accesibles, incluso cuando el depósito está lleno. El acceso a través de la pared de la lámina es más cómodo para efectuar tareas de limpieza (algunos agujeros presentan forma de D y se enrasan con el fondo para la limpieza).

Un agujero de inspección en el techo debe tener un diámetro de al menos 500 mm. La rigidización alrededor del agujero en la placa del techo y el tipo de tapa dependen del diseño del techo. Debe proveerse acceso al agujero de inspección del techo mediante escalerillas, y el techo debe incorporar pasarelas y barandillas adecuadas.

El agujero de inspección en la pared de la lámina debe tener un diámetro de al menos 600 mm, y normalmente está colocado justo encima del fondo del depósito. La figura 13 muestra el perfil de un detalle típico. La BS 2654 [1] proporciona más detalles de este ejemplo, y detalles de aberturas para limpieza.

La incorporación de una abertura en la lámina interfiere claramente con la acción estructural de la misma. La pérdida de sección de la chapa de la lámina se compensa proporcionando una superficie adicional de sección transversal igual al 75% de esta pérdida. Esta superficie debe proporcionarse en una región circular alrededor del agujero, aunque el sobreespesor propiamente dicho debería extenderse más allá de esta zona. El sobreespesor puede proporcionarse de tres formas:

(i) mediante una placa de refuerzo soldada en la chapa de la lámina (similar al perfil de la figura 13)

(ii) mediante la inserción local de una chapa más gruesa (en la que se corta el agujero de inspección)

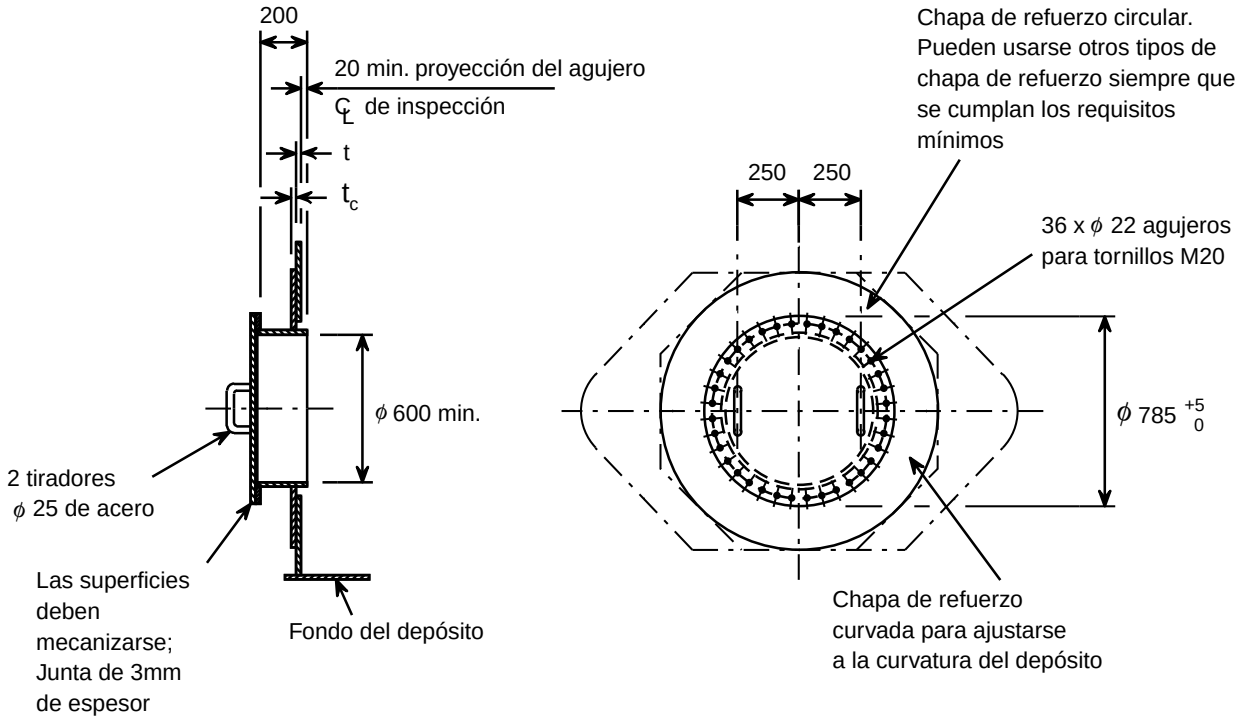


Figura 13 Detalle habitual de un agujero de inspección

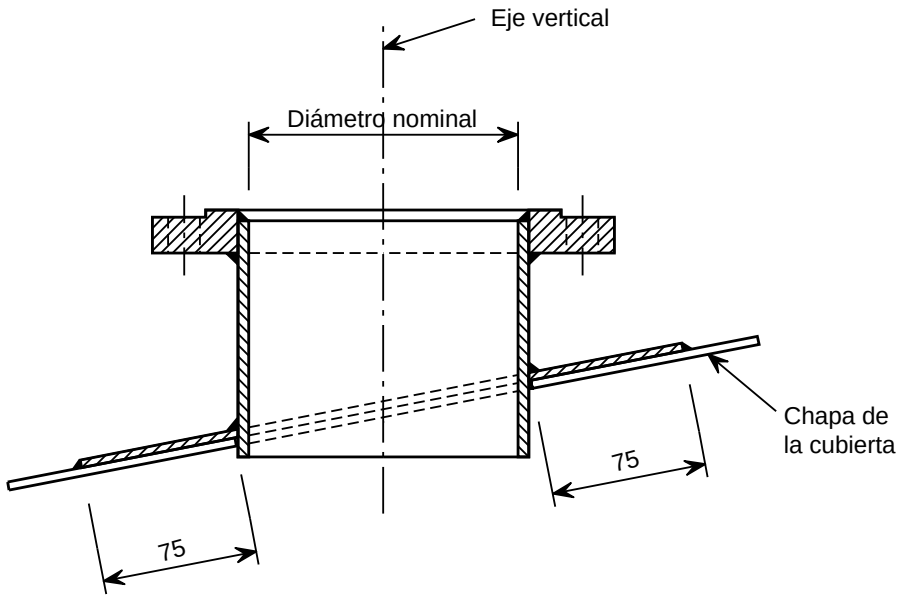


Figura 14 Orificio de cubierta

(iii) mediante una chapa de lámina más gruesa que la que se necesita para este sistema de láminas.

7.2 Orificios

Así como se requieren agujeros de inspección para acceso y limpieza, se requieren orificios en el techo, en el fondo y en la lámina para tuberías de entrada, salida y drenaje, y para aireaciones en el techo. Normalmente se construyen soldando un corte cilíndrico de chapa en un agujero circular de la chapa estructural. En el caso de pequeños taladros no se requiere ningún sobreespesor adicional, y el material extra ya se considera suficiente. Los agujeros más grandes deben reforzarse de forma similar a los agujeros de inspección. La figura 14 muestra el detalle de un orificio del techo.

8. RESUMEN FINAL

- El petróleo y los productos derivados del petróleo se almacenan generalmente en depósitos cilíndricos de acero a presión atmosférica o a baja presión. Algunas veces, el agua se almacena también en depósitos cilíndricos de acero.

- Las dos normas de diseño más ampliamente utilizadas en el diseño de depósitos cilíndricos soldados son la BS 2654 y la API 650.

- Los depósitos suelen fabricarse de acero al carbono. Se suelda fácilmente.

- Los depósitos se diseñan para soportar las combinaciones de cargas más severas que puedan producirse.

- Para depósitos de almacenamiento de petróleo se especifican fondos de placas de acero, colocadas y completamente apoyadas en unos cimientos preparados al efecto. Los depósitos para agua pueden tener fondo de acero o puede que se recomiende una balsa de hormigón armado.

- Los depósitos cilíndricos verticales soportan la presión hidrostática mediante la simple tensión tangencial. La lámina cilíndrica debe soportar su propio peso y el peso del techo, soportado mediante tensiones axiales. Las solicitaciones del viento en el depósito influyen en la tensión axial.

- Los depósitos abiertos requieren vigas de contraventeamiento primarias para mantener la redondez del depósito cuando está sujeto a cargas del viento. Los depósitos altos necesitan además vigas contraviento secundarias.

- Los techos pueden ser fijos o flotantes. Los depósitos de techo fijo pueden incorporar una tapa para el contenido, para reducir la evaporación y la incorporación de contaminantes.

- Se construyen agujeros de inspección para el acceso y los orificios permiten las tuberías de entrada, salida y drenaje, así como la aireación del espacio debajo del techo.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] BS 2654: 1984, Specification for manufacture of vertical steel welded storage tanks with butt-welded shells for the petroleum industry, British Standards Institution, London.

[2] API 650, Welded Steel Tanks for Oil Storage, 8th Edition, November 1988, API.

[3] BS EN 10025, 1990, Hot Rolled Products of Non-alloy Structural Steels and their Technical Delivery Conditions, British Standards Institution, London.

[4] Young, W. C., Roark's Formulas for Stress and Strain, McGraw Hill, 1989.

[5] BS 449: Part 2: 1969, Specification for the Use of Structural Steel in Building, British Standards Institution, London.

APÉNDICE A

Dieferencias entre la BS 2654 y la API 650

A continuación se dan las principales diferencias entre la norma British Standard, BS 2654 [1] y la American Petroleum Institute Standard, API 650 [2]:

(a) La API 650 especifica tensiones admisibles distintas según se trate de condiciones de operación o de pruebas con agua. La BS 2654 especifica únicamente una tensión admisible para pruebas con agua, lo que permite almacenar en el depósito derivados del petróleo con gravedad específica (relación entre la densidad de un cuerpo y la de otro tomado como patrón) igual o inferior a 1.

(b) Las tensiones de diseño permitidas en la BS 2654 se basan en un límite aparente de fluencia garantizado, mientras que las tensiones de diseño de la API 650 se basan en la mínima resistencia a la rotura por tracción garantizada.

(c) La BS 2654 especifica requisitos más severos para la soldabilidad de las chapas de la lámina.

(d) Los requerimientos de ductilidad a la entalladura de la BS 2654 se basan en los resultados de gran número de pruebas de calibre ancho. Este sistema considera que un acero es aceptable si, para el espesor requerido, el calibre plano no falla a la temperatura de la prueba antes de alcanzar una deformación de por lo menos el 0.5%. Con ello proporciona el mismo coeficiente de seguridad para cualquier espesor.

    En la API 650 se da un valor constante y una temperatura de prueba para las pruebas de impacto de cualquier espesor. Como la tendencia a la rotura frágil aumenta con el aumento del espesor de la chapa, de hecho la API 650 permite un coeficiente de seguridad inferior para los depósitos grandes que para los pequeños.

(e) Los aceros especificados en la API 650 garantizan su ductilidad a la entalladura mediante análisis químico pero sin una resiliencia garantizada. La BS 2654 requiere resiliencias garantizadas donde hace falta.

(f) La BS 2654 proporciona una visión más clara de cómo determinar la magnitud y situación de las vigas de contraventeamiento secundarias.

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.2: Diseño Estructural de Silos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Desarrollar el cálculo de las cargas debidas al material almacenado en los silos de acero. Describir el diseño estructural de los tipos más usuales.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

En esta lección se desarrolla el cálculo de las cargas debidas al material almacenado en los silos de acero, así como el diseño estructural de los tipos más usuales. Los métodos para el cálculo de las cargas se basan en las reglas dadas en el Eurocódigo 1 [1] y las guías para el diseño estructural se han obtenido de numerosas experiencias. El diseño de tolvas es un tema complicado que incluye el análisis de láminas delgadas, estudio de chapas rigidizadas, en las que las cargas que actúan sobre ellas tienen unos valores inciertos. Esta lección se limita a una visión general de métodos sencillos y prácticos de diseño para los tipos más frecuentes de silos.

ABREVIATURAS

a, b dimensiones de la pared

A área de la sección transversal de la pared vertical

C coeficiente de pandeo

C_b coeficiente amplificador de la presión sobre el fondo

C_h coeficiente amplificador de la presión horizontal

C_w coeficiente amplificador de la presión debida al rozamiento sobre las paredes

d_c diámetro característico de la sección transversal (figura 5)

E módulo de elasticidad

e valor mayor entre e_i y e_o

e_i excentricidad debida al relleno (figura 5)

e_o excentricidad entre el eje del silo y el eje de la boca de descarga (figura 5)

f_{cr} tensión crítica de pandeo

F_p carga horizontal debida al material almacenado en un silo de pared circular

F_{rb} fuerza sobre el anillo (viga en la unión entre tolva y silo)

h altura, medida desde la boca de descarga a la línea de superficie equivalente (figura 5).

k coeficiente de pandeo de la chapa

K_s relación entre las presiones horizontal y vertical

l_h altura de la pared de la tolva, medida desde el eje (figura 8)

p_h presión horizontal debida al material almacenado

p_{ho} presión horizontal en la base del silo

p_n presión normal a la pared inclinada de la tolva

p_p presión específica

p_{ps} presión específica (en silos de acero no rigidizados)

p_s presión de caída

p_t presión debida al rozamiento en la tolva (figura 5)

p_v presión vertical debida al material ensilado (figura 5)

p_{vf} presión vertical en el silo lleno

p_{vo} presión vertical en la base del silo una vez lleno

p_w presión debida al rozamiento sobre las paredes del silo (figura 5)

r radio

s longitud a lo largo de la superficie de la zona afectada por la carga puntual ($s= 0,2\ d_c$)

t espesor de la pared (figura 5)

t_h tensión en el zuncho

U perímetro interior del silo

W peso del contenido de la tolva

z altura medida por debajo del nivel equivalente

z_o parámetro usado para el cálculo de las cargas

α ángulo que mide la inclinación de la pared de la tolva sobre la horizontal (figura 5)

θ coordenada angular

β coeficiente amplificador debido a la caida de la carga

γ densidad del material ensilado

μ coeficiente de rozamiento sobre las paredes para el cálculo de la presión

φ ángulo rozamiento interno

φ_w ángulo de rozamiento sobre las paredes de la tolva para la evaluación del flujo

DEFINICIONES

Silo. Estructura cilíndrica o prismática, de paredes verticales, que pueden utilizarse para el almacenamiento de materiales.

Silo esbelto. Aquel que cumple $h/d_c \geq 1,5$.

Silo compacto. El que cumple $h/d_c \geq 1,5$.

Tolva. Depósito con paredes inclinadas de forma tronco-cónicas o tronco-piramidal. Puede servir como fondo de un silo.

Transición. Sección de unión del silo con la tolva.

Fondo plano de un silo. Se denomina siempre que las paredes forman un ángulo con la horizontal $\alpha \leq 20°$.

Nivel equivalente. Nivel superficial para el mismo volumen de material almacenado que en la superficie real (figura 5).

Patrón de flujo. Modelo que depende del comportamiento del material en su descarga. Existen tres patrones: de masa, de embudo e interno (figura 2).

Flujo de masa. Es aquel en el que todas las partículas almacenadas se mueven durante la descarga (figura 2).

Flujo de embudo (o flujo central). Cuando se desarrolla un perfil en U del material que fluye con una zona confinada por encima de la salida y el material adyacente a la pared en la zona cercana de la salida permanece estacionario. El canal de flujo puede llegar en su intersección con las paredes verticales del silo o llegar a la superficie del material (figura 2).

Flujo interno. Es aquel en el que el canal de flujo se extiende hasta la superficie del material almacenado (figura 2).

Carga de caída. Es una carga local en la transición durante la descarga.

Carga específica. Carga local que actúa sobre una zona de la pared del silo.

1. INTRODUCCIÓN

Los silos se utilizan, en una amplia gama de la industria, para almacenar sólidos en cantidades muy variables. Pueden ser de acero, de hormigón armado o de otros materiales y su descarga puede, así mismo, ser por gravedad o utilizando procedimientos mecánicos. Los silos de acero son de diversos tipos que van desde estructuras formadas por chapas rigidizadas, a láminas. Su sustentación es muy diversa, apoyados en pilares, en su contorno, colgados, etc.. Los silos de fondo plano suelen sustentarse directamente en la cimentación.

Para el diseño estructural los silos se clasifican, de acuerdo con el sistema BMHB [2], en las clases o categorías siguientes:

Clase 1 Silos pequeños cuya capacidad es menor de 100 toneladas. Su construcción es sencilla y robusta, teniendo en general reservas sustanciales de resistencia.

Clase 2 Silos de capacidad intermedia (de 100 t a 1000 t). Pueden diseñarse mediante cálculos manuales sencillos. Hay que garantizar el flujo de cargas y presiones que den resultados fiables.

Clase 3 Silos grandes (de capacidades superiores a 1000 t). Se requieren conocimientos especializados con el fin de prevenir los problemas debidos a la incertidumbre relativos a la distribución de cargas y presiones. Están justificados análisis más sofisticados, tales como elementos finitos, etc..

Clase 4 Silos con descarga excéntrica, en los que la excentricidad de la salida e_o>0,25 d_c.

Esta lección se concentra en el diseño de silos Clase 1 y 2, aunque las comprobaciones son aplicables a los de Clase 3.

Para el proyecto se pueden distinguir los siguientes pasos:

i. Determinar las características del flujo del material.

ii. Determinar la geometría del silo con el fin de que posea la capacidad necesaria. Obtener un patrón de flujo de características adecuadas y por tanto aceptables, que aseguren una descarga fiable. Pueden utilizarse alimentadores mecánicos especiales.

iii. Estimar las cargas que actúan sobre el silo, tanto debidas al material almacenado como a otras tales como el viento, instalaciones auxiliares, térmicas, etc..

iv. Cálculo y detalles de la estructura.

El silo debe estar definido antes de proceder al cálculo. Las cargas debidas al material almacenado dependen, entre otras variables, del patrón de flujo, de las propiedades del material y de la geometría. Los métodos de análisis estructural y de diseño dependen, pues, fundamentalmente de la geometría y del patrón de flujo. No deben subestimarse las etapas i, ii en el proyecto. El Eurocódigo 1, Parte 4 [1] proporciona reglas simplificadas para su diseño bajo el punto de vista funcional así como la estimación de las cargas sobre las paredes. Estas reglas se exponen en el capítulo 3 de esta lección. El Eurocódigo 3, Parte 4 [3] da normas específicas y detalladas para el cálculo estructural. Este reglamento aún no está completo pero pueden obtenerse ciertas guías en publicaciones técnicas [2, 4÷16]. Los capítulos 4 y 5 de esta lección resumen la práctica existente en diseño estructural y proporciona guías para los tipos más frecuentes.

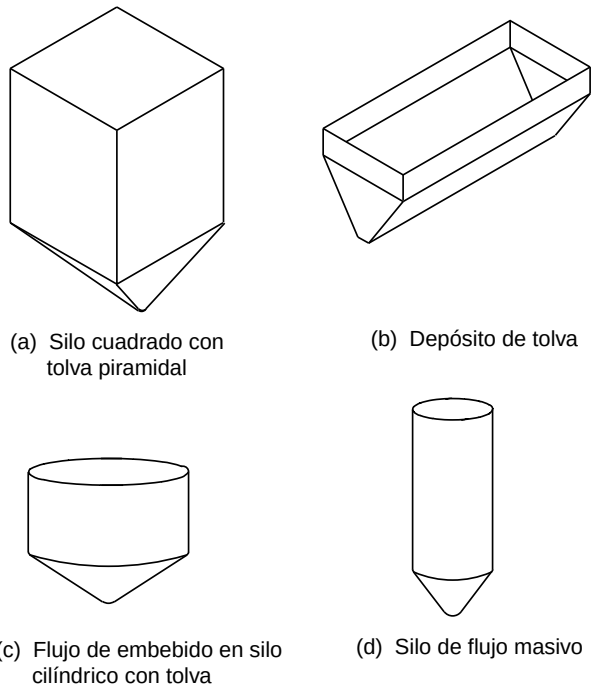
2. CLASIFICACIÓN DE LOS SILOS

En lo que se refiere al diseño, se clasifican según el tamaño, la geometría, el patrón de flujo de descarga, del material almacenado, del tipo estructural. Más adelante se analiza la importancia de cada uno de estos parámetros en el cálculo:

2.1 Tamaño y Geometría

El tamaño y geometría dependen de los requerimientos funcionales tales como el volumen de almacenamiento, el sistema y forma de descarga, las propiedades del material almacenado, el espacio disponible, consideraciones de tipo económico, etc.. Normalmente el depósito está constituido por una forma vertical (silo) con un fondo plano o con un fondo de paredes inclinadas (tolva). Suelen tener una sección transversal circular, cuadrada, poligonal. La figura 1 muestra figuras típicas de silos y tolvas.

Los silos cilíndricos son estructuras más eficaces que los prismáticos bajo el punto de vista de coste estructural. En cuanto a capacidad de almacenamiento de un silo de sección cuadrada, almacena un 27% más que uno cilíndrico de diámetro igual al lado del anterior. Si el silo tiene fondo plano su capacidad de almacenamiento es máximo para la misma altura.



(a) Silo cuadrado con tolva piramidal

(b) Depósito de tolva

(c) Flujo de embebido en silo cilíndrico con tolva

(d) Silo de flujo masivo

Figura 1 Típicas geometrías de contenedores

El tamaño del silo lo determina la relación entre la alimentación y la descarga, dependiendo así mismo de la cantidad de material a almacenar. Descargas muy rápidas requieren tolvas de paredes muy inclinadas y altas. Los silos de fondo plano se utilizan cuando la velocidad de descarga que se necesita es baja, el tiempo de almacenamiento es largo y el volumen de material es grande.

La relación entre la altura del silo y su diámetro influye en las cargas que produce el material almacenado. El Eurocódigo los clasifica en esbeltos cuando $h/d_c > 1{,}5$ y compactos si $h/d_c \leq 1{,}5$.

Las tolvas son generalmente tronco-cónicas, tronco-piramidales u otras formas. Las tolvas tronco-piramidales son más fáciles de construir aunque pueden presentar problemas en el flujo de descarga debido a la acumulación del material en las esquinas. Las salidas pueden ser concéntricas o excéntricas. Deben evitarse en lo posible las descargas excéntricas ya que es más difícil evaluar la distribución de presiones y puede presentar problemas de solidificaciones del material almacenado. El ángulo de inclinación de las paredes de las tolvas se adopta con el fin de obtener una descarga continua que proporcione el flujo de material deseado.

2.2 Patrón de Flujo

El Eurocódigo 1 describe dos tipos de flujo, que se muestran en la figura 2. Son el flujo de masa y el flujo de embudo. La presión de la descarga está influenciada por dichos patrones y, por tanto, debe asegurarse dicho patrón antes del cálculo de las cargas debidas al material almacenado. En el caso de flujo de masa, todo el contenido fluye como una masa única y el flujo sucede de manera que el material que entra primero sale primero. En silos de flujo de embudo

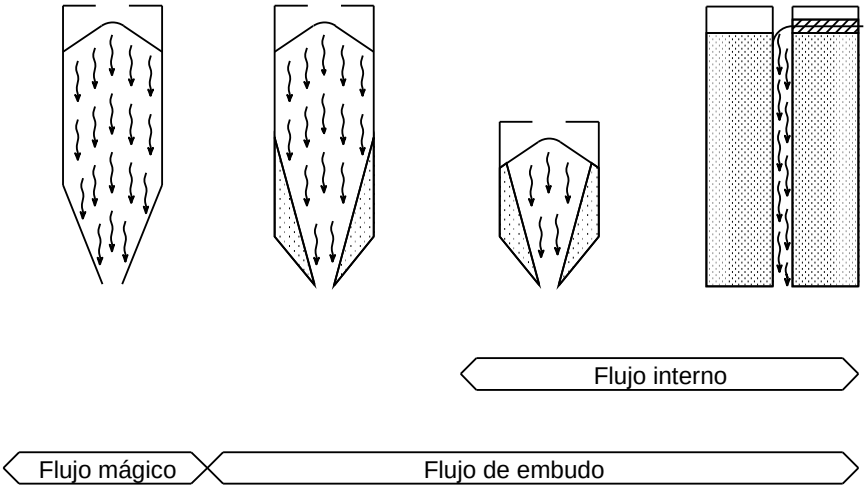


Figura 2 Patrones de flujo

el material fluye por un canal central y, por tanto, el último que entra el primero que sale.

El tipo de flujo depende de la inclinación de las paredes de la tolva y del coeficiente de rozamiento de material contra las paredes. El flujo de masa ocurre cuando las paredes de la tolva son altas e individuales mientras que el embudo aparece en silos compactos con paredes de tolva poco inclinadas. El Eurocódigo [1] presenta un método gráfico (mostrado en la figura 3) para determinar el patrón de flujo en

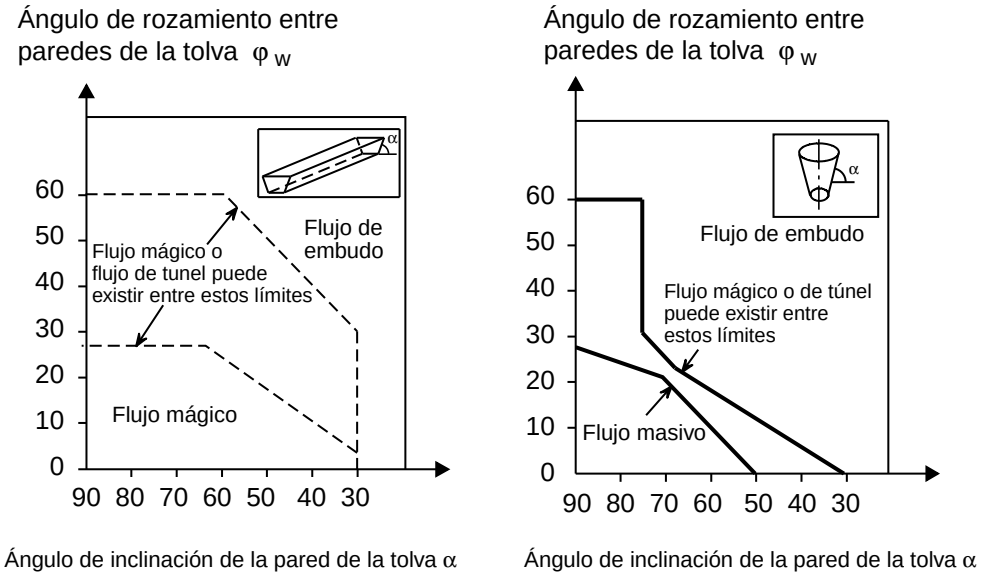


Figura 3 Método gráfico para la determinación del patrón de flujo

tolvas cónicas u otras formas, únicamente a efecto de diseño estructural. Cuando no es claro el tipo de flujo deben comprobarse ambos.

2.3 Material estructural

La mayoría de los silos son de acero u hormigón armado. La elección depende, bajo el punto de vista económico, de los costes de materiales, de la fabricación y montaje. Hay otros factores tales como el espacio disponible. Las ventajas principales de los silos de acero frente a los de hormigón son:

- los silos y tolvas de acero pequeños y medianos pueden ser prefabricados con un tiempo de montaje considerablemente inferior;
- si su estructura es atornillada son relativamente fáciles de desmontar y trasladar a otro lugar.

Los inconvenientes principales de los silos y tolvas de acero son la necesidad de mantenimiento contra la corrosión y desgaste, que harán preciso, en este caso, el forrado de las paredes y posibilidad de crear agua de condensación que puede dañar los productos almacenados sensibles a la humedad tales como granos, etc..

La elección de material estructural depende también de su

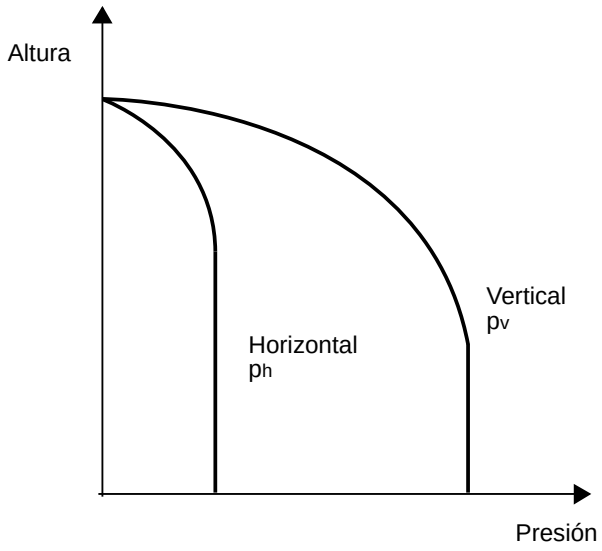


Figura 4 Distribución de las presiones horizontales y verticales en función de la altura del material almacenado

geometría. Las paredes de los silos están sometidas a cargas horizontales y verticales. Las cargas verticales son debidas al rozamiento del material sobre las paredes y las horizontales debidas al empuje del material. Los silos de hormigón armado hay que tener especial cuidado en el cálculo de los esfuerzos debido a los empujes y las tracciones correspondientes. En los silos metálicos, en particular los de sección circular, los empujes transversales son soportados mediante un esfuerzo de tracción de la virola. En estos silos hay que tener en cuenta los efectos del pandeo debidos a las cargas verticales. La figura 4 indica la variación de las presiones horizontales y verticales en función de la altura. A partir de una cierta profundidad la variación de la presión horizontal es despreciable. Los silos de hormigón son más eficaces para casos de silos altos y los metálicos cuando son poco profundos.

3. CÁLCULO DE LAS PRESIONES SOBRE LAS PAREDES

3.1 Generalidades

La mayoría de teorías existentes para el cálculo de cargas del material almacenado en silos parten del supuesto de que la distribución de presiones alrededor del perímetro es uniforme a cualquier profundidad. En realidad, siempre existe una no-uniformidad de la carga. Esto puede ser consecuencia de imperfecciones en las paredes, de la influencia de técnicas de llenado no concéntricas, o de agujeros de descarga posicionados excéntricamente respecto al centro del mismo.

La presión ejercida por el material almacenado sobre la pared del silo es distinta cuando el material fluye que cuando está estacionario. El estado tensional mientras el material está almacenado cambia al empezar a fluir y las paredes del contenedor están sometidas a altas presiones localizadas de corta duración. Estudios de investigación han identificado dos tipos de alta presión durante la descarga. La primera se conoce como presión de caída, sucede al inicio del flujo y sólo es significativa en la tolva. El segundo tipo de presión elevada se atribuye a una reorientación local de la tensión dentro del material que fluye cuando pasa por las imperfecciones de las paredes.

El no tener en cuenta, en el diseño, la carga no-uniforme es la principal causa de fallos en los silos. Presenta problemas particulares en silos circulares diseñados para resistir únicamente las fuerzas como membrana. Las presiones debidas a la descarga excéntrica son irregulares y pueden ser superiores o inferiores a la presión uniforme calculada utilizando las teorías clásicas.

Aunque se han identificado elevadas presiones de descarga y sus causas fundamentales, son difíciles de cuantificar. Por ello es frecuente, entre los proyectistas, multiplicar la presión estática calculada por una constante obtenida a partir de datos experimentales. Tradicionalmente se ha aplicado este factor empírico a la presión estática sin tener en cuenta la respuesta estructural del silo. Como las presiones de descarga únicamente afectan áreas locales, producen una variación de presión que puede originar una condición de tensión en la pared peor que la originada por una elevada presión uniforme. O sea que suponer una presión elevada pero constante a cualquier nivel no tiene por qué estar en el lado de la seguridad.

3.2 Eurocódigo 1 - Reglas para el Cálculo de las Cargas debidas al Material Almacenado

El Eurocódigo 1 [1] da reglas detalladas para el cálculo de las cargas debidas al material almacenado en los silos, sujetas a las limitaciones siguientes:

- La excentricidad de la entrada y la salida se limita a 0,25 d_c donde d_c es el diámetro del contenedor o la longitud del lado más corto.
- El impacto de las cargas durante el llenado son pequeñas.
- Los dispositivos de descarga no tienen influencia en la distribución de las presiones.
- El material almacenado fluye libremente y presenta una baja cohesión.

Existen reglas para el cálculo de cargas en silos esbeltos, compactos y homogéneos. Las cuatro cargas siguientes están especificadas y pueden definirse utilizando las abreviaturas que muestra la figura 5.

- carga horizontal y rozamiento en la pared
- carga puntual
- carga de la tolva
- carga de caída

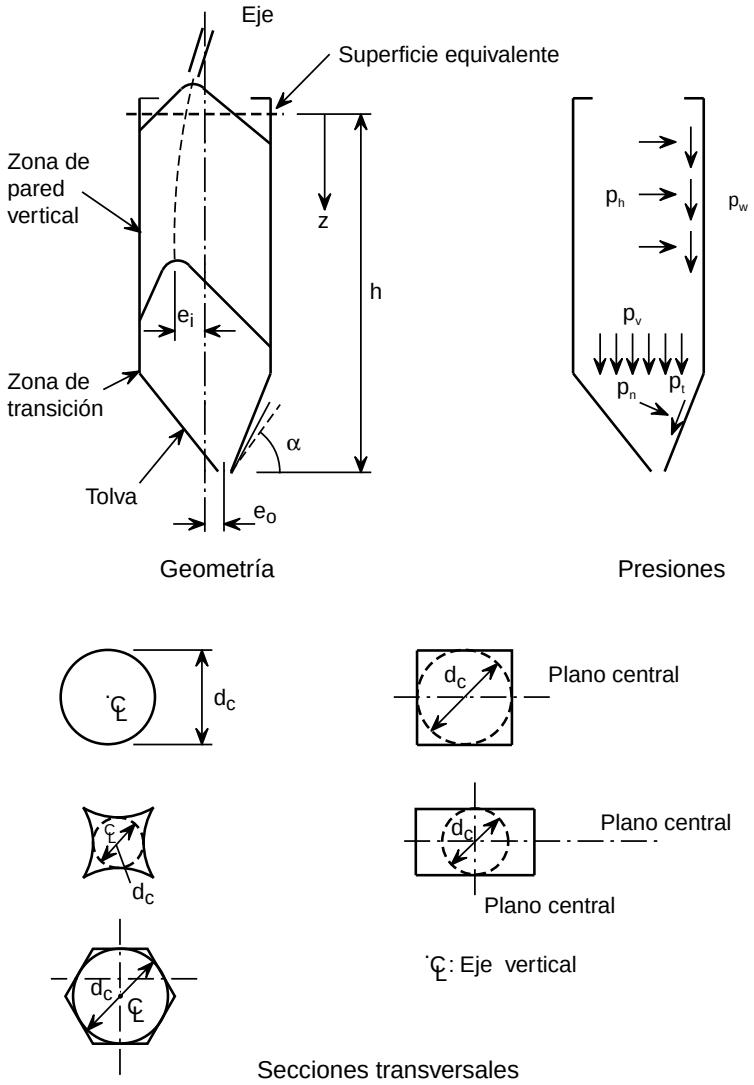


Figura 5 Formas de silos mostrando las anotaciones de dimensiones y presiones

Las cargas horizontales (p_{ht}) y de rozamiento en la pared (p_{wt}) iniciales son uniformes a cualquier profundidad del silo. Se multiplican por un coeficiente constante para compensar las desviaciones de la presión durante la descarga. Se añade a la carga simétrica una carga puntual para simular el efecto de una carga no-simétrica. Debido a la complejidad del análisis estructural de láminas que incorporan carga puntual, el Eurocódigo [1] permite la utilización de una distribución de presión simétrica para el cálculo de contenedores con diámetro inferior a 5 m. La presión simétrica se aumenta para compensar la presión puntual, y fruto de ello es el diseño de contenedores seguros pero más conservadores que los diseñados para presiones puntuales y una presión simétrica inferior.

Las cargas debidas a la tolva consisten en una distribución lineal de presiones y una carga instantánea. Esta carga instantánea únicamente se aplica en la transición en el caso de flujo de masa.

3.2.1 Presión horizontal y presión de fricción de la pared

La presión horizontal a cualquier profundidad del silo se calcula mediante la clásica teoría de Janssen. Janssen consideró el equilibrio vertical de una porción horizontal a través del material almacenado en un contenedor (figura 6) y obtuvo la siguiente relación:

$$A(\sigma_v + d\,\sigma_v) + U\,\mu\,K_s\,\sigma_v\,dz = \gamma\,A dz + A\,\sigma_v \qquad (1)$$

Con la reorganización y solución de la ecuación diferencial de primer orden se obtiene la ecuación de Janssen para la presión vertical p_v a

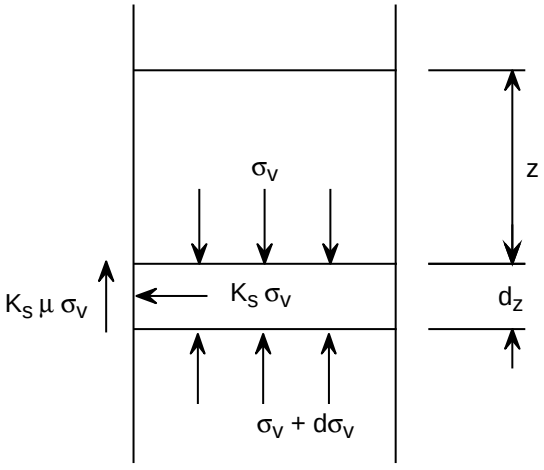


Figura 6 Tensiones en una franja horizontal del silo

la profundidad z, la presión horizontal p_{ht} y la presión debida a la fricción en la pared p_{wt}:

$$p_v = \frac{\gamma A}{U \mu K_s}\left[1 - e^{\left(-ZK_s \frac{\mu U}{A}\right)}\right] \quad (2)$$

$$p_h = K_s p_v \quad (3)$$

$$p_w = \mu p_h \quad (4)$$

La precisión del método depende de la selección de un valor para la relación entre la presión horizontal y la presión vertical K_s y del coeficiente de fricción de la pared μ.

Las presiones en las paredes del silo varían debido a que se llenan con materiales que pueden presentar propiedades distintas en momentos distintos. Cuando los sólidos almacenados pulen o hacen más rugosas las paredes pueden dar lugar a cambios de presión. Por lo tanto, deberían proyectarse teniendo presentes varias condiciones. El Eurocódigo tiene en cuanta esta situación y proporciona un rango de propiedades para los materiales más comúnmente almacenados [1]. Las propiedades del material se seleccionan para obtener el valor de carga más adverso. La presión horizontal más desfavorable se obtiene cuando K_s presenta el valor máximo y μ el mínimo. La carga de fricción en la pared se da cuando μ y K_s presentan ambas valores máximos. Las propiedades del material pueden determinarse por ensayo o tomando los valores de la tabla 4.1 del Eurocódigo.

En contenedores de paredes onduladas debe darse un margen para valores de μ más elevados debido al efecto del material almacenado en las ondulaciones.

Para mayor facilidad el Eurocódigo proporciona una fórmula para el cálculo de la fuerza de compresión axial en el silo debida a la presión de fricción de la pared a cualquier profundidad. La compresión axial por unidad de perímetro a una profundidad z es igual a la integral de la presión debida al rozamiento sobre la pared, cuyo valor es:

$$P_w(z) = \int_0^z P_{wf}(z)dz = \gamma \frac{A}{U}\left[z - z_o\,(i - e^{(-z/zd)}\right]$$

El método de Reimbert [6] es una posible alternativa al de Janssen para el cálculo de presiones estáticas. Sin embargo, no está incluido en el Eurocódigo [1].

3.2.2 Coeficiente de amplificación de la presión debido al efecto de llenado y descarga

La presión calculada mediante la teoría de Janssen para las presiones debidas a la carga y descarga se multiplica por unos coeficientes empíricos que tienen en cuenta las siguientes condiciones:

i. Carga de corrección para el llenado.

ii. Incremento uniforme de presión para la descarga.

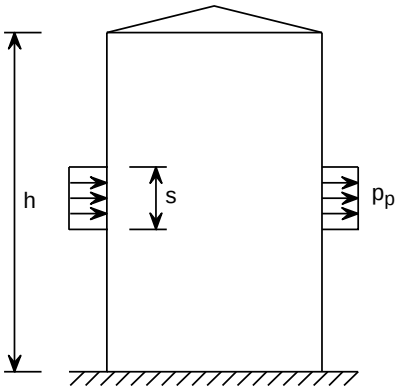
iii. Carga de corrección para la descarga.

Para mayor simplicidad del proyecto estructural, el Eurocódigo 1 da una regla alternativa simplificada para obtener la carga de corrección debidas al efecto de llenado y descarga.

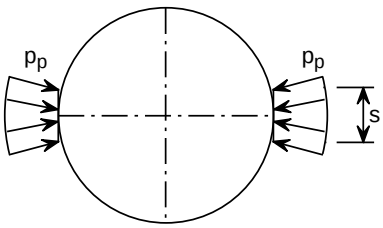
i. a. **Carga de corrección para el llenado: tolvas sin rigidizadores**

Las presiones determinadas mediante la ecuación de Janssen se incrementan mediante una carga localizada o carga de “corrección” para compensar la distribución asimétrica de las presiones. La carga de corrección es obligada para compensar las presiones asimétricas que la experiencia indica que tienen lugar en todas las tolvas. La no-uniformidad de la presión depende principalmente de la excentricidad de la entrada a la tolva, del método de llenado y de la anisotropía del material almacenado. La carga de corrección aumenta con la excentricidad del llenado. La figura 5 muestra la aparición de desplazamiento horizontal del material debido a la excentricidad del llenado. Depende del tipo de dispositivo de llenado y debe estimarse antes de calcular la carga de corrección.

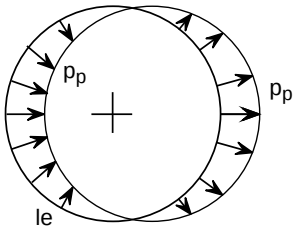
La carga de corrección es distinta para tolvas de acero no rigidizado (membrana) y tolvas de acero rigidizado y hormigón (no-membrana) debido a la diferencia de respuesta a la carga que presentan estas estructuras. La tensión máxima en las paredes de las tolvas rigidizadas depende de la magnitud de la presión, mientras que las tolvas de acero no rigidizadas son más sensibles a la variación de la presión. Para tolvas de acero rigidizadas, se aplican dos cargas de corrección en dos áreas cuadradas de la pared diametralmente opuestas, con una longitud de lado de cada una de ellas de $s = 0{,}2d_c$ (figuras 7a y 7b). Las cargas son simétricas y permiten cálculos relativamente sencillos de los momentos de flexión inducidos en la estructura.



(a) Alzado



(b) Planta de la pared de un silo circular



(c) Planta de silo circular de pared delgada

Figura 7 Carga de corrección

La presión de corrección se calcula:

$$p_p = 0{,}2\beta\, p_{hf} \qquad (5)$$

La presión actúa sobre una altura s, donde:

$$s = 0{,}2d_c \qquad (6)$$

Debe aplicarse este efecto a distintos niveles de la pared de la tolva para determinar el caso de carga más desfavorable, que da lugar a las máximas tensiones en la pared. Para simplificar, el Eurocódigo permite que, en tolvas rigidizadas, la carga de corrección se aplique a media altura de las paredes verticales, así como la utilización de este porcentaje de aumento en las tensiones de la pared a todo el silo. Esta regla simplificada no puede utilizarse para grupos de silos.

i. b. Carga de corrección para el llenado: tolvas sin rigidizadores

Las tolvas de acero de membrana son muy sensibles a la variación de la presión y para tenerla en cuenta se supone una distribución cosenoidal de la distribución de las presiones. El patrón de presiones que muestra la figura 7c se extiende a toda la tolva. La presión es hacia fuera en una cara y hacia dentro en la otra, y somete la lámina a una flexión global.

La influencia más importante de la carga indicada es el aumento de la compresión axil en la base de la tolva. El incremento puede calcularse fácilmente utilizando la teoría de flexión de la viga y suponiendo como elemento global de flexión a la tolva. Para calcular el esfuerzo de compresión axial debe calcularse la fuerza horizontal total de la carga de corrección a partir de:

$$F_p = \frac{\pi}{2} s\, d_c\, p_p \qquad (7)$$

donde

$$p_{ps} = p_p \cos \theta$$

y p_p y s se calculan mediante las ecuaciones (5) y (6) respectivamente.

Este factor debe considerarse aplicado o a una profundidad z_o por debajo de la superficie equivalente o a media altura de las paredes verticales, la que dé la carga más elevada, donde

$$z_o = \frac{A}{K_s \mu U}$$

La presión de corrección introduce tensión de flexión local en la tolva, en el nivel que se considera. Estas tensiones de flexión son difíciles de calcular y se requiere un análisis de la estructura por elementos finitos. Para simplificar el cálculo se utiliza una distribución de las presiones que se describe a continuación como alternativa a la presión de corrección.

ii. **Incremento uniforme de presión para la descarga**

Para el cálculo de las presiones uniformes debidas a la descarga, las presiones estáticas se multiplican por dos coeficientes (C_w y C_h). C_h aumenta la presión horizontal y C_w aumenta la presión vertical. C_h varía dependiendo del material almacenado. El Eurocódigo proporciona valores que van de 1,3 para el trigo a 1,45 para la harina y polvo de cenizas. C_w se toma como 1,1 para todos los materiales almacenados. Estos coeficientes se han seleccionado a partir de la experiencia y de los resultados de los ensayos.

iii. **Carga de corrección para la descarga**

La carga de corrección para la descarga se calcula de la misma forma que para la carga. Se utilizan las presiones horizontales para la descarga que se han descrito en ii. Además, la excentricidad e se toma como la mayor entre las excentricidades de llenado y de salida (véase figura 5).

Carga uniforme incrementada. Una alternativa a la corrección

Para simplicidad del proyecto estructural, el Eurocódigo 1 permite la utilización de un coeficiente en las presiones uniformes de descarga para compensar los incrementos de tensión debidos a presiones asimétricas. El coeficiente se calcula a partir del amplificador de la carga de corrección y proporciona una regla sencilla pero conservadora que puede utilizarse en vez de la presión de corrección. Para llenado y descarga, la presión normal en la pared calculada utilizando la ecuación (3) se multiplica por $1 + 0{,}4\ \beta$ y la fricción en la pared por $1 + 0{,}3\ \beta$.

3.2.3 Cargas en la tolva y en el fondo

Los fondos planos se definen como fondos de silo donde $\alpha < 20°$. La presión vertical p_{vf} varía a través del fondo, pero en silos esbeltos se puede suponer que la presión es constante e igual a:

$$p_{vf} = 1{,}2\ p_v \qquad (8)$$

donde

p_v se calcula mediante la ecuación (2).

Debe tenerse en cuenta que, en tolvas no esbeltas, la variación de presión en el fondo de las mismas puede influir en el proyecto, por lo que se proyectan teniendo en cuenta dicha variación.

Cargas en las paredes inclinadas de la tolva

El Eurocódigo 1 considera que la pared inclinada, donde $\alpha > 20\ °$, está sometida a una presión normal p_n y a una fuerza de fricción p_t por unidad de superficie. Las paredes del sistema de alimentación soportan todo el peso del material almacenado en la tolva, menos el que soportan por fricción las paredes verticales. Para definir la carga en la tolva hay que conocer la presión vertical en la transición entre silo y tolva.

En el Eurocódigo 1 se han adoptado fórmulas empíricas para el cálculo de las presiones normales y de fricción en las paredes de la tolva, obtenidas a partir de una serie de ensayos en tolvas piramidales. Los ensayos muestran que es aceptable suponer una distribución variable linealmente desde el valor correspondiente en el silo en la línea de transición con la tolva, al existente en la salida. La presión normal a la pared de la tolva p_n es igual a:

$$p_n = p_{n3} + p_{n2} + (p_{n1} - p_{n2}) \frac{x}{l_h} \qquad (9)$$

donde

x es una longitud entre 0, y l_h (figura 8) y:

$$p_{n1} = p_{vo} (C_b \cos^2 \alpha + 1{,}5 \operatorname{sen}^2 \alpha) \qquad (10)$$

$$p_{n2} = C_b\, p_{vo} \cos^2 \alpha \qquad (11)$$

$$p_{n3} = 3{,}0 \frac{A}{U} \frac{\gamma K_s}{\sqrt{\mu}} \qquad (12)$$

donde

C_b es constante e igual a 1,2

p_{vo} es la presión vertical que actúa en la transición, calculada según la ecuación de Janssen.

el valor de la presión de fricción en la pared p_t viene dado por:

$$p_t = p_n \mu \qquad (13)$$

Carga instantánea

Al comienzo de la descarga se han medido presiones elevadas en las tolvas para el caso de flujo másico debido al cambio en el estado de tensión del material almacenado. A este cambio se le suele llamar apertura y origina una carga instantánea en la transición. Tiene lugar cuando el material pasa de un estado estático (presión activa) a uno dinámico (presión pasiva). El Eurocódigo 1 proporciona un valor empírico p_s muy aproximado para la carga instantánea:

$$p_s = 2\, p_{ho} \qquad (14)$$

donde

p_{ho} es la presión horizontal la base del silo (véase figura 8)

p_s se toma como normal a las paredes de la tolva a una distancia igual a 0,2 d_c y hacia abajo.

El concepto de carga instantánea únicamente se aplica a silos de flujo másico. En las tolvas de flujo en embudo esta carga será parcial o totalmente absorbida por la capa de material estacionario, por lo que no es tan importante como en las tolvas de flujo másico. La transición entre silo y tolva está solicitada a compresión debido a las cargas de la tolva. La carga instantánea actúa en dirección contraria a la anteriormente indicada, por lo que aumentaría la carga que puede soportar la tolva durante la descarga (esta carga instantánea puede no actuar, por lo tanto, no debe utilizarse en el proyecto).

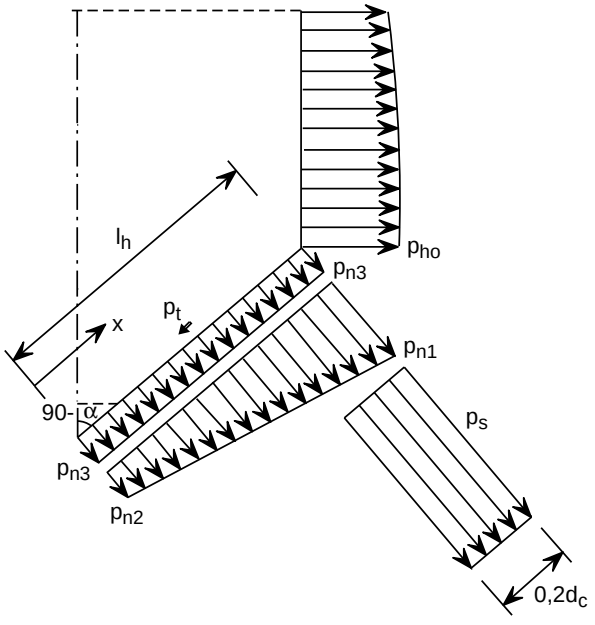


Figura 8 Cargas en la tolva

3.3 Otras consideraciones respecto a la Carga

La distribución de las presiones puede estar afectada por factores que pueden incrementar o disminuir las cargas en las paredes. Estos factores son difíciles de cuantificar, y son más significativos en unas tolvas que en otras. A continuación se muestran una serie de ellos.

Variación de Temperatura

El material almacenado limita la contracción térmica de la pared de la tolva. La magnitud del incremento de presión lateral resultante depende de la disminución de la temperatura, de la diferencia entre el coeficiente de temperatura de la pared y el del material almacenado, del número de cambios de temperatura, de la rigidez del sólido almacenado y de la rigidez de la pared de la tolva.

Consolidación

La consolidación del material almacenado puede ser debida a la eliminación de aire que hace que las partículas se compacten (lo que representa un problema en materiales pulverulentos), a la inestabilidad física causada por cambios de la humedad y temperatura superficiales, a la inestabilidad química causada por cambios químicos en la superficie de las partículas o a la vibración del contenido del silo. Para determinar de forma precisa las presiones en la pared hay que conocer la variación de la densidad del sólido con la profundidad y el ángulo de rozamiento interno.

Contenido de Humedad

Un aumento en el contenido de humedad del material almacenado puede aumentar las fuerzas de cohesión o formar enlaces entre las partículas de substancias solubles en agua. Para el cálculo de las presiones, el ángulo de rozamiento contra las paredes debe determinarse utilizando el material más seco y/o el más húmedo que deberemos almacenar.

Un aumento de humedad también puede originar el hinchado del sólido almacenado, y debe tenerse en cuenta en el proyecto.

Segregación

Las partículas de material almacenado con una amplia gama de densidades, tamaños y formas tienden a segregarse. Cuánto mayor sea la altura o caída libre en el llenado, mayor será la segregación. La segregación puede originar áreas de material denso. Lo que es peor, puede que las partículas rugosas vayan a un lado de la tolva y las más finas y adherentes vayan al otro. Entonces puede formarse un perfil en U excéntrico que conduce a cargas asimétricas en la pared. La concentración de partículas finas puede causar bloqueos en el flujo.

Degradación

Un sólido puede degradarse durante el llenado. Las partículas pueden romperse o reducirse de tamaño debido al impacto, la agitación y el rozamiento. Las tolvas para almacenamiento del contenido del silo representan un problema particular. La degradación del material origina un campo de variación de presiones que tiende a la hidrostática.

Corrosión

Los sólidos almacenados pueden atacar químicamente la estructura, alterando el ángulo de rozamiento contra la pared y la flexibilidad de la misma. La corrosión depende de las características químicas del material almacenado y del contenido de humedad. Típicamente, se incrementa el espesor de pared proyectado para compensar la corrosión. Este incremento depende del tiempo de vida proyectado para el silo.

Abrasión

Partículas granulares grandes como los minerales pueden desgastar la superficie de la pared, originando problemas similares a los descritos para la corrosión. Puede revestirse la pared estructural, tomando las precauciones pertinentes con el fin de garantizar que la deformación de la pared no dañe el revestimiento. Los revestimientos se fabrican con materiales como el acero inoxidable o el polipropileno.

Presiones debidas al Impacto

Cuando en la carga aparecen elementos de grandes dimensiones pueden originarse presiones elevadas debidas al impacto. A menos que haya material suficiente para amortiguar dicho efecto, es preciso proporcionar una protección especial a las paredes de la tolva. El colapso de los arcos naturales que pueden formarse en el material almacenado y la retención del flujo también pueden originar presiones de impacto elevadas. Para minimizar este efecto debe estudiarse la geometría del silo.

Carga y Descarga Rápidas

La descarga rápida de masas sólidas con una permeabilidad a los gases relativamente baja puede inducir presiones negativas (succión interna) en la tolva. El llenado rápido puede originar una mayor consolidación, con los efectos que se han descrito más arriba.

Materiales Pulverulentos

El llenado rápido de materiales pulverulentos puede airear el material y originar una disminución temporal de densidad, adherencia, fricción interna y fricción de pared. En un caso extremo, la presión de un material aireado almacenado puede llegar a ser la hidrostática.

Carga del Viento

En el Eurocódigo 1, Parte 2[17] se dan métodos para el cálculo de cargas del viento en silos, que no se tratan en esta lección. Los efectos del viento son especialmente críticos durante el período de montaje.

Explosiones del Material Almacenado

El Eurocódigo 1, Parte 4[1] recomienda que los silos para almacenamiento de materiales que pueden explotar deben proyectarse para resistir el efecto de la explosión o poseer un volumen suficiente para amortiguar dicho efecto. La tabla 1 del Eurocódigo indica una serie de materiales que pueden originar explosiones. También proporciona guías generales para el proyecto [14].

Para prevenir las explosiones, el Eurocódigo 1 recomienda un mantenimiento y limpieza adecuados y la exclusión de fuentes de ignición.

Asientos Diferenciales

A menudo tienen lugar grandes asientos en el llenado de los silos, particularmente la primera vez y debe tenerse en cuenta el efecto de dichos asientos diferenciales en el caso de grupos de silos. Dichos asientos pueden originar agotamiento de la estructura por pandeo, en particular en los casos de silos de acero no rigidizados.

Acciones Sísmicas

El Eurocódigo 1 proporciona reglas para el cálculo de los efectos del sismo, aunque tienen carácter provisional. Estas indicaciones salen fuera del objetivo de esta lección.

Instalaciones de Descarga Mecánica

Las instalaciones de descarga mecánica pueden originar distribución asimétrica de las presiones, incluso cuando se considera que dejan salir el material almacenado de forma uniforme. En el proyecto debe tenerse en cuenta, la influencia de la instalación de descarga mecánica, en las presiones sobre la pared.

Cargas en el Techo

Los techos de los silos actúan sobre las paredes, produciendo en las mismas un empuje y una compresión axil, que deben tenerse en cuenta en el proyecto. El proyecto de techos para los silos se incluye en esta lección.

Combinaciones de Carga

Muchos silos, durante la mayor parte de su vida operativa, están trabajando en las condiciones de máxima capacidad y con el material previsto en el proyecto. En éstos, el Eurocódigo indica que este estado de carga debe combinarse, con un coeficiente desde el 0 al 90%, con otro tipo de carga, con el fin de conseguir la

carga más desfavorable en los estados límites de servicio y últimos. Cada carga (por ejemplo cargas debidas al material almacenado, carga de viento, etc.) debe considerarse como predominante y combinarse con las otras cargas con el fin de conseguir el estado pésimo de diseño.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Selección de la Forma del Silo

En la etapa de diseño, se estudia la geometría del silo y se tienen en cuenta los costes de las distintas formas estructurales. Los costes de materiales, fabricación, montaje y transporte influyen en la selección de la forma de la estructura. Los silos de acero suelen tener una sección transversal rectangular o circular. Los silos circulares suelen ser más económicas que los rectangulares porque las paredes circulares están sometidas a cargas de tracción como membrana mientras que las rectangulares lo hacen a flexión, con un rendimiento menos eficaz. Los silos rectangulares necesitan, aproximadamente, 2,5 veces más acero que silos circulares de la misma capacidad.

Los rectangulares tienden a ser estructuras fuertemente rigidizadas, mientras que las circulares a menudo no están rigidizadas, excepto en la parte superior y en la transición con la tolva los silos rectangulares, generalmente, tienen grandes reservas de resistencia. En general, este no es el caso en los silos circulares, por lo que hay que tener presente en el proyecto los efectos debidos a las sobrecargas, así como el estudio del pandeo de las paredes.

4.2 Diseño de Silos No Circulares

La figura 9 muestra un típico silo rigidizado no circular. Para el diseño estructural deben seguirse los siguientes pasos:

- selección de los sistemas de apoyo, de rigidización de las uniones,
- diseño de las chapas que conforman las paredes,
- diseño de la rigidización vertical y horizontal incluyendo la viga perimetral en la transición,
- diseño de los soportes.

Las presiones en las paredes vertical e inclinadas se calculan utilizando los sistemas establecidos en el apartado 3. El diseño estructural se presenta a continuación.

4.2.1 Chapas de Pared

Los silos no circulares tienden a ser estructuras fuertemente rigidizadas, como se muestra en la figura 9. Las cargas de material en el silo se aplican directamente a las chapas de las paredes, y se transmiten a los rigidizadores. Las paredes están sujetas a flexión y tracción. Las fuerzas debidas al rozamiento producen una compresión vertical sobre las paredes y, debido a la rigidez de los nudos y a los apoyos, una flexión en el plano de las paredes.

Básicamente, existen dos enfoques para el análisis del sistema estructural. O se analiza el silo como un conjunto de componentes aislados o como una construcción continua. La mayoría de manuales recomiendan el primer enfoque. Las paredes se diseñan en unas determinadas condiciones de contorno y se desprecia la inte-

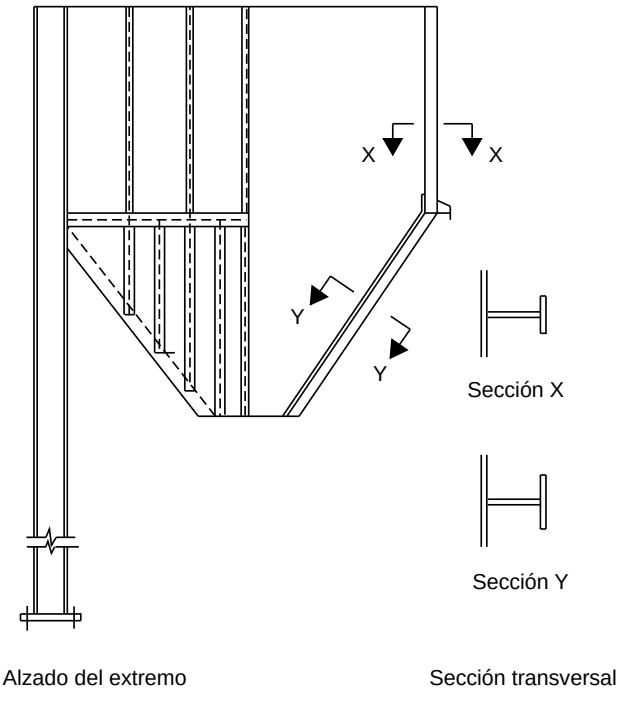


Figura 9 Rigidización típica en un silo rectangular: [11]

racción entre las chapas. Esta solución está orientada al caso de silos de chapas planas. Una solución más económica podría ser utilizar chapas de perfil onduladas. En este caso, la pared del silo se diseña teniendo en cuenta las características geométricas correspondientes a la sección del perfil ondulado.

b/a	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	>5,0
α	0,048	0,063	0,075	0,086	0,095	0,108	0,119	0,123	0,125

Tabla 1 α para chapas con cantos simplemente apoyados

b/a	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	>2,5
α	0,0513	0,0665	0,0757	0,0817	0,0829	0,0833

Tabla 2 α para chapas con bordes fijos

La presión sobre las paredes se soporta, en parte por la acción de la chapa a flexión y, en parte, por la acción como membrana. Las paredes del silo se analizan generalmente utilizando la teoría de la pequeña flecha. Las flechas de la pared son pequeñas (menores que el espesor de la chapa) y, por ello, en el proyecto es aceptable suponer que la carga se soporta enteramente mediante flexión de la chapa. Generalmente se utilizan tres métodos de cálculo. Las paredes de chapas entre rigidizadores con una relación aparente superior a dos a uno se analizan como vigas que sólo se flectan en una dirección. Se considera como una viga continua con luz entre rigidizadores apoyada en los extremos.

Las chapas con una relación aparente menor que dos a uno se proyectan a partir de datos tabulados (placas). El momento flector máximo para chapas con bordes simplemente apoyados o bordes fijos, viene dado por:

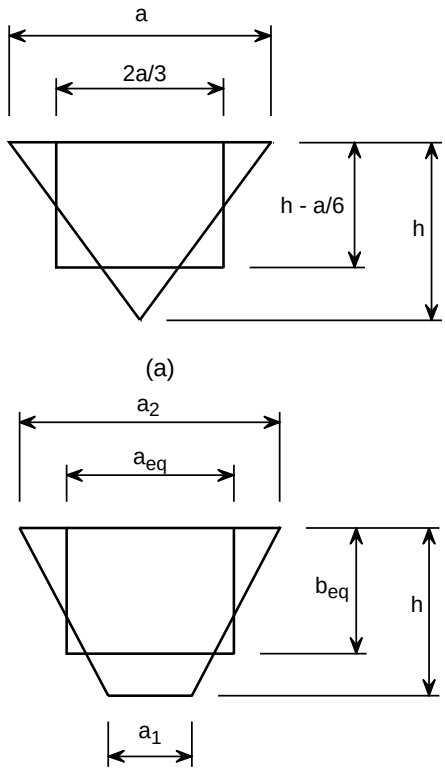
$$M_{max} = \alpha\, pa^2\, b \qquad (15)$$

donde

a y b son las dimensiones de chapa más corta y más larga respectivamente

p es la presión normal media

α viene dada en las tablas 1 y 2.



$$a_{eq} = \frac{2a_2\,(2a_1 + a_2)}{3\,(a_1 + a_2)}$$

$$b_{eq} = h - \frac{a_2\,(a_2 - a_1)}{6\,(a_1 + a_2)}$$

Figura 10 Placa rectangular equivalente a una planta trapezoidal

No se dan tablas para el análisis de chapas trapezoidales, por lo que las paredes de la tolva se analizan como chapas rectangulares idealizadas y sus dimensiones se calculan a partir de las fórmulas dadas en la figura 10.

Los dos métodos que se han descrito dan lugar a dimensionamientos conservadores debido a la geometría de la chapa y a las condiciones de entorno supuestas. Mediante la utilización de técnicas numéricas como el método de elementos finitos para analizar la interacción de las varias barras de la placa sujetas a cargas en el plano y fuera de él puede lograrse una mayor precisión.

4.2.2 Inestabilidad de la Placa

Es poco probable que el pandeo sea el que decida el espesor de pared de las placas analizadas según la teoría de la flecha pequeña. Por ello, en general se adopta un análisis de estabilidad conservador y se calcula la carga de pandeo elástica crítica suponiendo que las únicas cargas que actúan están en el plano de la chapa. La carga de pandeo elástica crítica puede calcularse a partir de la ecuación:

$$f_{cr} = \frac{k\,\pi^2 E}{12\,(1+\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad (16)$$

Se supone que la chapa está libremente apoyada en los cuatro bordes, y que está sometida a una carga uniforme o que aumenta de forma lineal. Si hace falta, puede calcularse la resistencia al pandeo de una chapa de perfil plano compensando por la resistencia adicional debida a la presión lateral del material almacenado y a la resistencia post-pandeo [4].

4.2.3 Proyecto de Rigidizadores

La figura 9 muestra una disposición de rigidizadores típica. Está constituida principalmente por rigidizadores verticales, pero incorpora rigidizadores horizontales en la transición y en la parte superior del silo. Los rigidizadores verticales en las paredes verticales se proyectan para soportar las acciones debidas a las presiones horizontales y verticales provenientes del material almacenado actuando sobre las chapas que forman las mismas. Los rigidizadores que soportan la tolva están solicitados por las reacciones del apoyo y cargas normales a la pared del material almacenado, como se muestra en la figura 11. Puede que también haga falta considerar las fuerzas de tracción actuando sobre la viga perimetral.

El rigidizador horizontal en la parte superior de la tolva se proyecta para soportar la reacción en A de las cargas horizontales de la pared vertical. Las cargas horizontales incluyen las del material almacenado y las cargas del viento.

Las cargas debidas a la tolva se transmiten, generalmente, a una viga perimetral en la transición. Esta viga debe soportar el peso de la tolva y transmitir las cargas del silo a los soportes. Al principio del llenado, la viga perimetral actúa como un marco a compresión. Está solicitado por fuerzas dirigidas hacia el centro del anillo debidas a la tolva. Al continuar el llenado, las

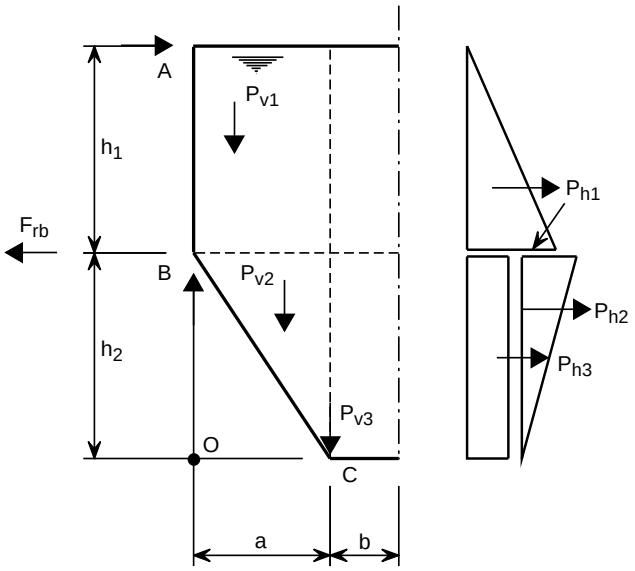


Figura 11 Cargas y reacciones en un silo

fuerzas de compresión se combinan con las de tracción que origina la presión lateral ejercida por el material almacenado. La figura 11 muestra las cargas resultantes. La fuerza que actúa en la viga perimetral se calcula tomando momentos respecto al punto 0.

$$F_{rb} = \frac{1}{h_2}\left[p_{v1}\frac{a}{2} + p_{v2}\frac{2a}{3} + p_{v3}a - p_{h2}\frac{2h_2}{3} - p_{h3}\frac{h_2}{2}\right] \quad (17)$$

p_{h2} y p_{h3} son las componentes horizontales de la presión calculada como normal a la pared de la tolva utilizando la ecuación (9). La viga perimetral también tiene que soportar:

- Carga vertical debido al rozamiento contra las paredes del silo.
- Esfuerzos de compresión axiales que se originan a causa de la flexión de las chapas de la pared.
- Tracción axial debida a reacciones de las paredes adyacentes.
- Torsión debida a la excentricidad de cualquiera de las fuerzas anteriores.

4.2.4 Estructura de apoyo

En general, la estructura de apoyo de los silos está situada en la viga perimetral. Las paredes, en silos pequeños, soportan todas las cargas. Este tipo de soporte es frecuente en los silos circulares, pero en los cuadrados generalmente se siguen colocando soportes desde la viga perimetral de la transición hasta la parte superior de la estructura. Su función es la de soportar las cargas verticales del silo y proporcionar resistencia al pandeo. Generalmente se coloca una viga perimetral en la parte superior de la tolva para proporcionar una rigidez adicional frente a las fuerzas horizontales. La estructura de soporte se arriostra para proporcionar estabilidad contra las fuerzas laterales aplicadas externamente o las debidas a cargas no simétricas.

4.3 Proyecto de Tolvas Circulares

4.3.1 Introducción

El espesor de pared de las tolvas circulares se selecciona después de verificar las deformaciones debidas a fuerzas de tracción circunferenciales y la estabilidad frente al pandeo. El espesor de la pared de la mayoría de los silos depende de las comprobaciones frente al pandeo, aunque a veces es la tensión en la transición entre silo y tolva la que lo define. La mayor parte de los silos cilíndricos únicamente tienen dos rigidizadores, uno en la transición y otro en la parte superior. Pueden utilizarse rigidizadores adicionales para resistir la carga del viento. Las tolvas cónicas no suelen estar rigidizadas.

Esta sección describe los métodos básicos de diseño y analiza cada uno de sus componentes críticos. Los principales pasos del proyecto son:

- Determinación preliminar del tamaño de las paredes del silo y de la tolva.
- Pandeo de la pared del silo.
- Determinación de los rigidizadores teniendo en cuenta las tensiones de pared y el pandeo.
- Proyecto de los soportes considerando la influencia de las tensiones en la pared y el pandeo.

Ensayos recientes han mostrado las limitaciones que las reglas de diseño simplificadas tienen y han resaltado las zonas del proyecto que pueden requerir un estudio más detallado. Estas partes incluyen las elevadas tensiones localizadas en la zona de soporte y sus alrededores y la influencia de las cargas asimétricas en las tensiones de pared. En silos muy grandes se recomienda un análisis detallado de la estructura mediante elementos finitos. Puede que esto no sea posible para la mayoría de proyectos de silos debido a factores económicos, por lo que el proyecto se lleva a cabo utilizando procedimien-

tos simplificados. En muchos casos estos procedimientos no son modelos precisos del comportamiento del silo, y se requiere un proyecto muy cuidadoso para prevenir el agotamiento.

4.3.2 Tensión en la pared cilíndrica

En silos de menos de 5 m de diámetro las tensiones circunferenciales de pared pueden, en una primera aproximación, estimarse de forma sencilla pero conservadora utilizando la distribución simétrica de presiones en vez de la carga de corrección presentada en el apartado 3.2.2 y la teoría de membrana de las láminas. La teoría de membrana supone que la pared del silo únicamente está sujeta a fuerzas de tracción. La tensión en la tolva debe calcularse en la parte inferior y en su unión con el cilindro del modo siguiente:

$$t_h = p_{he}\, r \qquad (18)$$

El espesor de pared resultante debe aumentarse para tener en cuenta los factores debidos a las tensiones en las mismas, la corrosión y el desgaste, y para garantizar su seguridad frente al pandeo. (En la lección 19 se dan factores de eficacia de la conexión para uniones soldadas).

La teoría de la membrana sólo es válida en la determinación de las tensiones de pared en zonas lejos de discontinuidades tales como cambios en el espesor de la pared, en los soportes o en los rigidizadores. Se han de tomar precauciones especiales en función del tipo de soporte requerido. Estas precauciones se analizan en los apartados 4.3.4 a 4.3.6.

4.3.3 Pandeo de la pared

El modo de fallo más frecuente en los silos de acero cilíndricos es el pandeo de la pared sometido a compresión axil. Esta compresión axil puede ser debida a las cargas combinadas de la fricción en la pared, de las debidas al techo y de las del equipo adicional. La tensión de pandeo elástica de la pared del silo está influenciada por los siguientes factores:

- magnitud y forma de las imperfecciones de la pared,
- la distribución de la carga de rozamiento en la pared,
- la magnitud de la presión interna,
- las propiedades elásticas del material almacenado,
- las uniones,
- los soportes del silo.

Puede estudiarse el efecto del pandeo mediante sencillos cálculos manuales, siempre que las paredes, apoyos y uniones del silo se hayan estudiado cuidadosamente para prevenir desplazamientos significativos fuera del plano, que pueden conducir a fallo por pandeo.

Se han propuesto diversos métodos para el cálculo de la tensión de pandeo elástica crítica, métodos resumidos por Rotter [13]. Un enfoque sencillo y conservador es adoptar la tensión crítica elástica clásica multiplicada por un coeficiente de seguridad empírico γ.

$$f_{cr} = \gamma\, 0{,}605\, \frac{E_t}{r} \qquad (19)$$

donde $\gamma = 0{,}15$

La influencia de la presión lateral se desprecia y se supone que la lámina está comprimida axialmente de manera uniforme.

Puede utilizarse la ecuación (19) con suficiente seguridad si la repartición de la carga es uniforme (por ejemplo, si se utiliza la distribución de las presiones conservadora dadas en el Eurocódigo 1) y los apoyos se hayan estudiado de modo que se eviten tensiones significativas fuera de plano y deformaciones en la pared. Para prevenir el pandeo, deben tenerse en cuenta los siguientes factores a la hora de proyectar las paredes de silos cilíndricos:

- Los silos pueden calcularse de forma menos conservadora mediante la aplicación de la distribución de presiones de corrección. La carga de corrección resulta de una distribución asimétricas de las presiones alrededor de la pared del silo, y correspondiendo con rápidos cambios circunferenciales de tensión. Se requiere un análisis riguroso de la lámina que compone la pared del silo, ya que los métodos de cálculo manuales sencillos no son válidos para un análisis preciso.

- Pueden obtenerse ahorros mayores teniendo en cuenta el incremento de la resistencia de la pared del silo debido a la presión lateral del material almacenado. La tracción en la tolva resultante de la presión lateral reduce la sensibilidad a las imperfecciones del pandeo bajo compresión axil y aumenta la resistencia al pandeo. Se han desarrollado métodos para incluir la influencia de la presión interna en la resistencia al pandeo [15]. Los proyectistas han sido reacios a utilizar estas consideraciones debido al elevado número de tipos de fallos por pandeo de silos de acero y a la necesidad de garantizar que la capa estacionaria de material almacenado adyacente a la pared del silo debe tener un espesor adecuado. En silos con descarga excéntrica no puede garantizarse esta circunstancia en toda la pared, por lo que puede que no se produzca ningún incremento en la resistencia al pandeo.

- Normalmente, las paredes cilíndricas no tienen rigidizadores verticales. El tamaño físico de las abolladuras locales es pequeño, por lo que sería necesario colocar los rigidizadores longitudinales a poca distancia unos de otros para prevenir el pandeo. Los rigidizadores circunferenciales no tienen ningún efecto especial en la resistencia al pandeo bajo compresión axil.

- La tensión de crítica de pandeo se reduce con las imperfecciones de la superficie. El número y tamaño de estos defectos, a su vez, depende del proceso de fabricación. Cilindros aparentemente idénticos fabricados mediante procesos distintos pueden presentar resistencias al pandeo muy distintas. En los silos con grandes imperfecciones debe reducirse la tensión crítica. Las recomendaciones ECCS [15] proporcionan reglas para la reducción de la resistencia dependiendo del tipo y tamaño de las imperfecciones.

- En los silos construidos mediante uniones atornilladas con chapas asolapadas, la resistencia al pandeo se reduce por debajo del valor utilizado en el caso de soldadura a tope. Las uniones circunferenciales dan lugar a excentricidades de la compresión axil, lo que provoca deformaciones asimétricas desestabilizadoras, tensiones de compresión circunferenciales y tensiones locales de flexión.

- Los pilares pueden inducir tensiones de flexión elevadas en la pared del silo. Estas pueden influir en una zona a una distancia varias veces el diámetro medido a partir del apoyo. Puede reducirse el problema extendiendo los soportes hasta la altura total del silo (entonces los soportes pueden aguantar directamente las cargas del techo). Si los soportes no se continúan hasta la parte superior del silo, puede utilizarse un análisis de flexión de la lámina para determinar las tensiones inducidas en la pared, viga perimetral y rigidizadores asociados.

Pandeo debido a Carga del Viento

Las ECCS [15] y BS 2654 [16] dan recomendaciones para el proyecto de cilindros que resistan presiones externas. Generalmente se dispone en la parte superior del silo un marco, ya sea mediante un techo fijo o un rigidizador en la parte superior del cilindro. En grandes silos, puede resultar económico rigidizar la sección del silo circular. Esta rigidización incrementa la resistencia al pandeo debida al viento pero no la de tracción circunferencial o la compresión meridional, excepto localmente. Los rigidizadores circunferenciales deben colocarse en la parte exterior de la tolva para evitar disminución y uniformidad en el flujo. Las tolvas de acero son

más susceptibles al pandeo por el viento durante la construcción que cuando están en servicio, porque en este caso el techo y la viga perimetral en la transición proporcionan una mayor rigidez frente al pandeo.

4.3.4 Fondo y tolva

Cuando la pared del silo está rígidamente conectada al forjado plano que forma el fondo, tienen lugar elevadas tensiones en la unión entre ellos. Estas tensiones pueden reducirse mediante una unión que permita movimientos o proyectando la pared del silo de forma que no se produzcan sobretensiones. Los fondos planos deben proyectarse para soportar la presión vertical calculada a partir de la ecuación (8).

Las tolvas cónicas se calculan como membranas a tracción. Para el cálculo del espesor de la pared y el detalle de la unión, hay que tener en cuenta las tensiones meridional y circunferenciales en la misma. La tensión meridional t_m, se calcula a partir de la presión vertical de descarga p_v en la transición y el peso, tanto del material en la tolva como del propio de la norma, W.

$$t_m = \frac{p_v\, r}{2\cos(90-\alpha)} + \frac{W}{2\pi r \cos(90-\alpha)} \quad (20)$$

La tensión en la tolva t_h se calcula a partir de la presión normal a la pared durante la descarga, y es igual a:

$$t_h = \frac{p\, r}{\cos(90-\alpha)} \quad (21)$$

Deben tenerse en cuenta también los efectos de los equipos auxiliares para la descarga mecánica y la influencia de los apoyos en las tensiones en las paredes de la tolva. No existen métodos de cálculo manuales fiables para conocer las tensiones locales debidas a la influencia de los pilares, por lo que para obtener una predicción fiable ha de recurrirse al análisis por elementos finitos.

4.3.5 Viga perimetral en la transición

La transición entre el cilindro y el cono (silo y tolva) puede efectuarse mediante diferentes sistemas, algunos de los cuales se muestran en la figura 12. La tolva está sometida a unas fuerzas hacia el interior y hacia abajo que inducen una compresión circunferencial sobre la viga perimetral en la transición. Esta viga debe comprobarse para evitar el colapso plástico y el pandeo. Es práctica usual calcular vigas perimetrales apoyadas de modo continuo para resistir las componentes horizontales de la tensión t_m debida a la tolva. Esta puede ser reducida al tener en cuenta la acción horizontal de la parte cilíndrica. La viga perimetral tiene que soportar las cargas verticales y transmitirlas a los soportes.

Un resumen de las fuerzas que actúan en la viga perimetral en la transición sería:

- carga vertical debida al rozamiento del material sobre la pared en el cilindro;
- carga hacia fuera de la presión horizontal sobre el cilindro;
- fuerzas debidas a la acción sobre la tolva considerada como membrana;

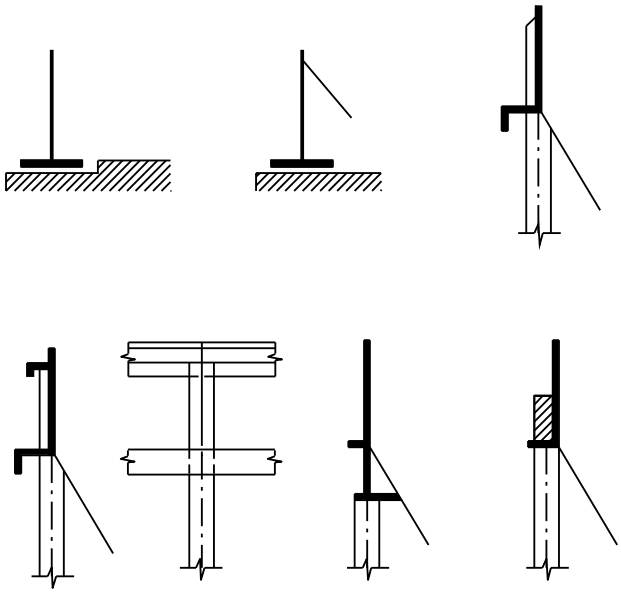


Figura 12 Vigas perimetrales de transición típica: [9]

- torsión debida a la excentricidad de cualquiera de las fuerzas anteriores;
- acciones de las cargas transmitidas a los soportes.

Estas fuerzas producen:

- una compresión axil como resultante de las acciones hacia afuera y hacia adentro;
- cortadura y flexión en los soportes;
- flexión local de la lámina;
- torsión debida a la excentricidad de la lámina y las cargas de los soportes.

Las tensiones de compresión circunferenciales en la vía perimetral en la transición de las tolvas de flujo másico, disminuyen debido al efecto de carga rápida. De no conocerse exactamente la magnitud de este efecto de carga rápida, sus efectos beneficiosos no se tienen en cuenta en el proyecto.

En muchos casos, tanto parte de la pared de la tolva como del silo, soportan las cargas como componentes de la viga perimetral y, por consiguiente, deben proyectarse para ello. Para tolvas soportadas con zócalos, como prolongación de la pared del silo, la mencionada pared proporciona resistencia suficiente y no hace falta la viga perimetral.

4.3.6 Apoyos

La figura 13 muestra distintos tipos de apoyos de silos. Los silos soportados mediante columnas presentan un estado tensional muy complicado en las zonas de pared del silo, alrededor del soporte. Este estado de tensiones es menos complicado cuando los pilares se hacen llegar a la parte superior de la tolva. El incremento de tensiones en la pared pueden reducirse mediante un cuidadoso proyecto del apoyo de la columna. La distancia entre el soporte y la pared del silo debe ser la menor posible y las cargas a transmitir a los soportes pueden transmitirse mediante rigidizadores.

En el caso de silos de poco diámetro o de diámetro característico $d_c < 7$ m, las paredes del silo pueden prolongarse hasta la cimentación y apoyar de forma continua.

4.3.7 Uniones

Las paredes pueden unirse mediante soldadura o tornillos. Cuando se utilizan uniones atornilladas, los proyectistas deben tener en cuenta la reducción de la resistencia al pandeo de la pared de la tolva, debido a las uniones por solape. Las uniones se proyectan para soportar las tensiones meridional y circunferencial en el cilindro (silo) y la tolva, como se ha descrito anteriormente.

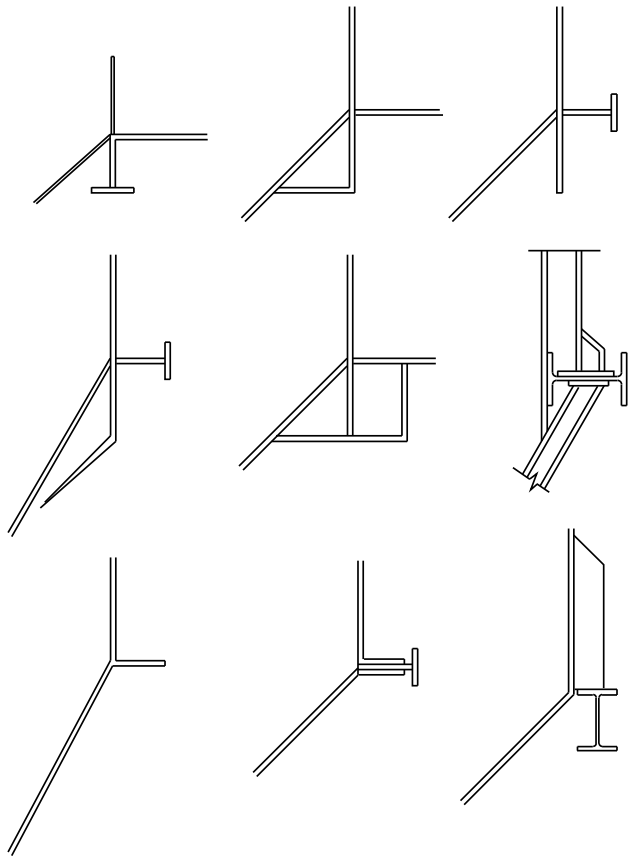


Figura 13 Columnas típicas

5. RESUMEN FINAL

- El Eurocódigo 1 proporciona reglas simplificadas para el proyecto funcional de silos y el cálculo de cargas en los tipos más comunes.
- Las cargas no uniformes deben tenerse muy en cuenta en el proyecto.
- Los silos no circulares son estructuras fuertemente rigidizadas proyectadas para soportar cargas a flexión. En general se diseñan de forma conservadora.
- En el proyecto de silos circulares el pandeo de la pared es uno de los efectos más significativo.
- Pueden proyectarse de forma conservadora tolvas circulares y no circulares mediante métodos sencillos de cálculo manual.
- Los apoyos, uniones, rigidizadores, etc., deben estudiarse detalladamente, con el fin de disminuir al máximo posible la existencia de tensiones y deformaciones fuera del plano.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 1: "Basis of design and actions on structures, Part 4, Actions in silos and tanks", ENV 1991-4, CEN (en prensa).

[2] British Materials Handling Board, "Silos - Draft design code", 1987.

[3] Eurocode 3: "Design of steel structures": Part 4, Tanks, Silos and Pipelines, CEN (en preparación).

[4] National Coal Board, "The design of coal preparation plants", UK National Coal Board Code of Practice, 1970.

[5] Gaylord, E. H. and Gaylord, C. N., "Design of steel bins for storage of bulk solids", Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1984.

[6] Reimbert, M. and Reimbert, A., "Silos: Theory and practice", Trans Tech Publications, 1987.

[7] Troitsky, M. S., "On the structural analysis of rectangular steel bins", Powder and Bulk Solids Technology, Vol 4, No. 4, 1980, pp 19-25.

[8] Trahiar, N. S. et al, "Structural design of steel bins for bulk solids", Australian Institute of Steel Construction, 1983.

[9] The University of Sydney, "Design of steel bins for the storage of bulk solids", Postgraduate professional development course, 1985.

[10] Lambert, F. W., "The theory and practical design of bunkers", The British Construction Steelwork Association Limited, 1968.

[11] Safarian, S. S. and Harris, E. C., "Handbook of concrete engineering - Silos and Bunkers", Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1974.

[12] Wozniak, S., "Silo design" in Structural Engineers Handbook.

[13] Rotter, J. M. et al, "A survey of recent buckling research on steel silos". Steel structures - recent research advances and their applications to design, ed M. Pavlovic, Elsevier applied science, London, 1986.

[14] Building Research Establishment, "Dust Explosions", BRE TIL 613, 1984.

[15] European Convention of Constructional Steelwork (ECCS), European recommendations for steel construction: Buckling of shells, 4th edn.

[16] BS 2654:BS 2654: 1989, "Manufacture of vertical steel welded non-refrigerated storage tanks with butt-welded shells for the petroleum industry". British Standards Institution, London, 1989.

[17] Eurocode 1: "Basis of design and actions on structures, Part 2, Wind loads on buildings", ENV 1991-2-1, CEN (in preparation).

ESDEP PROBLEMA RESUELTO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Problema Resuelto 19.1: Diseño Estructural de SIlos

1. INTRODUCCIÓN Y ÁMBITO

Este problema trata del cálculo de un silo cilíndrico de acero con fondo plano, como se muestra en la figura 1. Es una de las muchas formas tratadas en la lección 19.2 “Diseño Estructural de Silos” y en este caso específico se considera como base del diseño, su utilización como almacenamiento de material granulado a granel como un cilindro de chapa y estructuralmente unido mediante soldadura. El mecanismo de llenado se proyecta para evitar cualquier excentricidad importante del material almacenado, y se distribuye concéntricamente desde el fondo del silo.

Las cargas debidas al material almacenado se calculan de acuerdo con las normas del Eurocódigo 1 y el proyecto estructural por medio de las fórmulas indicadas en la lección 19.2.

El ejemplo se limita al cálculo de las cargas debidas al material almacenado y al diseño del cilindro. No se incluye el estudio del tipo de flujo ni el proyecto estructural de elementos tales como la cubierta o los cimientos.

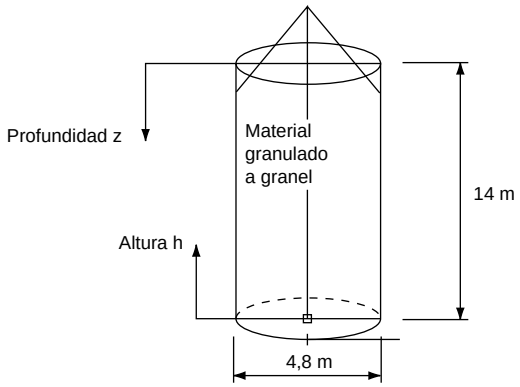


Figura 1 Conjunto del Silo

2. PROPIEDADES DEL MATERIAL ALMACENADO

Las propiedades del material almacenado, utilizado para el cálculo de las cargas que actúan sobre la estructura, se toman de la tabla 1 del Eurocódigo 1, Parte 4 y son las siguientes:

γ	densidad	9 KN/m^3
μ	coeficiente rozamiento contra las paredes	0,4
K_s	relación presión horizontal-presión vertical	0,55

Las propiedades del acero considerado en esta estructura son:

Límite elástico	f_y = 275 N/mm^2 ($t \leq 40$ mm)
Módulo de elasticidad	E = 210 KN/mm^2

Referencias

3. CLASIFICACIÓN DEL SILO

ENV 1991-2-1

Para el cálculo del volumen $\gamma = 7{,}8$ KN/m^3

Capacidad del silo = $\pi\, r^2 h\gamma = 1976$ KN

El silo puede estar clasificado en Clase 2, con capacidad entre 1000 y 10 000 KN y es preciso garantizar el tipo de flujo, con el fin de asegurar unas presiones sobre las paredes reales. Conseguir esta garantía de un modo detallado está por encima del alcance del capítulo 19 que la da como resuelto. El fondo del silo es plano y dadas sus características se corresponde con un patrón de flujo de chimenea.

$h/d_c = 2{,}9 > 1{,}5$ luego se considera un silo esbelto

4. CARGAS DEBIDAS AL MATERIAL ALMACENADO

4.1 Cargas de llenado

Presión vertical sobre el fondo del silo

$$p_v = \frac{\gamma A}{U_\mu K_S}\left[1 - e^{\left(-ZK_s \frac{\mu U}{A}\right)}\right]$$

EC1 Parte 4
Cl.4.2.1

donde

U = 2πr = 15,08 m

A = πr2 = 18,10 m2

K_S y μ son factores multiplicadores que tienen en cuenta la variabilidad del material almacenado.

p_v máximo $K_S = 0,9 \times 0,55 = 0,5$

$\mu = 0,9 \times 0,4 = 0,36$

$$p_v = \frac{9 \times 18,10}{0,5 \times 0,36 \times 15,08}\left[1\text{- } e^{(-14 \times 0,5 \times 0,36 \times \frac{15,08}{18,10})}\right]$$

p_v = 52,66 KN/m^2

Presión horizontal sobre el fondo del silo

p_{hf} máxima: $K_S = 1,15 \times 0,55 = 0,63$

$\mu = 0,9 \times 0,4 = 0,36$

Lo que nos da p_v = 44.2 KN/m^2

$p_{hf} = p_v K_S = 44,2 \times 0,63 = 27,9$ KN/m^2

Presión debida al rozamiento contra la pared del fondo del silo

p_{wf} máxima: $K_S = 1,15 \times 0,55 = 0,63$

$\mu = 1,15 \times 0,4 = 0,46$

Da $p_v = 36,0$ KN/m^2

Referencias

$p_{wf} = p_v K_s \mu = 36{,}0 \times 0{,}63 \times 0{,}46 = 10{,}4$ KN/m^2

4.2 Cargas debidas a la descarga

Las presiones debidas a la descarga se componen de una carga fija y una carga libre denominada carga específica.

Carga Fija

Presión horizontal

$p_{he} = C_h\, p_{hf}$

donde C_h = coeficiente amplificador de la carga horizontal

(Tabla 4.1: Eurocódigo 1: Parte 4)

= 1,3

p_{he} = $1{,}3 \times 27{,}9 = 36{,}3$ KN/m^2

Presión debida al rozamiento contra las paredes

p_{we} = $C_w\, p_{wf} = 1{,}1 \times 10{,}4 = 11{,}4$ KN/m^2

donde C_w = coeficiente amplificador debido a la presión contra las paredes

= 1,1

Carga Libre

Pueden utilizarse las reglas específicas. Sin embargo, con el fin de simplificar el diseño y dado que d_c<5 m, puede utilizarse el método simplificado (cláusula 4.2.3: Eurocódigo 1: Parte 4) para calcular las presiones adicionales debido a la descarga.

Presión horizontal total debido a la descarga de acuerdo con el método simplificado.

Para calcular las presiones totales debido a la descarga mediante el método simplificado es habitual llevar a cabo un cálculo preliminar de la fuerza de tracción periférica en el fondo del silo. El espesor de la pared lo dimensiona, normalmente, el pandeo vertical de la misma.

Espesor de la pared

Fuerza de tracción periférica por unidad de longitud $t_h = \gamma_Q \, p_{he} \, r$

donde γ_Q es un factor de seguridad para tener en cuenta las cargas variables que de acuerdo con el Eurocódigo 1: Parte 2.

$t_h = 1,5 \times 36,3 \times 10^{-3} \times 2400 = 130$ N/mm

$$t = \frac{130}{275} = 0,47 \, \text{mm}$$

Si se utiliza una soldadura a tope con penetración total y tomando un factor de eficacia de la unión de 0,85, t = 0,56 mm.

Para facilitar la fabricación y el montaje, el espesor mínimo será de 5 mm.

$$\frac{d_c}{t} = 960 > 200$$

El silo se clasifica como de pared delgada. La presión horizontal total en la base del silo es:

$p_{he,s} = p_{he} \, (1 + 0,1\beta) = 36,3 \times 1,1 = 39,9$ KN/m^2

$\beta = 1,0$ para el caso de llenado y descarga concéntricos

La presión total por rozamiento contra las paredes es:

$p_{we,s} = p_{we} \, (1 + 0,2\beta) = 11,4 \times 1,2 = 13,7$ KN/m^2

5. COMPROBACIÓN FRENTE AL PANDEO

La tensión de compresión vertical en la base del silo es igual a la suma de todas las cargas verticales que actúan sobre la pared. El silo tomado como ejemplo no incluye cubierta ni ningún equipo auxiliar por lo que las únicas fuerzas verticales se deben a la presión por rozamiento del material almacenado. La compresión axial en la base del silo es igual a la suma de las anteriores presiones por rozamiento contra la pared. Las presiones debidas a la descarga por rozamiento contra la pared se suman y nos dan el caso de carga más desfavorable:

$$p_{w,es}(z) = \int_o^z p_{we,s}(z)\, dz = C_w(1+0{,}2\beta) \int_o^z p_{wf}(z)\, dz$$

Según el Eurocódigo 1: Parte 4, cláusula 4.2.1.

$$p_{we,s} = C_w(1+0{,}2\beta)\,\gamma\,\frac{A}{U}[\, z - z_o\,(1 - e^{(-\,z/z_o)})]$$

donde

$C_w = 1{,}1$; $(1 + 0{,}2\,\beta) = 1{,}2$ $\beta = 1$

$$z_o = \frac{A}{K_S\,\mu U}$$

$$z_o = \frac{18{,}10}{0{,}63 \times 0{,}46 \times 15{,}09} = 4{,}14 \text{ m}$$

y

$$p_{we,s} = 1{,}1 \times 1{,}2 \times \frac{9 \times 18{,}10}{15{,}08}\left[14 - 4{,}14(1 - e^{(-14\,/\,4{,}14)})\right] = 142{,}6 \text{ N/mm}$$

El esfuerzo axil circunferencial unitario es igual al esfuerzo axil multiplicado por un coeficiente de seguridad para tener en cuenta las cargas variables, que según el Eurocódigo 1: Parte 2.

$p_{wd} = \gamma_Q\, p_w = 1{,}5 \times 142{,}6 = 214$ N/mm

De acuerdo con el espesor indicado anteriormente de 5 mm da una tensión de $\frac{214}{5} = 43$ N/mm^2

La tensión crítica de pandeo es:

$$f_{cr} = 0,15 \times 0,605 \left(\frac{Et}{r} \right) = 0,09 \left(\frac{210 \times 10^3 \times 0,005}{2,4} \right) = 39 \text{ N/ mm}^2$$

La tensión de diseño supera la tensión crítica de pandeo por lo que el espesor del cilindro es insuficiente. Si tomamos como nuevo espesor 6 mm.

En este caso:

$$f_{cr} = 47,3 > \frac{214}{6} = 35,7 \text{ N/ mm}^2$$

Por consiguiente, el espesor mínimo debe ser 6 mm.

El silo, al no tener techo, debe estar dotado de un anillo de rigidización para resistir las cargas del viento. El anillo debe estar situado en la parte superior hacia el exterior. En la referencia bibliográfica 16 de la lección 19.2 se marcan una serie de guías para el diseño de este tipo de anillos. Otros factores pueden ser precisos tener en cuenta en el diseño de este tipo de silos pero se han considerado fuera del alcance de este ejercicio, tales como la influencia de importantes fluctuaciones de temperatura, las explosiones del material, las cargas sísmicas, asientos diferenciales de la estructura soporte, etc..

Las bases de cálculo de los silos son las que se han indicado anteriormente. Puede, en principio, parecer que el proyecto de silos es relativamente sencillo. Por el contrario, el cálculo es muy complejo y de un estudio de la lección y del análisis de este muy simplificado ejemplo se llegará necesariamente a ello.

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.3: Torres Celosía y Mástiles

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los problemas del proyecto de torres de celosía; presentar la base de los requisitos de carga; resaltar la unión entre los requisitos básicos y el proyecto de la estructura general; explicar los principios del análisis estructural y la elección de los detalles estructurales.

La lección se limita a la descripción detallada del proyecto de un tipo concreto de torre, la torre de líneas de alta tensión.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lecciones 5:	Protección: Corrosión
Lecciones 8:	Estabilidad Aplicada
Lecciones 9:	Elementos Estructurales
Lecciones 13:	Diseño de Uniones
Lecciones 15:	Estructuras Tubulares

RESUMEN

Se comentan de forma general los problemas habituales en el proyecto de torres de celosía destinadas a distintas aplicaciones.

Se exponen los detalles del proyecto en relación con un tipo concreto de torre, la torre de líneas de alta tensión. Se explica la influencia en el proyecto de la torre de las demandas funcionales del usuario y se apunta el enfoque de las hipótesis de carga.

Se comentan distintos aspectos del proyecto global y de detalle, y se explican problemas relacionados con el análisis estructural. Se comenta el efecto de las excentricidades de las conexiones sobre la base de un ejemplo de proyecto muy habitual que utiliza perfiles angulares. Se menciona la utilización de distintas especificaciones.

Se indica la necesidad de uniones de montaje y se comentan los tipos de unión. Se comenta brevemente la protección frente a la corrosión y su influencia en el proyecto de la torre.

En esta lección no se abordan los cimientos de la torre.

1. INTRODUCCIÓN

Las torres o mástiles se construyen para satisfacer la necesidad de colocar objetos o personas a un determinado nivel sobre el suelo. Algunos ejemplos son:

- torres sencillas para antenas, focos o plataformas para inspección, vigilancia o uso turístico.

- sistemas de torres y cables en aplicaciones de transporte, como telearrastres, puentes colgantes o líneas de transmisión eléctrica.

En todos los tipos de torre el proyectista debe estudiar atentamente los requisitos funcionales del usuario para conseguir el mejor diseño posible para la estructura concreta. Por ejemplo, es extremadamente importante mantener las rotaciones a flexión y torsión de una torre de antena en unos límites estrechos para garantizar el adecuado funcionamiento del equipo.

La dimensión característica de una torre es su altura. Normalmente es varias veces mayor que sus dimensiones horizontales. Con frecuencia, el área que se va a ocupar a nivel del suelo es muy limitada y, por tanto, se utilizan estructuras bastante esbeltas.

Otra característica es que la mayor parte de la carga de cálculo de la torre viene de la fuerza del viento sobre la propia torre y su equipo, incluidos los cables suspendidos de la torre. Para ofrecer la necesaria rigidez a la flexión y, al mismo tiempo, mantener tan pequeña como sea posible la superficie expuesta al viento, con frecuencia se prefieren las estructuras de celosía frente a estructuras “macizas”, más compactas.

Teniendo en cuenta estas circunstancias, no sorprende encontrar que los problemas del proyecto sean casi los mismos con independencia de la utilización de la torre. Los problemas habituales del proyecto son:

- establecer los requerimientos de carga.

- coherencia entre las cargas y el proyecto de la torre.

- establecer el proyecto general, incluida la elección del número de patas de la torre.

- coherencia entre el diseño general y los detalles.

- detalles con o sin excentricidades en los nudos.

- seccionamiento de la estructura para su transporte y montaje.

Para comentarlo en esta lección se han elegido unas torres con una aplicación concreta, las torres de líneas de alta tensión.

2. TORRES DE LÍNEAS DE ALTA TENSIÓN

2.1 Conocimientos previos

Las torres soportan una o más líneas elevadas utilizadas para la distribución de energía. Muy frecuentemente se utilizan circuitos trifásicos de CA, que precisan tres conductores activos cada uno. Para ofrecer seguridad frente a descargas, en la parte superior de la torre se colocan conductores conectados a tierra (véanse las figuras 1 y 2).

Los conductores activos se apoyan en aislantes cuya longitud aumenta con la tensión-voltaje del circuito. Para evitar cortocircuitos entre las partes activas y las conectadas a tierra, incluido el entorno, hay unas prescripciones sobre las holguras mutuas mínimas.

Desde el punto de vista mecánico, los conductores se comportan como cables cuya flecha entre los puntos de soporte depende de la temperatura y la tensión del cable. Como se explica en el apartado 2.4, la magnitud de las fuerzas de tracción sobre el conductor tiene gran influencia en el proyecto de la torre.

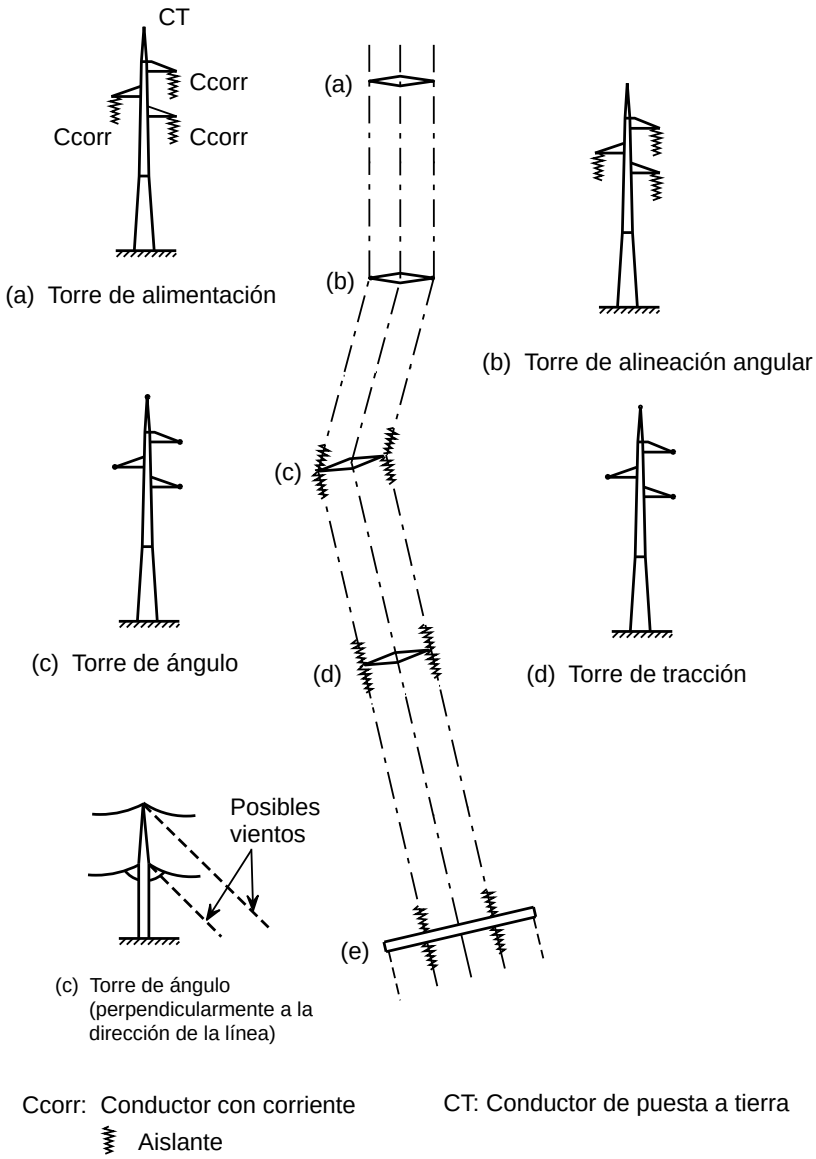


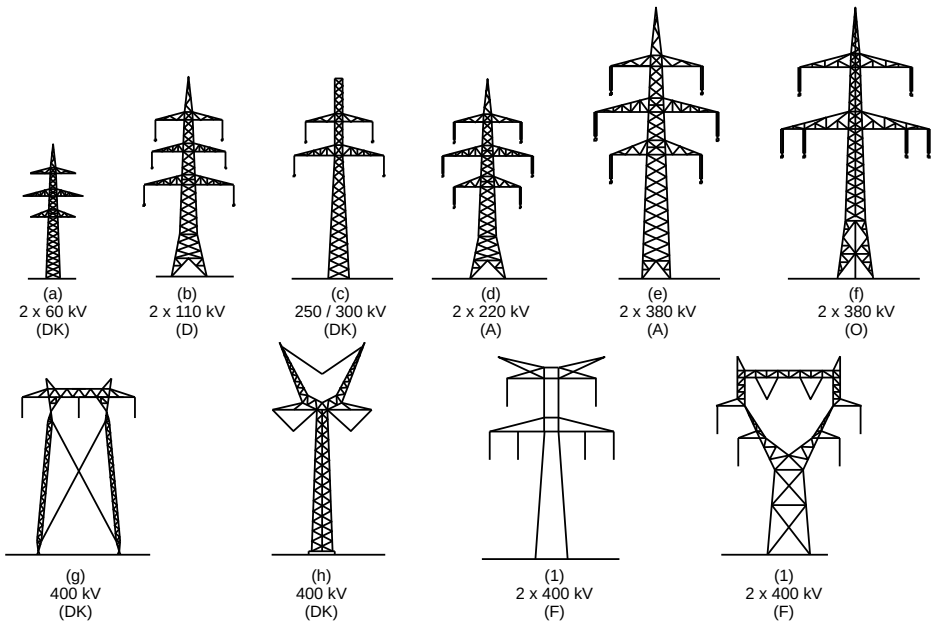
Figura 1 Tipos de torre a lo largo de la línea de transmisión

2.2 Tipos de torres

Una línea eléctrica aérea conecta dos nudos de la red de suministro eléctrico. El trazado de la línea tiene tan pocos cambios de dirección como es posible. En función de su posición en la línea, se dispone de distintos tipos de torre como (a) torres de alineación, (b) torres de alineación angular, (c) torres de ángulo, (d) torres de tracción y (e) torres finales (véase la figura 1). Las torres de tracción sirven como puntos rígidos capaces de evitar el colapso progresivo de toda la línea. Pueden proyectarse para que también sirvan de torres de ángulo.

A los tipos de torre citados deben añadirse la torres especiales necesarias en las ramificaciones en dos o más líneas.

En la figura 2 se muestran ejemplos de proyectos de torres de alineación de cuatro países europeos. Adviértanse las similitudes y diferencias entre ellas.



Nota: La torre (c) lleva una línea de CC. las torres están aproximadamente a la misma escala

Figura 2 Ejemplos de formas de torres de transmisión de diferentes países

i. selección de la configuración de los conductores.

j. selección de la altura de cada torre.

El proyectista de la torre debe tener en cuenta que las especificaciones reflejan varias posibilidades. No obstante, difícilmente está en condiciones de incorporar cambios deseables en las mismas. Por tanto, por requisitos funcionales se entienden aquí los requisitos eléctricos que guían el proyecto de la torre una vez establecidas las especificaciones básicas.

2.3 Requisitos funcionales

Antes de empezar el proyecto de una torre concreta, se establecen varias especificaciones básicas. Éstas son:

a. tensión.

b. número de circuitos.

c. tipo de conductores.

d. tipo de aislantes.

e. posibilidad de adición futura de nuevos circuitos.

f. trazado de la línea de transmisión.

g. selección de las ubicaciones de las torres.

h. selección de puntos rígidos.

El proyectista de la torre debe estar familiarizado con las principales características de los distintos tipos de aislantes. En la figura 3 se muestran tres tipos de aislantes. Todos ellos están articulados en la cruceta o puente de la torre.

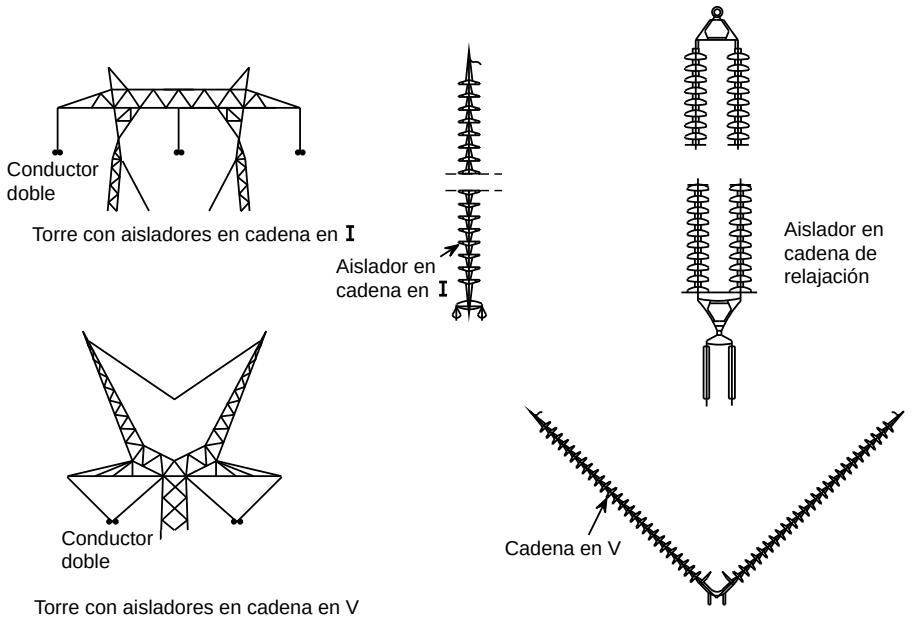


Figura 3 Tipos de aisladores

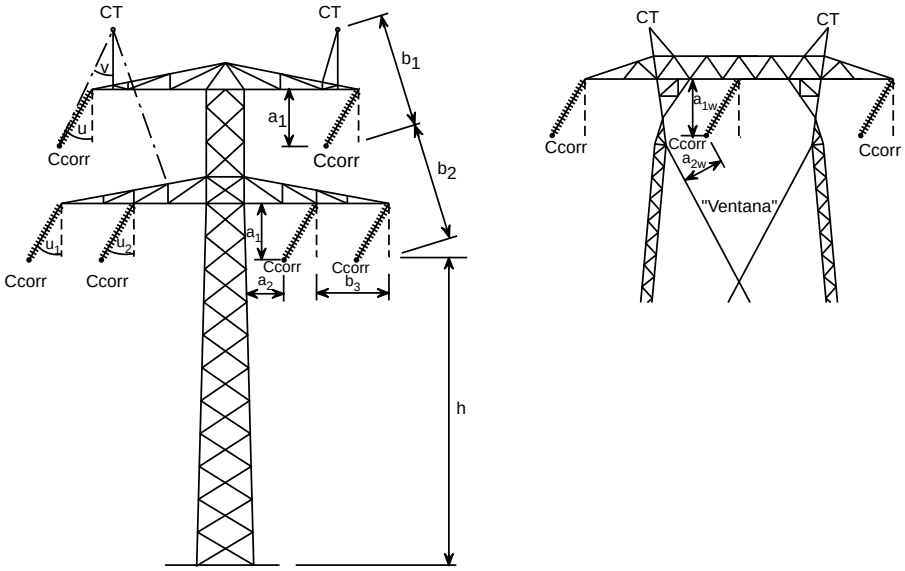


Figura 4 Holguras en torres (simplificado)

La figura 4 muestra la holgura que guía la forma de una torre de alineación normal. Las holguras y los ángulos, que naturalmente varían con la tensión, se encuentran en los reglamentos nacionales. La seguridad frente a descargas se consigue prescribiendo un valor máximo del ángulo v. El giro máximo u de los aislantes se produce con la carga máxima del conductor.

2.4 Cargas sobre torres, casos de carga

Las cargas que actúan sobre una torre de conducción son:

a. carga muerta de la torre.

b. carga muerta de los conductores y otros equipos.

c. carga del hielo, la escarcha o la nieve húmeda sobre los conductores y equipos.

d. carga del hielo, etc.

e. cargas de montaje y mantenimiento.

f. carga del viento sobre la torre.

g. carga del viento sobre los conductores y equipos.

h. cargas de tracción de los conductores.

i. fuerzas por deterioro o daños.

j. fuerzas de terremotos.

Es esencial concienciarse de que la mayor parte de la carga proviene de los conductores y que los conductores se comportan como cadenas, capaces de soportar sólo fuerzas de tracción. La carga muerta de los conductores se calcula por medio del denominado tramo de peso, que puede ser muy distinto del tramo de viento utilizado en relación con el cálculo de la carga del viento (véase la figura 5).

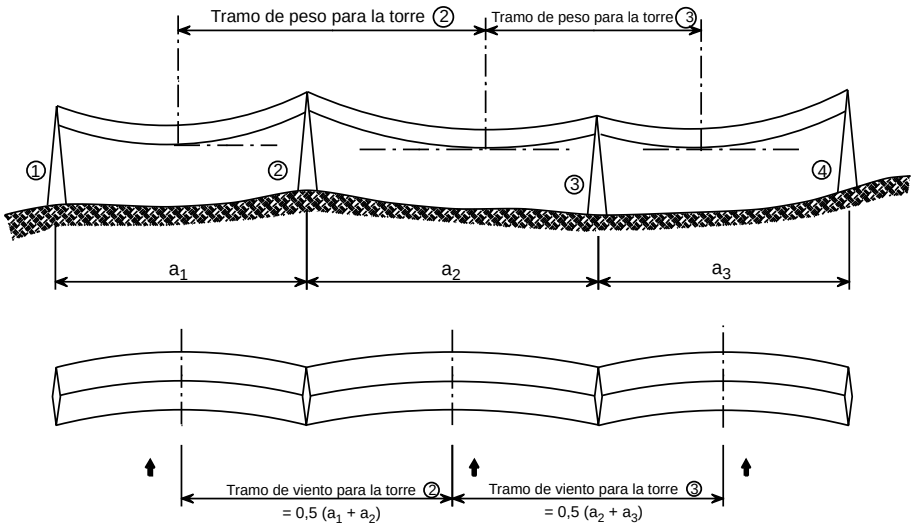


Figura 5 Tramos de peso y tramos de viento

Normalmente la longitud media del tramo se establece entre 300 y 450 metros.

La presencia de hielo, etc. se añade al peso de las piezas cubiertas y aumenta su superficie expuesta al viento. Una subestimación de estas circunstancias ha llevado a menudo al deterioro y posterior colapso. Por tanto, es importante elegir cuidadosamente los datos de cálculo. La magnitud y la distribución de la carga del hielo depende del clima y las condiciones locales. A menudo la carga del hielo se considera una carga repartida uniformemente en todos los tramos. No obstante, es evidente que puede haber distintas intensidades de carga en tramos vecinos. Estas diferencias de carga provocan esfuerzos longitudinales, es decir en la dirección de la línea, sobre las torres.

Normalmente se supone que la fuerza del viento actúa horizontalmente. No obstante, en función de las condiciones locales, puede ser necesario considerar una dirección inclinada. Así mismo, deben tenerse en cuenta las distintas direcciones del viento (en el plano horizontal) tanto para los conductores como para la propia torre. La velocidad máxima del viento no tiene lugar simultáneamente en todo el tramo y, por tanto, se introducen coeficientes de reducción en el cálculo de la carga transmitida a las torres.

Las fuerzas de tracción sobre los conductores actúan en las dos caras de la torre en la dirección (o las direcciones) de la línea. Si están equilibradas, sobre una torre que soporte una línea recta no actúa ningún esfuerzo longitudinal. En las torres de ángulo provocan fuerzas en el plano bisector del ángulo y en las torres finales provocan grandes esfuerzos longitudinales. Dado que las fuerzas de tracción varían con las cargas externas, como ya se comentó, incluso las torres de alineación de líneas rectas se ven afectadas por fuerzas longitudinales. En todos los tipos de torres debe tenerse en cuenta el riesgo de fallo mecánico de uno o más de los conductores.

Las cargas y los casos de carga que deben tenerse en cuenta en el proyecto suelen indicarse en los reglamentos nacionales.

2.5 Proyecto general y configuración de la celosía

La estructura general de la torre se ve afectada por los requisitos funcionales del usuario. No obstante, los mismos requisitos pueden satisfacerse mediante proyectos bastante distintos. En general, la estructura de la torre está formada por tres partes: las crucetas o puentes, los picos y el cuerpo de la torre.

Desde el punto de vista estático, las torres suelen comportarse como ménsulas o pórticos, en algunos casos con vientos adicionales. En líneas de transmisión con una tensión de 100 kV o más, la utilización de estructuras de celosía de acero se muestra casi siempre más ventajosa porque son:

- fácilmente adaptables a cualquier forma o altura de la torre.
- fácilmente divisibles en secciones adecuadas para su transporte y montaje.
- fáciles de reparar, tensar y recrecer.
- duraderas si están adecuadamente protegidas contra la corrosión.

La torre de cuatro patas directamente apoyadas sobre los cimientos (véase la figura 6), es con mucho la estructura más habitual. Las ventajas de este diseño son:

- la torre ocupa un área relativamente pequeña a nivel del suelo.
- dos patas comparten la compresión de las cargas transversales y longitudinales.
- la sección transversal cuadrada o rectangular (cuatro patas) resiste la torsión mejor que una torre triangular (tres patas).
- la sección transversal es muy adecuada para la utilización de perfiles angulares, ya que las conexiones pueden realizarse de forma muy sencilla.

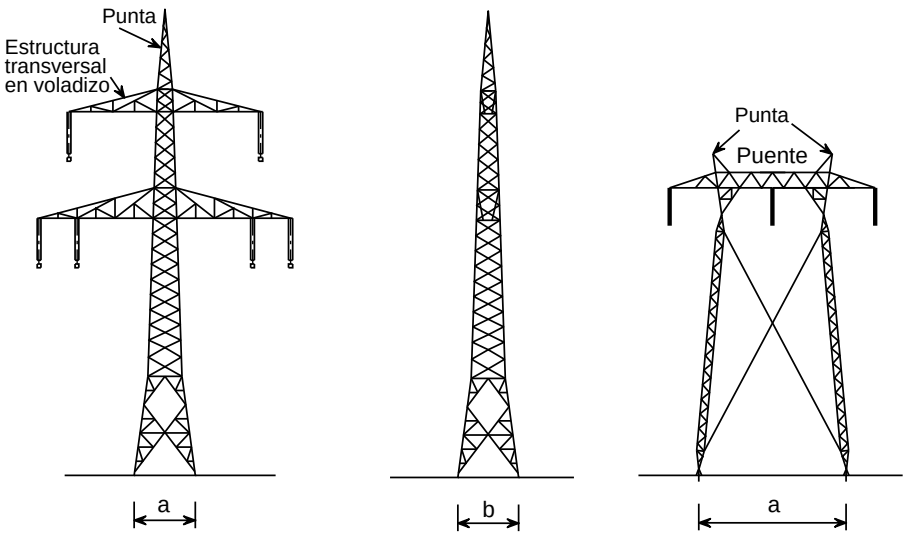


Figura 6 Diseño de torres

Las siguientes observaciones de este punto se refieren principalmente a una estructura en ménsula. No obstante, muchas características son también aplicables a otros diseños de torre.

En una estructura de ménsula, las patas de la torre reciben normalmente una inclinación en ambas direcciones principales que permite al proyectista escoger el mismo perfil en gran parte de la altura de la torre. La inclinación también es ventajosa en relación con el arriostramiento, ya que reduce las fuerzas de cálculo (excepto para las cargas de torsión).

El arriostramiento de las caras de la torre se elige como una celosía simple, un arriostramiento en cruz de S. Andrés o un arriostramiento en K, posiblemente con barras superabundantes que reduzcan la longitud de pandeo de las barras de las patas (en la figura 6 hay un ejemplo). La elección del arriostramiento depende de la magnitud de la carga y de las longitudes de las barras. El más habitual es el arriostramiento en cruz de S. Andrés. Su principal ventaja es que la longitud de pandeo de la barra de arriostramiento a compresión se ve afectada positivamente por la barra de arriostramiento a tracción, incluso en relación con la flexión perpendicular a la cara de la torre.

En general, se elige el mismo tipo de arriostramiento para las cuatro caras de la torre, con frecuencia con una disposición al tresbolillo de los nudos (véase la figura 7). Esta disposición ofrece más espacio para las uniones y puede ofrecer considerables ventajas en relación con la carga de pandeo de las barras de las patas. Esta ventaja destaca especialmente en los perfiles angulares cuando se utilizan como en las figuras 10 y 11, dado que reducen la longitud de pandeo para el pandeo alrededor del eje “débil” v-v. Para un estudio más a fondo del tema, véase [1].

Con independencia del tipo de arriostramiento, la torre suele incorporar barras horizontales en los niveles donde cambia la inclinación de las patas. En arriostramientos al tresbolillo, estas barras son necesarias para “girar” las fuer-

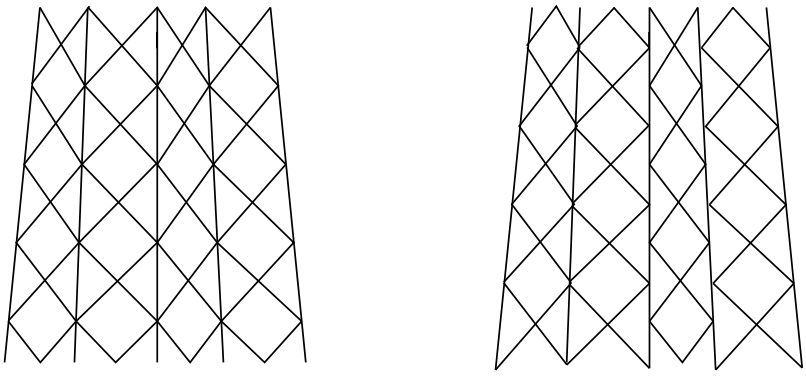


Figura 7 Arriostramiento en cruz (vista desarrollada)

zas sobre las patas. Las fuerzas de torsión, que actúan en su mayor parte en los niveles inferiores de las crucetas, se distribuyen a las caras de la torre por medio de arriostramientos horizontales (véase la figura 8).

Las crucetas y los picos para los cables de tierra se proyectan, en principio, como la propia torre. No obstante, dado que la carga sobre las crucetas difícilmente tiene una componente hacia arriba, a menudo se las diseña con dos cordones inferiores y uno superior o con arriostramientos de celosía simples en las caras no horizontales.

2.6 Análisis estructural

En general, el análisis estructural se realiza en base a unas pocas hipótesis muy poco elaboradas:

- la estructura de la torre se comporta como una estructura autoportante sin apoyo de ninguno de los conductores.

- la torre se proyecta sólo para cargas estáticas o casi estáticas.

Estas hipótesis no reflejan demasiado bien el comportamiento real del sistema en su conjunto, es decir torres y conductores. No obstante, sirven de base para cálculos sencillos que en muchas ocasiones han llevado a resultados satisfactorios.

En términos generales, una torre es una estructura espacial. Frecuentemente se modela como un conjunto de estructuras de celosía planas que son idénticas a los planos de la torre junto con los planos de las crucetas y los arriostramientos horizontales mencionados en el apartado 2.5.

En un cálculo simplificado, se supone que una estructura apoyada de cuatro patas soporta las cargas tal como sigue:

a. las cargas verticales centradas se distribuyen uniformemente entre las cuatro patas.

b. los momentos flectores en una de las direcciones principales generan la misma compresión en ambas patas de un lado y la misma tracción en las otras dos. Los esfuerzos cortantes los soportan la componente horizontal de las fuerzas sobre la pata y las fuerzas de arriostramiento (y por tanto la inclinación de las patas tiene gran incidencia en el proyecto del arriostramiento).

c. los momentos torsores provocan ampliamente esfuerzos cortantes en las caras de la torre, es decir en los arriostramientos.

Un análisis clásico en el que se suponen rótulas en todos los nudos lleva a unos cálculos muy sencillos. No obstante, debe tenerse en cuenta el efecto de las redundancias, especialmente en relación con las fuerzas y los momentos en las barras de arriostramiento.

Aunque en la mayoría de los casos se trata de un enfoque satisfactorio, debe prestarse atención a la función de las barras superabundantes, que en algunos casos pueden modificar considerablemente la repartición de la carga. Además, debe tenerse en cuenta el efecto de las uniones empotradas (en lugar de articuladas), dado que generan momentos en las barras de arriostramiento. El efecto de las excentricidades en las uniones también ha de tenerse en cuenta (véase el apartado 2.7).

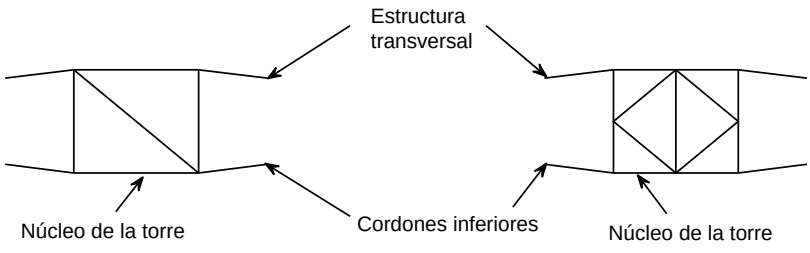
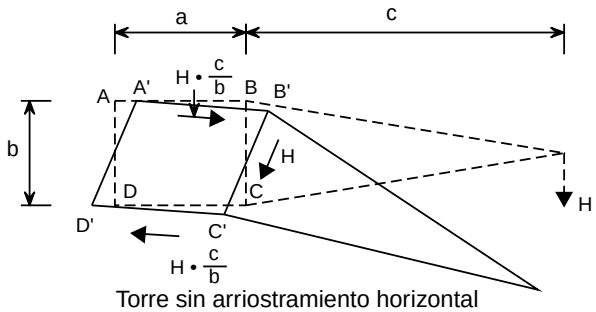
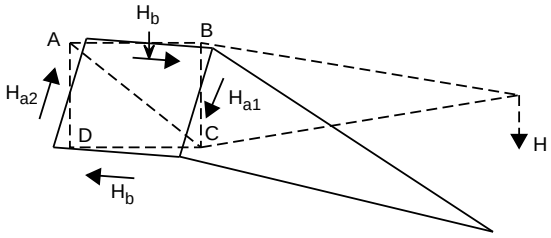


Figura 8 Arriostramiento horizontal



Torre sin arriostramiento horizontal



Torre con arriostramiento horizontal

(Planta, plano por debajo del brazo)

$$H_b = H \cdot \frac{2c + a}{4b}$$

$$H_{a1} = H \cdot \frac{2c + 3a}{4a}$$

$$H_{a2} = H \cdot \frac{2c - a}{4a}$$

Si el elemento AC es rígido

Figura 9 Efecto de una carga excéntrica aplicada sobre la estructura transversal

Finalmente, se estudia la distribución de una carga horizontal excéntrica. En la figura 9, la fuerza H actúa en el nivel inferior de la cruceta. Si la torre no tiene un arriostramiento horizontal, H afecta a tres planos de la torre. Las flexiones de las estructuras de celosía plana de la torre deforman el rectángulo ABCD en un paralelogramo A′B′C′D′. Añadiendo una barra AC o BD se restringe esta deformación y los cuatro planos colaboran a resistir la fuerza H.

2.7 Especificación de las uniones

El proyecto detallado, una vez elegido el proyecto general, está gobernado por diversos factores que influyen en los costes estructurales, como:

- proyecto simple y uniforme de las uniones.
- forma simple de los componentes estructurales.
- detalles que permitan un transporte y montaje rápidos.
- detalles que permitan una adecuada protección frente a la corrosión.

Como ejemplo introductorio del proyecto y cálculo, se comenta un segmento de una torre de cuatro patas (véase a la figura 10). Todas las barras están realizadas con perfiles angulares con alas iguales. Todas las uniones están atornilladas sin utilizar cartelas, excepto en una placa espaciadora de

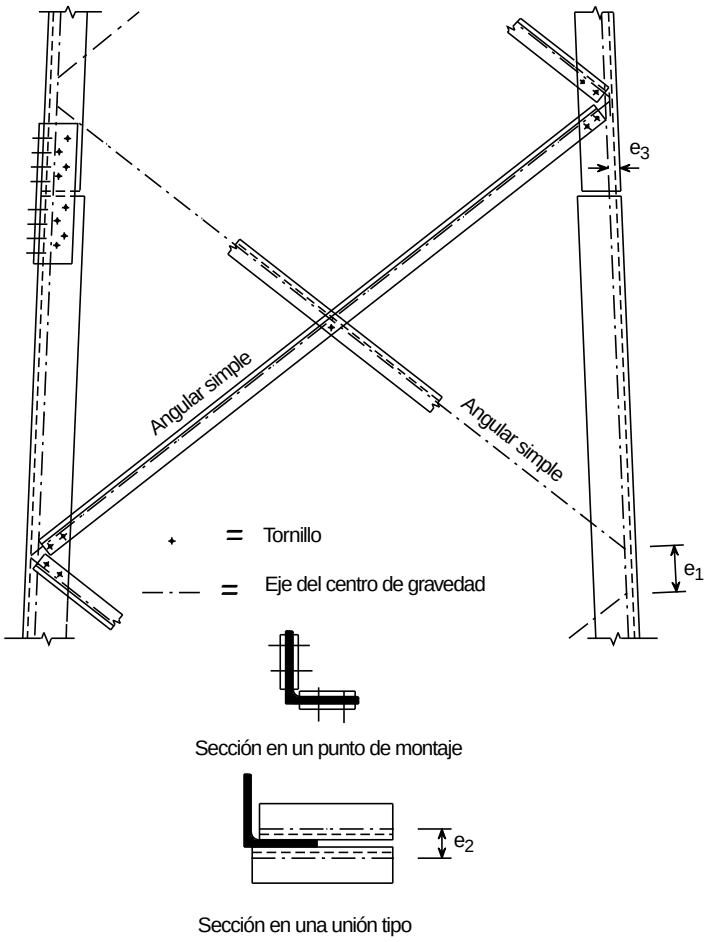
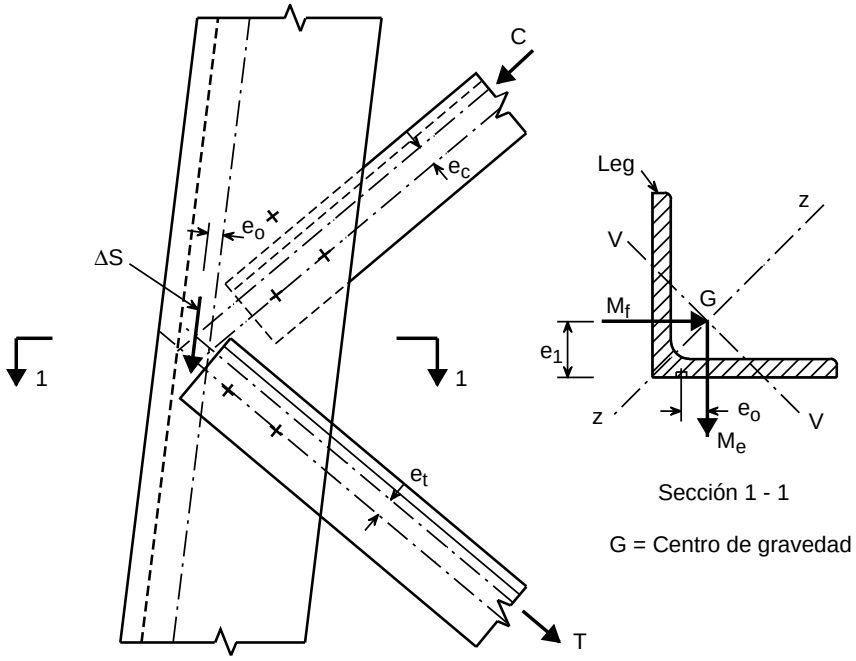


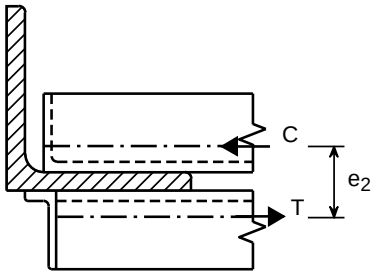
Figura 10 Segmento de una torre

la interconexión del arriostramiento en cruz de S. Andrés. Este proyecto tan simple y que precisa un mínimo trabajo de elaboración se consigue mediante la elección y orientación de los perfiles de las barras de las patas y del arriostramiento.

Si se elige el diseño descrito, deben aceptarse algunas excentricidades estructurales. Aparecen debido a que los ejes de gravedad de las barras del reticulado no se intersectan en los nudos teóricos. De acuerdo con la flexión provocada por las excentricidades pueden clasificarse como excentricidades en el plano o fuera del mismo. En la figura 11, las fuerzas de arriostramiento C y T se encuentran a una distancia e_o del eje de gravedad. La fuerza resultante ΔS provoca dos momentos flectores: $M_e = \Delta S \times e_o$ y $M_f = \Delta S \times e_1$. Estos momentos se distribuyen entre las barras que se encuentran en la unión proporcionalmente a su rigidez a la flexión, normalmente cargando con la mayor parte las barras de las patas. Dado que z-z es el eje "mayor" de la sección de la pata, un vector del momento resultante a lo largo del eje sería ventajoso. Ello se consigue si e_o = -f. En este caso C y T se intersecta aproximadamente en el centro del ala del perfil. Normalmente esta situación no puede conseguirse totalmente sin añadir una cartela a la unión.



(a) Excentricidades dentro del plano



(b) Excentricidades fuera del plano

Figura 11 Excentricidades en uniones tipo

Si los tornillos no se colocan en el eje de gravedad se presentan problemas de excentricidad adicionales, en especial si en la unión se utiliza un solo tornillo (excentricidades e_c y e_t).

La excentricidad fuera del plano que genera un momento de torsión, $V = H \times e_2$, que actúa sobre la pata, puede medirse entre los ejes de gravedad de las barras de arriostramiento (véase la figura 11). No obstante, la rigidez a la torsión de la barra de la pata también puede ser tan moderada -en función de sus condiciones de apoyo- que no pueda transferir V y, en consecuencia, se deba disminuir e_2. Esto último provoca una flexión fuera del plano en las barras de arriostramiento.

La unión de la pata mostrada en la figura 10 es una unión a tope en la que puede presentarse una excentricidad e_3. En este caso hay un cambio de la sección de la pata, o bien el eje de gravedad de los cuatro (o dos) cubrejun-

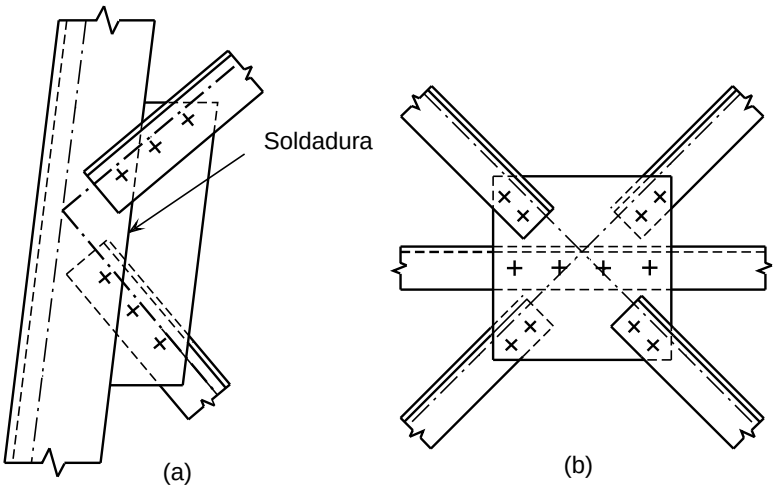


Figura 12 Uniones con cartela

tas comunes no coincide con el eje de la(s) pata(s). Para las patas a compresión, la unión debe proyectarse con cierta rigidez a la flexión para evitar una acción de rótula no deseada.

Las excentricidades de la unión se han de tener en cuenta cuidadosamente en el proyecto. Dado que la parte baja de la pata suele estar ligeramente sobredimensionada en la unión -ésta es de hecho la razón para cambiar la sección de la pata en la unión- un modelo adecuado sería considerar la parte superior de la pata cargada centralmente y, de esta forma, dejar que la parte inferior resista el momento de excentricidad. Los cubrejuntas y las uniones atornilladas deben, pues, diseñarse de acuerdo con este modelo.

Las uniones atornilladas pueden sustituirse fácilmente por uniones soldadas sin cambios importantes en el proyecto. No obstante, excepto en el caso de estructuras pequeñas, generalmente se prefieren las uniones atornilladas ya que ofrecen la oportunidad de montar las piezas estructurales sin dañar la protección contra la corrosión (véase el apartado 2.8).

Este ejemplo introductorio es muy típico del diseño con secciones angulares. De todos modos, deben realizarse algunos comentarios adicionales sobre la utilización de cartelas y perfiles con varios ángulos.

En la figura 12 se muestra la utilización de cartelas. Proporcionan mejor espacio para los tornillos, lo que puede eliminar las excentricidades en el plano, y permiten la utilización de perfiles de doble ángulo. En este último caso las excentricidades fuera del plano prácticamente desaparecen.

En torres muy cargadas puede ser adecuado escoger para las patas perfiles con doble e incluso cuádruple ángulo. La figura 13 muestra algunas posibilidades.

Torres proyectadas con perfiles no angulares

En principio, puede utilizarse cualquiera de los perfiles disponibles comercialmente. No obstante, deben competir con los perfiles angulares en lo que se refiere a la variedad de perfiles disponibles y la facilidad de proyectar y fabricar uniones simples. Hasta ahora sólo se han utilizado perfiles planos, barras redondas y tubos, principalmente con uniones soldadas. Su utilización se limita a torres de pequeño tamaño

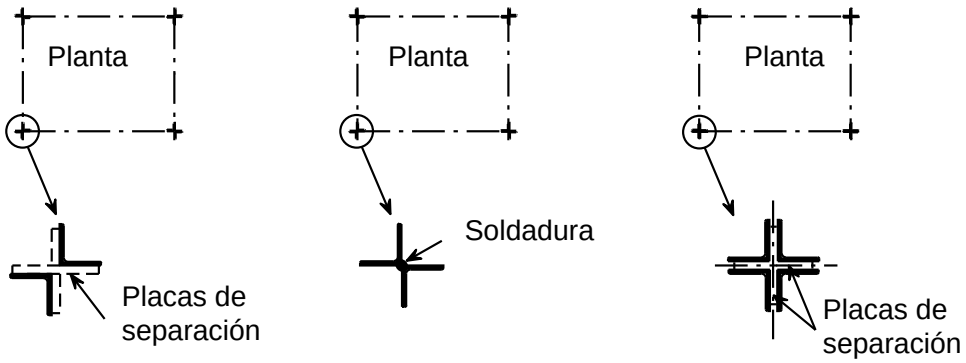


Figura 13 Perfiles con doble y cuádruple angular para las patas

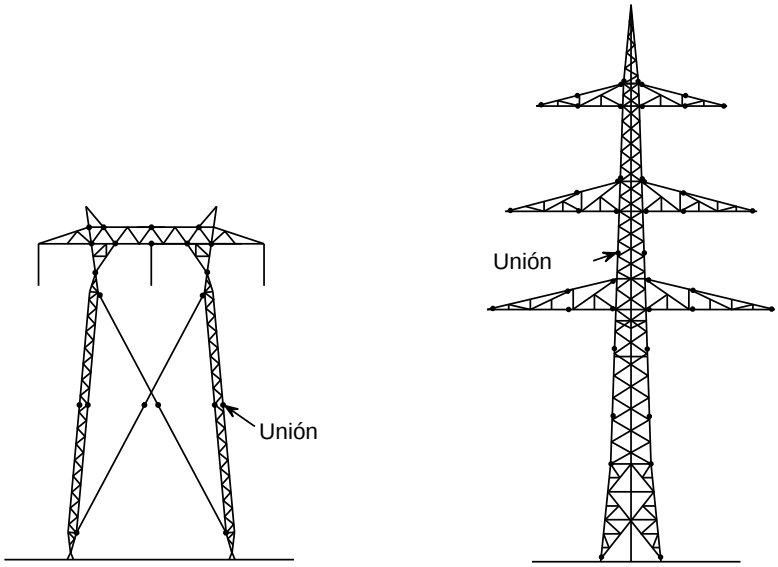


Figura 14 Posiciones de las uniones de fabricación y montaje

por las razones de corrosión antes comentadas.

En otros campos, como las torres de TV de gran altura, los perfiles tubulares pueden ser más interesantes debido a que su forma reduce la acción del viento.

Uniones de fabricación y de montaje

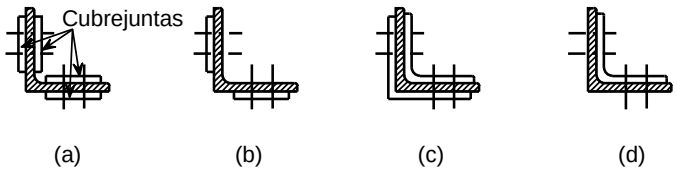
Normalmente la estructura de la torre se ha de subdividir en secciones más pequeñas por razones de protección frente a la corrosión, transporte y montaje. Así, deben disponerse varias uniones que sean fáciles de montar en la ubicación de la torre. Deben resolverse dos problemas principales: la posición y la especificación de las uniones.

En la figura 14 se muestran dos ejemplos de posiciones de las uniones. La estructura porticada se divide en estructuras de celosía, cada una de las cuales debe ser totalmente soldada, y vientos. La estructura de ménsula se subdivide habitualmente en patas individuales y elementos soldados.

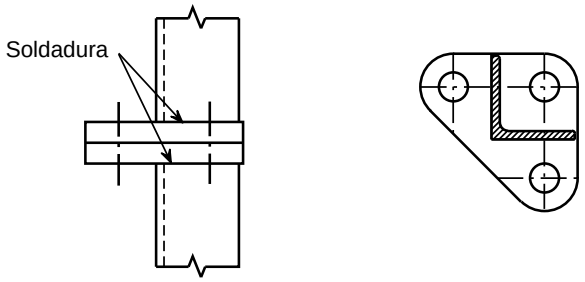
Los dos tipos de unión son el solape (o cubrejuntas) y uniones a tope con placas. La primera es muy adecuada para los perfiles en ángulo. La segunda se utiliza en todo tipo de perfiles, pero especialmente en tubos circulares o barras. La figura 15 muestra algunos ejemplos de ambos tipos.

2.8 Protección contra la corrosión

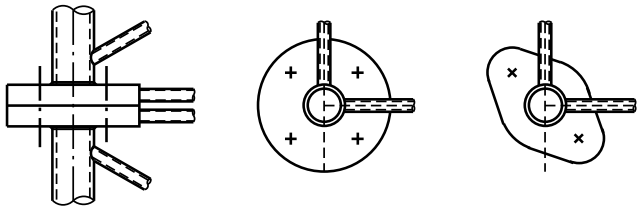
Hoy en día, la protección contra la corrosión de torres de celosía de acero es casi sinónimo



Uniones de empalme atornilladas entre perfiles angulares (uniones a tope)



(e) Unión entre perfiles angulares con placas de unión atornilladas



(f) Unión entre secciones tubulares con placas de unión atornillada

Figura 15 Detalles de uniones de fabricación y de montaje

de galvanizado en caliente, a veces con un recubrimiento adicional. El proceso implica sumergir los componentes estructurales en un baño galvánico para aplicar una capa de zinc, normalmente de unas 100 μm de espesor.

Después del galvanizado no se debe proceder a ningún tipo de soldadura, ya que daña la protección. El tamaño máximo de las piezas a galvanizar viene limitado por el tamaño del baño galvánico disponible.

3. RESUMEN FINAL

- El proyecto general de una torre de celosía está muy estrechamente relacionado con los requisitos funcionales del usuario. Los requisitos deben estudiarse a fondo.

- La mayor parte de las cargas de cálculo sobre la torre las provoca la fuerza del viento y los equipos.

- En el proyecto debe considerarse la posibilidad de la formación de una capa de hielo sobre la torre y los equipos.

- En torres que soportan cables, deben tenerse en cuenta las cargas diferenciales en la dirección de los cables.

- En sistemas de torres interconectadas debe tenerse en cuenta que el colapso de una torre puede afectar a la estabilidad de las vecinas.

- En la mayoría de los casos se prefiere una torre de ménsula con cuatro patas, ya que ofrece ventajas estructurales y ocupa una superficie relativamente pequeña.

- El tipo de arriostramiento incide mucho en la estabilidad tanto de las patas como del propio arriostramiento. En general se consideran ventajosos los arriostramientos en K o en cruz de S. Andrés al tresbolillo.

- Los arriostramientos horizontales a determinados niveles de la torre aumentan considerablemente su rigidez a la torsión.

- Los perfiles angulares se utilizan ampliamente en torres de base cuadrada o rectangular, ya que permiten un proyecto de uniones muy sencillo.

- Deben tenerse en cuenta las excentricidades, tanto en el plano como fuera de él, en las uniones.

- Debe proporcionarse una adecuada protección contra la corrosión, de gran duración. El método de protección incide en el proyecto estructural.

4. BIBLIOGRAFÍA

[1] European Convention for Constructional Steelwork, ECCS, “Recommendations for Angles in Lattice Transmission Towers”, ECCS Technical Committee 8, Brussels 1985.

Recomendaciones relativas a la esbeltez y curvas de pandeo de las patas y las barras de alma teniendo en cuenta las redundancias y excentricidades.

5. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Fischer, R. and Kiessling, F., “Freileitungen - Planung, Berechung, Ausführung”, Springer Verlag 1989 (en alemán)

Tratamiento global de todos los aspectos de las líneas de transporte de alta tensión, es decir, programación, conductores, aislantes y otros equipos, proyecto y cálculo de las torres, cimientos, protección contra la corrosión y montaje.

2. International Electrotechnical Commission - Technical Committee No 11, “Recommendations for Overhead Lines” (borrador, diciembre de 1988).

Recomendaciones para establecer los criterios y cargas de cálculo.

3. Eurocode 1: “Basis of Design and Actions on Structures”, CEN

Definición de la acción del viento.

4. Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.4: Mástiles Atirantados

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los métodos de cálculo de mástiles atirantados, en particular el cálculo manual de tensiones de montaje en los cables de tensado y el cálculo por ordenador de las fuerzas de modo no lineal; explicar los principios más importantes del cálculo no lineal; tratar los métodos de montaje.

LECCIONES AFINES

Lección 19.3: Torres Celosía y Mástiles

RESUMEN

Se describen los componentes de un mástil atirantado, es decir, mástil, cables de tensado, accesorios y equipos.

Se presentan aspectos específicos del cálculo de mástiles atirantados. Se describe la definición y el cálculo manual de las tensiones de montaje en los cables de tensado junto con los principios y cálculo por ordenador de las fuerzas y deformaciones unitarias.

Se comenta brevemente la fabricación y montaje de los mástiles atirantados.

1. INTRODUCCIÓN

El permanente desarrollo de las comunicaciones regionales, nacionales e internacionales precisa estructuras muy altas.

Estas estructuras se diseñan normalmente con los siguientes objetivos:

- soportar una antena pequeña, como una antena de TV o FM: están formados por conjuntos de paneles cuya altura depende del área de recepción pretendida.

- contener cables de alimentación que conectan los paneles al transmisor a nivel del suelo.

- soportar cortinas de antenas: los componentes de la antena están suspendidos de una red de cables que está conectada en las cúspides de dos torres; se alimentan por medio de cortinas de alimentación paralelas. Estas antenas se utilizan para emisiones de onda corta y sus dimensiones actuales están alrededor de 100 x 100 m.

- formar ellas mismas una antena de emisiones de onda larga; la altura de la estructura emisora es igual a la mitad o una cuarta parte de la longitud de onda.

Los mástiles atirantados con tensores de acero pueden diseñarse específicamente para satisfacer las necesidades indicadas dado que con acero pueden proyectarse y construirse estructuras muy altas (hasta 600 metros) que son a la vez ligeras y resistentes.

Esta lección no ofrece:

- la constitución detallada de los distintos tipos de antena.

- métodos para mejorar la calidad de la emisión (uso simultáneo de varias antenas).

2. DESCRIPCIÓN DE UN MÁSTIL ATIRANTADO CON TENSORES

Los componentes de un mástil atirantado son:

- los cimientos
- el mástil de acero, generalmente con un pie articulado
- los cables de tensado
- los accesorios estructurales
- los equipos.

2.1 Los cimientos

El objetivo de esta lección no incluye la descripción detallada de los cimientos. Simplemente se indica que:

- los cimientos situados bajo el pie del mástil se calculan para soportar una gran fuerza de compresión. Se considera un momento adicional en los pocos casos en los que los pies del mástil están empotrados.

- los cimientos en los que están anclados los cables de tensado se calculan para soportar la fuerza de tracción del cableado.

2.2 El mástil de acero

El mástil puede considerarse como una viga continua sobre apoyos elásticos proporcionados por los cables de tensado. En la mayoría de los casos se trata de un soporte de celosía de sección transversal cuadrada o triangular equilátera. También se pueden diseñar mástiles con una sección tubular redonda.

En los mástiles con tres caras, el perfil más adecuado para las patas es un perfil redondo, hueco o macizo. Alrededor de ambos extremos de cada pata se suelda un ala circular. Las patas se conectan atornillando estas alas entre ellas. Las barras de celosía se atornillan a cartelas que están soldadas a las patas. El perfil de las barras de la celosía está formado por dos angulares conectados o bien por un tubo circular. Si se utilizan tubos circulares, están ranurados y prensados en sus extremos para permitir la unión atornillada.

En los mástiles de cuatro caras, puede utilizarse el mismo diseño que con los de tres caras. También pueden utilizarse patas de un ángulo o dos patas angulares interconectadas.

Si se utilizan patas angulares, éstas se conectan entre ellas mediante platabandas atornilladas. Las barras de la celosía se atornillan a las patas bien directamente o mediante cartelas atornilladas. En este tipo de mástil no hay trabajos de soldadura.

Una estructura de mástil con cuatro caras necesita arriostramientos horizontales para evitar la deformación de la sección transversal.

En general, en los pocos casos en los que el mástil tiene un perfil tubular redondo, precisa un pie empotrado. Es muy difícil realizar un pie articulado para un mástil con un perfil tubular. Los elementos del mástil se conectan entre sí mediante alas soldadas con tornillos exteriores.

2.3 Los cables de tensado

Los cables de tensado crean apoyos elásticos con una acción horizontal sobre el mástil. Si el mástil tiene tres caras de celosía, cada apoyo está formado por tres cables situados en el plano medio del ángulo de dos caras adyacentes. Si el mástil tiene cuatro caras de celosía, cada apoyo está formado por cuatro cables, todos ellos situados en planos diagonales. Si el mástil tiene una sección hueca circular, cada apoyo tiene tres cables de tensado separados 120° o bien cuatro separados 90°.

Todos los cables de tensado del apoyo (sean tres o cuatro) forman el mismo ángulo con el plano horizontal, entre 30 y 60°.

En general los cables de tensado son de acero. En casos especiales, en los que el cable

de tensado se encuentra en el campo de emisión, pueden utilizarse cables de materiales sintéticos. Los tres o cuatro cables de tensado que forman un apoyo deben ser del mismo material.

Los criterios de elección de los cables son estos:

- gran resistencia
- elevado módulo de Young
- sin rotación alrededor de eje del cable cuando varía la tensión
- posibilidad de protegerlos con facilidad contra la corrosión
- posibilidad de ser enrollados para su transporte.

Siempre es necesario encontrar el mejor compromiso entre los dos primeros criterios y el quinto. El análisis anterior suele llevar a la utilización de cables totalmente de acero con alambres de gran diámetro, principalmente cables de un solo cordón.

Los cables de tensado incorporan un casquillo de anclaje en cada extremo. Estos casquillos son piezas de acero colado de forma cónica y con dos alas paralelas que reciben una rótula de unión. El cable se introduce en la parte cónica hueca del anclaje con los alambres que lo forman separados y doblados para formar una “flor” que penetra en el anclaje. Luego la cavidad del anclaje se rellena con una aleación fundida. En uno de los extremos del cable, la rótula perpendicular al cable conecta el anclaje inferior con el anclaje de los cimientos. En el otro extremo la rótula conecta el anclaje superior con una gruesa cartela soldada a la pata del mástil.

2.4 Accesorios Estructurales

Los accesorios estructurales los suministra normalmente el fabricante del mástil e incluyen:

- accesorios para acceder al mástil, es decir escaleras con caja o un carril de seguridad, plataformas de descanso y plataformas de trabajo.
- accesorios para soportar los alimentadores.
- accesorios para el aislamiento eléctrico de los mástiles emisores: se suministra un aislante cerámico bajo cada pie del mástil y otro para cada cable de tensado. Los aislantes sólo soportan la compresión, por lo que sus cables de tensado a tracción precisan un equipamiento especial.
- accesorios para ajustar las tensiones de los cables, colocados entre el anclaje inferior y el de los cimientos.

2.5 Equipos

En general el fabricante del mástil no suministra los equipos, consistentes en:

- las distintas antenas
- los cables de alimentación
- el equipo de balizaje
- la protección contra descargas.

3. DISEÑO DE MÁSTILES CON TENSORES

El diseño de los mástiles con tensores, al igual que otras estructuras, lo integran dos pasos principales:

- dimensionamiento inicial
- dimensionamiento final y comprobación.

3.1 Dimensionamiento inicial

En esta fase, el ingeniero elige un primer conjunto de perfiles para las barras que constituyen el mástil y para los distintos cables en función de los requisitos de diseño globales:

- la altura del mástil
- las dimensiones del área en la que es admisible el anclaje de los cables.

y también en función de las cargas a considerar, es decir

- el peso propio del mástil y sus equipos
- las tensiones iniciales de los cables de tensionado
- el viento sobre la estructura neta o bien cubierta con hielo (las estructuras atirantadas son muy sensibles a las cargas del hielo).

La dificultad de este paso proviene de la interdependencia de los valores de las acciones y de la elección de las secciones. El procedimiento puede ser tal como sigue:

a. Elegir el primer conjunto de perfiles de las barras del mástil considerándolo como una viga continua sobre apoyos fijos (a los niveles de unión de los cables de tensado). Esta viga soporta las acciones del peso propio y del viento máximo. En este paso, el factor dinámico de las acciones del viento puede evaluarse con un primer período del modo de vibración (en segundos) igual a una centésima de la altura del mástil (en metros).

El ingeniero debe establecer los perfiles con un gran margen en previsión de los fenómenos que no se han tenido en consideración explícitamente, es decir:

- la compresión en el mástil debida a las tensiones de los cables de tensado.
- la influencia del diagrama de momentos flectores del desalineamiento de los apoyos en la estructura real deformada.
- la influencia en el diagrama de momentos flectores por la excentricidad de la compresión de los cables de tensado en el mástil.
- los efectos del comportamiento no lineal de la estructura. Estos efectos se explican en el apartado 3.2.
- la fluencia de los cimientos a tracción y compresión.

No se puede establecer un porcentaje definido del margen que se debe establecer dado que depende del proyecto global de cada mástil con tensores.

b. Calcular las acciones del mástil sobre sus apoyos, de acuerdo con el procedimiento simplificado. F_i es la acción del mástil sobre el apoyo i, T_{ij} es la tensión (desconocida) del cable de tensado i.j cuando sopla el viento máximo (j varía entre 1 y 3 ó entre 1 y 4 según el número de apoyos); α_i es el ángulo entre el cable y el apoyo i; i se encuentra en un plano horizontal.

c. En el caso de un apoyo i con tres cables de tensado, si el viento sopla en la dirección del cable de tensado i.1, tenemos:

$$T_{i.2} = T_{i.3}$$

$$(T_{i.1} - T_{i.2}) = \frac{F_i}{\cos \alpha_i}$$

La sección de los cables que constituyen el apoyo i se escoge de forma que:

$$T_{i.1} - T_{i.2} \leq 0{,}75 \frac{T_{R.i}}{s}$$

donde

$T_{R.i}$ es la fuerza de rotura del cable

s es el coeficiente de seguridad necesario.

d. En el caso de un apoyo i con cuatro cables, si el viento sopla en la dirección del cable de tensado i.1, tenemos:

$$(T_{i.1} - T_{i.3}) = \frac{F_i}{\cos \alpha_i}$$

La sección de los cables que constituyen el apoyo i se escoge de forma que:

$$T_{i.1} - T_{i.3} \leq 0{,}75 \frac{T_{R.i}}{s}$$

e. Después de elegir las secciones de los cables de tensado, el ingeniero ha de determinar los valores de las tensiones iniciales $T_{i.o}$ (los mismo valores para una i dada y cualquier j) necesarios para mantener los apoyos alineados cuando sopla el viento máximo. La inclinación general del mástil para la que se calculan las tensiones iniciales se elige según el equipo soportado.

En este paso, se realizan las siguientes aproximaciones:

- se desprecia la acción directa del viento sobre los cables de tensado
- se desprecia el efecto de la temperatura
- se desprecian los efectos de segundo orden debidos a la compresión del mástil
- se considera que la forma deformada del cable i.j es una parábola de longitud:

$$S_{i.j} = l_{i.j} + \frac{8}{3} \frac{[f_{i.j}]^2}{l_{i.j}}$$

donde $l_{i.j}$ es la longitud del cordón

$f_{i.j} = \frac{p_i \cos \alpha_i l_{i.j}^2}{8 T_{i.j}}$ es la deformación máxima del cable, medida perpendicularmente a la cuerda.

p_i es peso lineal del cable.

Si $\Delta_{i.j}$ es la proyección en el plano vertical que contienen el cable i.j del desplazamiento horizontal Δ_i del apoyo i:

$$\Delta_{i.j} = \frac{\Delta l_{i.j}}{\cos \alpha_i} = \frac{\Delta s_{i.j}}{\cos \alpha_i} - \Delta \left(\frac{p_i^2 l_{i.j}^4 \cos \alpha_i}{24 T_{i.j}^2} \right)$$

$$\Delta_{i.j} = \frac{p_i l_i^4 \cos \alpha_i}{24 T_{i.j}^2} + \frac{T_{i.j} l_i}{E_i A_i} + \frac{p_i l_i^4 \cos \alpha_i}{24 T_{i.o}^2} - \frac{T_{i.o} l_i}{E_i A_i}$$

en el primer orden, donde l_i es el valor inicial de la longitud de la cuerda. La ecuación anterior puede escribirse de la forma:

$$\Delta_{i.j} = g(T_{i.j}) - g(T_{i.o})$$

f. Donde el apoyo i tiene tres cables y cuando el viento sopla en la dirección del cable i.1:

$$\Delta_{i.j} = \Delta_i = -2 \Delta_{i.2} = -2 \Delta_{i.3}$$

Las ecuaciones pueden resolverse así: se dibujan, a la misma escala, y sobre un papel transparente, un gráfico de la función $g(T_{i.1})$, punto a punto para los distintos valores de $T_{i.1}$ y un gráfico independiente de la función $-2\, g(T_{i.2})$. Si ambos gráficos se superponen para tener simultáneamente:

$T_{i.1} - T_{i.2} = 0{,}75 \frac{T_{R.i}}{s}$ (distancia entre las curvas en el eje T)

$g(T_{i.1}) + 2\ g\ (T_{i.2}) = 2\ \Delta_i$ (distancia entre las curvas en el eje g (T)

en la intersección de ambas curvas, en el eje T, se lee $T_{i.o}$.

g. Si el apoyo i tiene cuatro cables, se aplica el mismo procedimiento:

$$\Delta_{i.1} = \Delta_i = -\ \Delta_{i.3}$$

y se dibujan como antes las curvas g ($T_{i.1}$) y - g ($T_{i.3}$).

Una vez evaluados los perfiles de las barras del mástil, las secciones de los cables y los valores de las tensiones iniciales, puede empezar el paso del dimensionamiento final.

3.2 Dimensionamiento final y comprobación

Los valores finales de las fuerzas y deformaciones se calculan por ordenador.

Es necesario utilizar un software que permita:

- el cálculo de los periodos de los modos de vibración de la estructura (se trata de programas fáciles de obtener).
- tener en cuenta los factores del comportamiento no lineal de un mástil con tensores (cuya obtención ya no es tan sencilla).

El primer factor no lineal es que la rigidez de un cable de tensado no es constante. La rigidez varía con la tensión. Por tanto es necesario tener un elemento de cable en la biblioteca de elementos finitos del software. La matriz de rigidez del elemento de cable contiene términos que dependen del estado de deformación del elemento (términos de la rigidez geométrica). Un elemento de cable se define por sus nudos de origen y extremo, su longitud y su carga.

El segundo factor no lineal es que en general los desplazamientos no son infinitesimales y por tanto las barras deben expresarse por medio de una matriz de rigidez cuyos términos dependen del estado de desplazamiento (términos de rigidez deformada).

No es necesario tener en cuenta los términos de rigidez geométrica de las barras si el modelo de cálculo contiene un número suficiente de nudos (al menos cinco nudos entre dos apoyos).

Los procesos de cálculo en los que se tienen en cuenta los factores mencionados son iterativos y se ejecutan independientemente para cada combinación de carga. En el primer paso, los desplazamientos se calculan con una rigidez del cable correspondiente a la tensión inicial y una rigidez de la barra correspondiente a desplazamientos nulos. Las fuerzas se calculan a partir de los elementos.

En el segundo paso, los valores de la matriz de rigidez se modifican en función de los desplazamientos y fuerzas obtenidos previamente. Se calcula un nuevo conjunto de desplazamientos y fuerzas. La diferencia entre las fuerzas del segundo y el primer paso indican los valores residuales de equilibrio. Las fuerzas y desplazamientos debidos a los valores residuales de equilibrio se calculan mediante la matriz de rigidez del segundo paso y se añaden a los calculados en el primer paso.

El proceso prosigue hasta que los valores residuales son despreciables. Entonces la estructura ha alcanzado el estado de equilibrio deformado que se corresponde con la combinación de carga considerada.

Los pasos siguientes suelen ser:

- estudio del estado de equilibrio de las cargas permanentes y las tensiones iniciales,

que representa la fase final del montaje. El cálculo indica la longitud de los cables para tener las tensiones iniciales por las cargas permanentes.

Para hacerlo, se utiliza un modelo de cálculo preliminar en el que los elementos de cable tienen la longitud de su cuerda en estado sin carga y en el que el nudo de anclaje de cada cable de tensado puede desplazarse libremente a lo largo de la cuerda. En el nudo de anclaje de cada cable se aplica una fuerza externa igual a la tensión inicial. La longitud de equilibrio de un elemento de cable es igual a la longitud de la cuerda más el desplazamiento calculado del nudo de anclaje.

- estudio de los periodos de vibración de los modos de la estructura alrededor de la posición de equilibrio para las cargas permanentes y las tensiones iniciales. En el caso de los mástiles con tensores es admisible no estudiar los periodos de los modos de vibración alrededor de la posición de equilibrio deformado para cada caso de carga.

- cálculo de las cargas del viento, cuya parte dinámica corresponde a los periodos antes calculados.

- estudio del estado de equilibrio deformado (desplazamientos y fuerzas) para cada combinación de cargas que se haya de considerar.

En el modelo de cálculo el mástil puede describirse de forma detallada (patas y barras de celosía) o de forma global (barras colineales equivalentes). En la descripción global se tienen en cuenta la influencia de las deformaciones por cortadura y la excentricidad de las uniones del cable de tensado con respecto a la línea media del mástil.

4. OTROS ASPECTOS DE LOS MÁSTILES ATIRANTADOS

4.1 En la fase de diseño

A partir de los resultados de los cálculos mencionados en el apartado 3.2 deben realizarse las comprobaciones habituales para estructuras metálicas que prescriben las normas y reglamentos. En particular incluyen los puntos siguientes:

- los desplazamientos calculados por medio de procedimientos no lineales deben ser aceptables desde el punto de vista del rendimiento de todos los equipos soportados.
- el proyecto de un mástil con un pie articulado debe permitir efectivamente las rotaciones calculadas bajo carga.
- la utilización de tornillos pretensados no es absolutamente necesaria. En vista de las dificultades para pretensar mucho los tornillos (y comprobar el pretensado) a menudo se utilizan tornillos sin pretensar. En tales casos los tornillos deben estar cargados a cortadura en su parte no roscada y colocados en taladros cuyo diámetro sea el mismo que el del tornillo más 1 mm (antes de la protección).
- en el cálculo de las uniones con bridas no debe olvidarse el efecto de aplastamiento.
- en mástiles con perfiles circulares huecos son necesarios análisis locales de:
- el pie del mástil
- el sobreespesor alrededor de las aperturas
- los anillos de unión del cable de tensado.

4.2 En la fase de fabricación

- la soldadura deben realizarla soldadores cualificados.
- en todas las soldaduras a tracción deben realizarse ensayos no destructivos.
- toda la estructura debe estar muy protegida mediante galvanización o proyección metálica.
- los anclajes de los cables de tensado deben realizarse en el taller, nunca a pie de obra.

  Las dimensiones habituales de la cavidad cónica de los anclajes para tener una unión correcta son:

  diámetro de la parte grande: 2,5 veces el diámetro del cable

  diámetro de la parte estrecha: 1,15 veces el diámetro del cable

  altura de la cavidad: 5 veces el diámetro del cable

Cuando se ha introducido el cable a través de la parte estrecha, se le hace pasar a través de la misma una longitud de unos cinco diámetros. Los alambres se separan y doblan unos diez diámetros para formar una “flor” tan regular como sea posible y con un diámetro de unas 2,5 veces el diámetro del cable. La “flor” se introduce en el anclaje. El anclaje se calienta hasta unos 200°C y luego se rellena con una aleación fundida (zinc electrolítico o aleación de plomo, zinc y estaño).

4.3 En la fase de montaje

La parte inferior del mástil, p.ej. cuatro perfiles de unos 6 metros cada uno, se ensambla a nivel del suelo y se eleva mediante una grúa. Esta parte se mantiene en su posición vertical por medio de cables de tensado provisionales, cuya tensión se ha calculado en el análisis del montaje.

En la parte superior de la parte erigida se coloca un dispositivo de montaje. Se utiliza para elevar la siguiente sección, en bloque, cara por cara o barra a barra, hasta su posición.

Después de la unión de la nueva sección del mástil se transfiere el dispositivo de montaje hasta la “nueva” cima de la parte montada.

Esta operación se repite para cada sección y los cables de tensado provisionales se colocan tal como se determinó en el análisis del montaje.

Cuando se alcanza el nivel de los primeros cables de tensado permanente, se montan y se ajusta su tensión a la tensión inicial calculada. Se retiran los cables provisionales de la parte inferior.

Cuando se han ensamblado todas las secciones del mástil y los cables de tensado permanentes, se procede al ajuste final de las tensiones para garantizar que:

- las tensiones reales coinciden con las calculadas
- el mástil está en posición vertical.

El ajuste de la tensión se realiza con una barra roscada de gran diámetro que se coloca entre el anclaje inferior del cable y el dispositivo de anclaje por medio de pasadores y bridas. La barra se alinea con los cables.

Para el ajuste, la barra roscada se acciona mediante dos gatos paralelos.

Las tolerancias habituales de la verticalidad las da:

$$\Delta = \left[10 \log \frac{h}{10} + 1\right] \text{ cm} \quad \text{para } h \geq 20 \text{ m}$$

5. RESUMEN FINAL

- Los mástiles de acero atirantados pueden diseñarse específicamente para satisfacer las necesidades de las comunicaciones regionales, nacionales e internacionales. Pueden diseñarse y construirse estructuras muy altas (hasta 600 metros) que son a la vez ligeras y rígidas.

- Los componentes de un mástil atirantado con tensores son los cimientos, el mástil de acero, los cables de tensado, los accesorios estructurales y los equipos.

- El proyecto de los mástiles con tensores incluye dos pasos principales, el dimensionamiento inicial y el dimensionamiento final y comprobación. Los valores finales de fuerzas y deformaciones se calculan por ordenador teniendo en cuenta el comportamiento no lineal.

- En las fases de proyecto, fabricación y montaje de un mástil con tensores hay otros aspectos detallados que precisan una preparación y comprobación cuidadosas para conseguir un mástil que satisfaga sus necesidades de rendimiento.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Recommendations for Guyed Masts, International Association for Shell and Spacial Structures, IASS Madrid 1981.

2. Davenport, A. G. and Steels, G. N., “Dynamic Behaviour of Massive Guy Cables”, ASCE Str. Div. July 1991.

3. BS 8100 Part 4, Code of Practice for Lattice Masts (borrador)

4. Davenport, A. G. and Sparling, B. F., “Dynamic Gust Response Factors for Guyed Masts”, J Wind Eng & Ind Aerodynamics 41-44, 1992.

5. ANSI/EIA Standard EIA-22-D Structural Standards for Steel Antenna Towers, Electronic Industries Association, Washington DC, 1987.

ESDEP TOMO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Lección 19.5: Chimeneas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Enumerar las distintas cargas a las que se ven sometidas las chimeneas, especialmente las debidas al viento; mostrar los métodos de cálculo de pandeo de láminas y resaltar la importancia de las tolerancias en el comportamiento de las chimeneas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 10: Placas y Láminas

LECCIONES AFINES

Lección 19.1: Diseño de Tanques para Almacenamiento de Petróleo y Agua

Lección 19.2: Diseño Estructural de Silos

RESUMEN

Se describen los tipos de chimeneas, así como sus equipos asociados, tales como envolventes internas, etc.

Se analizan los aspectos concretos del cálculo de acciones, en particular las acciones debidas al viento y los efectos dinámicos tanto en la dirección del viento como perpendicular a ella, las cargas térmicas, etc..

Se estudia el cálculo de esfuerzos, así como el diseño de la lámina que conforma la pared estructural de la chimenea. Específicamente se analiza el pandeo de láminas cilíndricas rigidizadas o no, así como la influencia de las aberturas y la fatiga.

Se estudia también la influencia de las tolerancias en la fabricación y montaje.

1. INTRODUCCIÓN

Las chimeneas son elementos que se utilizan para transportar verticalmente y descargar a la atmósfera productos gaseosos de combustión, gases químicos residuales, aires de escape, etc..

Hay varios tipos:

– chimeneas autoportantes

– chimeneas atirantadas

– chimeneas arriostradas a una estructura de apoyo (pilar)

– chimeneas apoyadas en una instalación cercana

En esta lección se trata únicamente de las chimeneas autoportantes, por tanto, las bases de cálculo utilizadas en este capítulo tendrían que ser modificadas convenientemente para adaptarlas a otros tipos.

Dentro de las chimeneas autoportantes podemos, a su vez, distinguir varios tipos:

– chimeneas que solo tienen la envolvente estructural

– chimeneas de doble capa. La capa interna tiene misión protectora (aislamiento, protección contra la corrosión, etc.).

– chimeneas con varias envolventes internas

En las chimeneas de doble capa con varias envolventes internas conviene que las interiores puedan deformarse independientemente de la estructural. Si no es así, es preciso el estudio conjunto de las deformaciones.

Las propiedades mecánicas y la composición química de los aceros estructurales deben estar de acuerdo con la EN 10025 [1].

Las características mecánicas –límite de fluencia y módulo de elasticidad– varían con la temperatura como se indica en el apartado 2.5.

Para poder limitar las tolerancias debidas al efecto de corrosión (apartado 2.6) pueden utilizarse aceros inoxidables o aleados. Los aceros inoxidables normales no tienen un comportamiento excesivamente fiable ante la presencia del ácido sulfúrico u otros ácidos condensados, por lo que no son recomendables cuando se quemen combustibles con contenidos en azufre bajo condiciones de carga química media o alta. Se consideran válidos para temperaturas de funcionamiento menores de 65ºC y concentración del ácido menor del 5%.

Para valores superiores se recomienda el uso de aceros aleados con alto contenido en níquel.

2. ACCIONES

2.1 Carga permanente

La carga permanente está constituida por la estructura, las envolventes internas y todos los equipos que permanecen en la instalación con este carácter.

2.2 Carga del Polvo

En muchos casos es preciso tener en cuenta la posible adherencia de cenizas y polvo en la superficie interior de la pared estructural o en las envolventes internas, según el caso.

2.3 Viento

Para el cálculo de las acciones debidas al viento se aplica el Código de Modelos para Chimeneas de Acero editado por CIC.IND [2].

2.3.1 Velocidad básica del viento V_b

La velocidad básica del viento correspondiente a la ubicación de la chimenea se define como la velocidad horaria media tomada a 10 m sobre el nivel del suelo, en zona abierta, que se produce una vez cada 50 años. Aunque las chimeneas se sustituyen normalmente en un periodo menor de 50 años, el periodo de recurrencia se toma 50 años, y el coeficiente de seguridad puede determinarse, por ejemplo, para 20 años.

2.3.2 Velocidad del viento de cálculo

La velocidad del viento de cálculo a un nivel z sobre el suelo se obtiene a partir de la velocidad básica del viento V_b :

$$V(z) = V_b\, k(z)\, k_t\, k_i \ldots (m/s)$$

donde

- k (z) es el factor de altura: k (z) = máx [1 , $(z/10)^{\alpha}$]

α es igual a 0,14 si la chimenea se encuentra en terreno abierto o supera ampliamente la altura de los edificios circundantes.

- k_t es el factor topográfico

Para el caso en que la chimenea, de altura h sobre el cimiento, está situada sobre una colina o elevación definida por:

ψ_u: inclinación a barlovento ≥ 0,05

ψ_d: inclinación a sotavento ≥ 0,05

U: longitud horizontal de la inclinación a barlovento

Entonces $k_t = 1 + 1{,}2\, \psi_E \left[1 - \frac{x}{UE} - \frac{h}{UE}\right] \geq 1$

donde

x es la distancia entre la chimenea y la cuña de elevación

$\psi_E = \psi_u$ y $U_E = U$ si $\psi_u < 0{,}3$

$\psi_E = 0{,}3$ y $3{,}3\, U_E = U\, \psi_u$ si $\psi_u > 0{,}3$

- k_i es el factor de interferencia

– si la altura del objeto que interfiere es menor que la mitad de la altura h de la chimenea: $k_i = 1.00$

- si la altura del objeto que interfiere es una estructura casi cilíndrica:

$k_i = 1{,}25 - a\,(0{,}15/9d)$
para $6d \leq a \leq 15\,d$

$k_i = 1$
para $a > 15\,d$

donde

a es la distancia entre la chimenea y el objeto que interfiere

d es el diámetro del objeto que interfiere

- si $a \leq 6\ d$, k_i debe determinarse mediante ensayos en el túnel de viento.

2.3.3 Carga del viento medio en la dirección del viento

La carga de viento medio por unidad de longitud de chimenea:

$$W_m(z) = \frac{1}{2}\ \rho_a\ [V(z)]^2\ C_D\ d(z) \ldots (N/m)$$

donde ρ_a es la densidad del aire:

$$\rho_a = 1{,}25 - (h_1/8000) \ldots (kg/m^3)$$

h_1 es la altitud del lugar donde está situada la chimenea (m)

$d(z)$ es el diámetro exterior de la chimenea a la altura z (m)

C_D es el coeficiente de forma, que depende del número de Reynolds:

$$R_e = 6{,}9.10^4\ V(z)\ d(z)$$

$$C_D = 1{,}2 \quad \text{si } Re \leq 3.10^5$$

$$C_D = 1{,}2 - 1{,}36\ (\log Re - 5{,}48) \quad \text{si } 3.10^5 \leq Re \leq 7.10^5$$

$$C_D = 0{,}7 \quad \text{si } Re \geq 7.10^5$$

Para chimeneas con aletas (véase el apartado 2.3.7), $C_D = 1{,}4$ aplicado al diámetro exterior de la chimenea en la parte que tiene aletas (sin tener en cuenta la dimensión exterior de estas).

En el caso de existir otros elementos exteriores, tales como escaleras, etc., se tomará como superficie expuesta al viento debido a dichos elementos el área real multiplicada por 1,2 en el caso de elementos circulares y por 2 si tienen otra forma.

2.3.4 Carga del viento de cálculo en la dirección del viento

$$W(z) = W_m(z)\ G \quad \ldots (N/m)$$

donde

G es el factor de ráfaga que representa la influencia de la acción del viento debida a las oscilaciones.

$$G = \left[1 + 2\ g\ i \sqrt{B + \frac{2\pi ES}{\delta}}\right] / (1 + 2\ g\ i)$$

g es el factor de pico $= \sqrt{2\ ln\ \upsilon\ T} + \dfrac{0{,}577}{\sqrt{2\ ln\ \upsilon\ T}}$

con $\upsilon\ T = \dfrac{3600\ f_1}{\sqrt{1 + \dfrac{B\ \delta}{2\pi ES}}}$

i es la intensidad de la turbulencia = 0,311 - 0,089 log h …(h en m)

B es la turbulencia de fondo = $[1 + (h/265)^{0{,}63}]^{-0{,}88}$

E espectro de densidad de energía =

$$= \frac{123\ (f_1/V)\ x\ h^{0{,}21}}{\left(1 + (330\ f_1/V_b)^2\ x\ h^{0{,}42}\right)^{0{,}83}}$$

S factor de reducción = $[1 + 5{,}78\ (f_1/V_b)^{1{,}14}\ x\ h^{0{,}98}]^{-0{,}88}$

f_1 es la frecuencia propia de la chimenea cuando oscila en su primer modo; debe tenerse en cuenta para el cálculo de dicha frecuencia la rigidez de la cimentación.

δ es el factor de amortiguación expresado como fracción del de amortiguación crítico.

si todas las uniones se ejecutan mediante soldadura o tornillos pretensados:

$$\delta = \left(4 + 2{,}7\ \frac{V}{f_1 t}\ 10^{-3}\right) 10^{-3}$$

si las uniones se hacen mediante tornillos normales:

$$\delta = \left(5 + 2{,}7\,\frac{V}{f_1 t}10^{-3}\right)10^{-3}$$

si tiene una envolvente interior unida de modo continuo a la estructural:

$$\delta = \left(6 + 2{,}7\,\frac{V}{f_1 t}10^{-3}\right)10^{-3}$$

donde

V es la velocidad del viento de cálculo en coronación de la chimenea.

t es el espesor de la pared medido en el tercio superior de la chimenea. En el caso de chimeneas con envolvente o envolventes interiores se calcula un espesor equivalente teniendo en cuenta la masa de la chimenea más el de la o las envolventes dividido por 7.850 kg/m^3.

2.3.5 Turbulencias

Las fuerzas debidas a las turbulencias provocan unas acciones perpendiculares a la dirección del viento. Si la frecuencia de las turbulencias coincide con la propia de la estructura pueden producirse importantes deformaciones.

Las turbulencias se producen a una velocidad crítica del viento:

$$V_{cr} = f_1\, d/S_t$$

donde

S_t es el número de Strouhal, cuyo valor es:

- $S_t = 0{,}2$ si no hay ningún elemento que interfiera a una distancia de la chimenea inferior a 15 veces su diámetro.
- $S_t \approx 0{,}1 + 0{,}1\,\frac{a}{15}$ si hay un elemento cilíndrico -de diámetro d - a una distancia $15d \geq a \geq 6d$.
- Si $a \leq 6d$ son necesarios ensayos en el túnel de viento.

El efecto de las turbulencias es despreciable cuando la velocidad crítica es superior a 1,2 veces la velocidad máxima de cálculo en el borde superior de la chimenea.

En caso contrario, la amplitud y la oscilación en la coronación de la chimenea en dirección transversal al viento es:

$$\frac{y}{d_1} = F(K)$$

donde

d_1 es el diámetro medio de la chimenea en su tercio superior

$$K = \frac{m_o\,\delta}{2\,\pi\,\rho_a\,d_1^2} \quad \text{con } m_o =$$

$$= \frac{\int_o^h m(z)\,(x_1(z))^2\,dz}{\int_o^h (x_1(z))^2\,dz}$$

donde

$x_1(z)$ es la ecuación del primer modo de resonancia

δ es el coeficiente de amortiguación calculado según el apartado 2.3.4 con V=0

Los momentos flectores se calculan para el primer modo normalizado en la coronación de la chimenea

	K					
	0,47	0,70	0,86			1,27
$Re < 6.10^5$	-0,23 K + 0,565				- 1,33 K + 1,723	0,032
$6.10^5 \leq Re \leq 3.10^6$	-0,28 K + 0,565			- 1,465 K + 1,585	0,032	
$3.10^6 < Re$	-0,24 K + 0,285	– 0,609 K + 0,458	0,032			

Tabla 1 Valores de $\frac{y}{d_1} = F(k)$

2.3.6 Ovalización

La distribución irregular de la presión del viento alrededor de un cilindro circular provoca momentos flectores cuyo efecto es el de ovalizar dicho cilindro.

$$M_{máx} = 0{,}09\ W_{5\ seg}\ (z)\ d^2\ (z) \quad \ldots(N)$$

donde

$W_{5\ seg}$ es la presión media aplicada a un tiempo de 5 segundos

$$W_{5seg}\ (z) = \frac{1}{2}\ \rho_a\ (1{,}4\ V_b)^2 \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}28} \ldots\ (N/m^2)$$

Para evitar vibraciones de ovalización debidas a la acción de las turbulencias con el resultado de incrementos de los momentos flectores pueden utilizarse anillos de rigidización.

La distancia máxima entre anillos es $\frac{d}{2}\sqrt{\frac{d}{2t}}$

La mínima inercia necesaria calculada según un eje vertical es:

$$0{,}4 \times 10^{-5} \times 10^{3{,}5} \times t^{0{,}5} = 1{,}26 \times 10^{-2} \times t^{0{,}5}$$

2.3.7 Estabilizadores aerodinámicos

Las vibraciones producidas por vientos cruzados pueden producirse mediante estabilizadores aerodinámicos. Es muy eficaz utilizar tres hélices de anchura radial igual a 0,10d y paso 5d situados en el tercio superior de la chimenea.

Debe tenerse en cuenta el arrastre adicional del viento.

Si no hay ningún objeto que interfiera el flujo del viento en una distancia efectiva, las acciones del viento transversal puede despreciarse en el caso de chimeneas. En otros casos, por ejemplo cuando hay chimeneas cercanas, la colocación de estabilizadores aerodinámicos sigue siendo beneficioso pero no puede ser determinado.

2.4 Cargas debidas a los Terremotos

Las tensiones producidas en las chimeneas metálicas debidas a los efectos sísmicos suelen ser menores que las producidas por el viento. En general, este tipo de chimeneas puede resistir, sin graves daños, terremotos de una intensidad 10 en la escala de Mercalli.

No obstante, cuando existen masas pesadas en la coronación, es preciso un estudio especial.

2.5 Efectos Térmicos

El efecto principal de las altas temperaturas en las chimeneas autoportantes es el cambio de las propiedades mecánicas del acero:

(1) Módulo de elasticidad: para temperaturas T entre 100 y 400°C

$$E_T = E\ (1 + (15{,}9 \times 10^{-5})\ T - (34{,}5 \times 10^{-7})$$

$$T^2 + (11{,}8 \times 10^{-9})\ T^3 - (17{,}2 \times 10^{-12})\ T^4)$$

(2) Tensión de fluencia: para temperaturas T entre 100 y 400°C

$$f_{y.T} = f_y \left(1 + \frac{T}{767 \ln\left(\frac{T}{1750}\right)} \right)$$

Cuando una chimenea tiene restringido su movimiento adopta formas distorsionadas bajo el efecto de expansiones diferenciales apareciendo flexiones en su envolvente estructural.

Las tensiones son altas en el caso de chimeneas sin envolventes internas cuando transporta gases procedentes de distintas fuentes o cuando aún siendo una sola, los gases tienen altas temperaturas. Además la variación diferencial de la temperatura (del interior al exterior) produce tensiones térmicas secundarias. Restricciones típicas se producen en las chimeneas embridadas, venteadas o guiadas.

2.6 Efectos químicos

El grado de carga química está relacionado con el número de horas de funcionamiento (n) en las que la temperatura de la superficie en contacto con los gases está por debajo de la temperatura de rocío, estimado 20°C:

(1) Para un contenido de SO_3 de 15 ppm, la carga química es baja si $n \leq 25$ h, media si $25 < n \leq 100$ y alta si $n > 100$

(2) Para un contenido distinto de SO_3, los valores límites de n varían inversamente a dicho contenido

(3) Si el gas incorpora cloruros o fluoruros, la carga química es alta si $n \geq 25$.

En función del grado de la carga química, el espesor de pared debe incrementarse para tener en cuenta la corrosión interior de la manera siguiente:

Temperatura del metal en contacto con el gas	Carga química	Vida prevista	
		10 años	20 años
< 65°C	alta	no recomendada	
65°C ÷345°C	baja	1 mm	1 mm
	media	2 mm	4 mm
	alta	no recomendada	
> 345°C	baja	1 mm	1 mm

En chimeneas desnudas, puede considerarse que la temperatura del metal está en el valor medio entre la temperatura ambiente y la del gas para velocidades del gas entre 5 y 15 m/s.

Hay que tener en cuenta también el efecto de la corrosión exterior:

	Vida prevista	
	10 años	20 años
acero al carbono pintado	nada	1 mm
acero al carbono protegido por un aislamiento/revestimiento	nada	1,5 mm
acero al carbono sin proteger	1,5 mm	3 mm
acero “corten” o similar (ENSACOR)	1 mm	2 mm
acero inoxidable sin protección	nada	nada

3. CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL

En el diseño de la envolvente estructural es preciso hacer las siguientes comprobaciones:

(1) comprobación de la resistencia a las cargas, con el fin de verificar que las tensiones debidas a las cargas de servicio, multiplicadas por los coeficientes parciales γ_i, no superan la resistencia del material (tensiones y estabilidad).

(2) comprobación del estado de servicio con el fin de asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio son aceptables.

(3) comprobación a fatiga en el caso de que no puedan despreciares las cargas debidas a las turbulencias.

3.1 Comprobación de la Resistencia

Las principales ecuaciones para comprobar la resistencia son:

$$(1)\quad \sigma_N^* + \sigma_M^* \leq \frac{\sigma_K}{\gamma_m}$$

donde

σ_N^* es la tensión normal debida a cargas ponderadas simultáneas

σ_M^* es la tensión de flexión debida a las cargas ponderadas simultáneas (si el efecto debido a las turbulencias no puede despreciarse es el resultado de la combinación de los momentos flectores en dos direcciones).

γ_m es el coeficiente de seguridad parcial del acero: $\gamma_m = 1{,}1$

σ_K es la tensión de pandeo, donde

$$\sigma_K = (1 - 0{,}4123\ \lambda^{1,2})\ f_y \quad \text{si} \quad \lambda \leq \sqrt{2}$$

$$\sigma_K = 0{,}75\ \frac{f_y}{\lambda^2} \quad \text{si} \quad \lambda > \sqrt{2}$$

f_y es la tensión límite de fluencia del acero a la temperatura de cálculo

$$\lambda = (f_y/\alpha\ \sigma_{cr})^{0,5}$$

$$\sigma_{cr} = 0{,}605\ Et/r$$

E es el módulo de elasticidad del acero a la temperatura de cálculo

t es el espesor neto (descontando la reserva por oxidación)

r es el radio en la sección considerada

$$\alpha = \frac{\alpha_N \sigma_N^* + \alpha_M \sigma_M^*}{\sigma_N^* + \sigma_M^*}$$

α_N y α_M dependen de la imperfección máxima de la envolvente W_{max} (véase el apartado 5).

Si W_{max} es menor que $0{,}04\ \sqrt{rt}$

$$\alpha_N = \frac{0{,}83}{\sqrt{1 + \frac{r}{100\ t}}} \quad \text{para} \quad \frac{r}{t} \leq 212$$

$$\alpha_N = \frac{0{,}70}{\sqrt{0{,}1 + \frac{r}{100\ t}}} \quad \text{para} \quad \frac{r}{t} \leq 212$$

$$\alpha_M = 0{,}189 + 0{,}811\ \alpha_N$$

Si la $W_{máx}$ está comprendido entre $0{,}04\ \sqrt{rt}$ y $0{,}08\ \sqrt{rt}$, entonces:

α calculada como antes se multiplica por

$$\left(1{,}5 - \frac{W_{max}}{0{,}08\sqrt{rt}}\right)$$

(2) $\sqrt{(\sigma x)^2 + (\sigma y)^2 + \sigma x^* \ \sigma y^* + 3(T^*)^2} < \frac{f_y}{\gamma_m}$

donde

$\sigma_x^* = \sigma_N^* + \sigma_M^*$

σ_y^* es la tensión de flexión ponderada debida a la ovalización

T^* es la tensión de entrada ponderada

Deben tenerse en cuenta los efectos de segundo orden si el valor de $h\sqrt{\frac{N}{EI}}$ excede de 0,6

donde h es la altura de la chimenea

N es el esfuerzo axil total

EI es la rigidez de la sección transversal en la base de la chimenea.

3.2 Comprobación del Estado de Servicio

La flecha en la coronación de la chimenea a $\frac{h}{100}$.

La flecha debida a las turbulencias no debe ser mayor que 0,3 d medida desde el eje.

3.3 Comprobación a Fatiga

La comprobación a fatiga permite garantizar que las cargas debidas a las turbulencias no provoca ni iniciación, ni propagación de fisuras.

La diferencia $\Delta\sigma = |\sigma_{máx} - \sigma_{mín}|$ de las tensiones nominales en la construcción detallada considerada no debe exceder de la tensión de fatiga $\Delta\sigma_R$ dividida por el coeficiente de seguridad γ_R:

$$\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_R}$$

γ_R = 1,10 si la temperatura del acero es menor que 200°C;

γ_R = 1,32 si la temperatura del acero es mayor que 200°C.

$\Delta\sigma_R$ se obtiene de la siguiente expresión:

$$\log \Delta\sigma_R = -\frac{1}{m} \log N + C$$

donde N número de ciclos de tensión

$N = 0{,}4 \times 10^8 \times A^2 \times e^{-A2} f_1$

donde $A = 3{,}5 \frac{V_{cr}}{V_h}$

V_{cr} es la velocidad crítica del viento para la generación de torbellos

V_h es la velocidad del viento de cálculo en la coronación de la chimenea

m = 3 para $N \leq 5.10^7$ y

m = 5 para $N > 5.10^7$

$C = \log [cat] + 2{,}1$

donde [cat] es el número de categoría del detalle constructivo para el cual el control de la fatiga es necesario (véase el Eurocódigo 3 [3]).

4. ASPECTOS ESPECÍFICOS A TENER EN CUENTA EN EL PROYECTO DE CHIMENEAS DE ACERO

4.1 Uniones entre las Distintas Secciones de la Envolvente Cilíndrica Estructural

Las uniones tramo a tramo suelen ser soldadas.

En algunos casos, estas uniones son atornilladas mediante bridas externas.

En el caso de uniones soldadas, deben proyectarse de modo que la resistencia a la fatiga sea lo más alta posible. El procedimiento de soldeo debe proyectarse de manera que se reduzcan los más posible las deformaciones.

En las uniones atornilladas, el diseño de los tornillos y bridas debe tener en cuenta el efecto palanca en las zonas de tracción.

4.2 Apoyo en la Cimentación

El apoyo de la chimenea en la cimentación se efectúa mediante un anillo que se conecta al hormigón mediante pernos de anclaje.

Siempre que sea posible, con el fin de evitar excentricidades, pueden disponerse pernos de anclaje a ambos lados de la pared, tanto interior como exteriormente. Su cálculo, es decir, pernos a tracción y la base correspondiente a compresión, es semejante al cálculo de una sección de hormigón armado.

Si los pernos de anclaje solo pueden disponerse en la parte exterior, habrá que tener en cuenta los efectos que la excentricidad produce en la pared, placa de anclaje y en el posible anillo de rigidización.

4.3 Grandes Aberturas

Si en la pared de la chimenea se realizan grandes aberturas, para uniones de entrada de gases, puertas para inspección, etc., debe hacerse un análisis estructural específico.

La pared en estos casos se refuerza mediante una estructura formada por perfiles en U soldadas a la pared. El cálculo de esta rigidización se hace teniendo en cuenta la acción del viento actuando tanto en dirección paralela a la abertura y/o perpendicular a la misma.

5. TOLERANCIAS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

La importancia del valor W de las imperfecciones se estudia en el apartado 3.1. La resistencia de la pared depende de $W_{máx}$.

Después del montaje de la chimenea deben medirse las imperfecciones de una manera sistemática. Debe utilizarse una regla que tenga una longitud de $4\sqrt{rt}$, donde r es el radio de la chimenea y t su espesor. W es la distancia entre la pared y la regla. La mencionada regla que se coloca verticalmente es recta y la que se sitúa horizontalmente es curva con el radio nominal en el punto considerado.

6. RESUMEN FINAL

- Existen varios tipos de chimeneas en función de la sustentación. Entre ellos distinguimos por su importancia: las autoportantes, atirantadas, guiadas (apoyadas en una edificación existente), apoyadas en una estructura auxiliar, etc.

- Pueden distinguirse dentro de las chimeneas autoportantes, en función del tratamiento que se hace frente a agentes como la temperatura, calidad de los gases que circulan por ella, funcionalidad, etc., los siguientes tipos: los de pared desnuda, es decir, que sólo existe la envolvente estructural; los de doble pared en los que existe la envolvente estructural y otra envolvente interior y los multicanal que constan de una envolvente estructural y dentro de ella hay varios conductos por los que circulan los gases.

- En lo que respecta a las acciones que deben tenerse en cuenta en el cálculo de las chimeneas autoportantes están: las cargas permanentes, cargas debidas al polvo, viento cons sus diferentes efectos, tales como viento actuando normal a la superficie, efecto de las turbulencias, ovalización, etc, efectos sísmicos, térmicos y químicos.

- Pueden distinguirse los efectos debidos a las turbulencias, a la distribución irregular del viento mediante el uso de anillos de rigidización o estabilizadores aerodinámicos. Los efectos químicos pueden combatirse mediante tratamientos superficiales adecuados, o teniendo en cuenta en el dimensionamiento de los espesores los márgenes debidos a la previsible corrosión tanto interna como externa.

- La verificación del proyecto exige las comprobaciones de tensiones, estabilidad, deformabilidad o servicio y fatiga.

- Es preciso poner una atención especial a las aberturas, uniones y anclajes.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] BS EN 10025, 1990, Hot Rolled Products of Non-Alloy Structural Steels and their Technical Delivery Conditions, British Standards Institution, London.

[2] Model Code for Steel Chimneys

CIC.IND (Comité) International des Cheminée Industrielles).

[3] Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

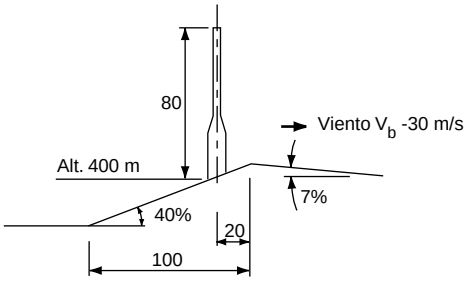
ESDEP PROBLEMA RESUELTO 19
SISTEMAS ESTRUCTURALES: OTRAS ESTRUCTURAS

Problema Resuelto 19.2: Chimeneas

1. DATOS BÁSICOS:

Referencia a la lección 19.5

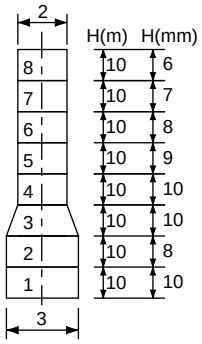
SITUACIÓN GENERAL:



CONSTITUCIÓN DE LA LÁMINA DE ACERO

Las uniones entre las distintas secciones de la envolvente estructural (lámina) se ejecutan mediante tornillos normales.

El espesor es el total, sin tener en cuenta margen para la corrosión
f_y = 235 N/mm^2



Detalles de la sección de la chimenea - alturas y espesor.
Además del peso propio, la lámina de acero soporta un forro interno permanente que pesa 100 N/m2 y equipamiento que pesa 10000 N. El equipo, situado en la coronación, aporta ninguna superficie expuesta al viento.

N	Peso de la lámina de acero (N)	Peso del forro (N)	Peso total (N)	Superficie de la sección (cm^4)	Momento de inercia (cm^4)
1	73740	9420	83160	939	10497317
2	59030	9420	68450	752	8414683
3	61410	7860	69270	782	6062684
4	49080	6280	55360	625	3094782
5	44190	6280	50470	563	2789492
6	39300	6280	45580	501	2483275
7	34410	6280	40690	438	2176132
8	29510	6280	35790	376	1868059

Para calcular la frecuencia natural según la fórmula de Rayleigh, el valor de las deformaciones para el siguiente caso de carga se determina:

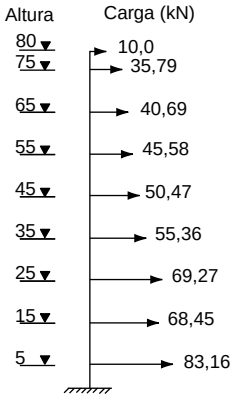
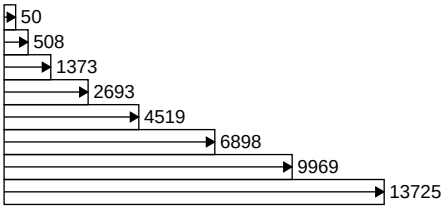
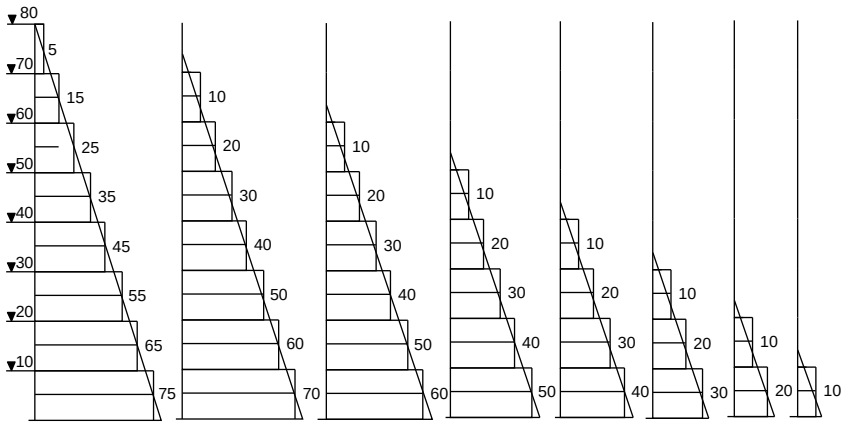


Diagrama de momentos flectores: kNm



Momento flector por unidad de fuerza a distintos niveles:

Referencia a la lección 19.5



Aplicando la aproximación al diagrama de momentos flectores mostrado anteriormente, pueden encontrarse las flechas a las distintas alturas mediante:

$$\delta = \frac{1}{E}\int_{o}^{H}\frac{Mxdx}{I}$$

$$X_{coronación} = \frac{10}{2,1}\left(\frac{5\times 50}{1868059}+\frac{15\times 508}{2176132}+\frac{25\times 1373}{2483275}+\frac{35\times 2693}{2789492}+\right.$$

$$\left.\frac{45\times 4519}{3094782}+\frac{55\times 6898}{6062684}+\frac{65\times 9969}{8414683}+\frac{75\times 13725}{10497317}\right)$$

$$= 1,688 \text{ m}$$

$$X = \frac{10}{2,1}\left(\frac{10\times 508}{2176132}+\frac{20\times 1373}{2483275}+\frac{30\times 2693}{2789492}+\right.$$

$$\frac{40 \times 4519}{3094782} + \frac{50 \times 6898}{6062684} + \frac{60 \times 9969}{8414683} + \frac{70 \times 13725}{10497317}\Bigg)$$

$= 1{,}525$ m

$x_7 = 1{,}199$ m $\quad x_6 = 0{,}884$ m $\quad x_5 = 0{,}596$ m $\quad x_4 = 0{,}354$ m

$x_3 = 0{,}181$ m $\quad x_2 = 0{,}062$ m $\quad x_1 = 0$

La base gira 0,01 radianes bajo la acción de 50 MN.m (dato del problema resuelto). El momento flector a nivel del suelo es: 16,02 MN.m para el anterior caso de carga, luego los cimientos giran 0,0032 radianes.

Entonces:

$x_{coronación} = 1{,}688 + 0{,}0032 \times 80 = 1{,}944$ m

$x_8 = 1{,}525 + 0{,}0032 \times 75 = 1{,}765$ m

$x_7 = 1{,}199 + 0{,}0032 \times 65 = 1{,}407$ m

$x_6 = 0{,}884 + 0{,}0032 \times 55 = 1{,}06$ m

$x_5 = 0{,}596 + 0{,}0032 \times 45 = 0{,}74$ m

$x_4 = 0{,}354 + 0{,}0032 \times 35 = 0{,}466$ m

$x_3 = 0{,}181 + 0{,}0032 \times 25 = 0{,}261$ m

$x_2 = 0{,}062 + 0{,}0032 \times 15 = 0{,}11$ m

$x_1 = 0{,}0032 \times 5 = 0{,}016$ m

$\Sigma mx = 28365$

$\Sigma mx^2 = 33260$

$$f_1 = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{28365 \times 9{,}81}{33260}} = 0{,}46 \text{ Hz}$$

$T_1 = 2{,}17$ s

Referencia a la lección 19.5

2. CARGAS DEL VIENTO

- La velocidad básica del viento V_b es 30 m/s — 2.3.2

- El factor topográfico k_t se calcula así:

  la inclinación a barlovento ψ_u es 0,4

  la inclinación a sotavento ψ_d es 0,07

  la longitud horizontal de la pendiente a barlovento ψ es 100 m

  $\psi_E = 0,3$

  $U_E = 3,3 \times 100 \times 0,4 = 132$

  la distancia x desde la chimenea hasta la cresta es de 20 m

  la altura de la chimenea es 80 m

  $$k_t = 1 + 1,2 \times 0,3 \left(1 - \frac{20}{132} - \frac{80}{132}\right) = 1,087$$

- La chimenea está aislada y el factor de interferencia vale 1.

- La densidad del aire ρ_a a 400 m de altura es:

  $\rho_a = 1,25 - (400/8000) = 1,2 \text{ kg/m}^3$

- El número de Reynolds es mayor que 7×10^5 en todos los niveles de la chimenea y: — 2.3.3

  $C_D = 0,7$

Referencia a la lección 19.5

Cl. 2.3.3

z m	Factor de altura k (z)	Velocidad del viento v (z) m/s	Diámetro d (z) m	Carga del viento W_m (z) N/m
5	1	32,61	3	1340
15	1,058	34,50	3	1500
25	1,137	37,08	2,5	1440
35	1,192	38,87	2	1270
45	1,234	40,24	2	1360
55	1,270	41,41	2	1440
65	1,300	42,39	2	1510
75	1,326	43,24	2	1570

2.3.4

- Para obtener el factor de ráfagas G, calculamos:

  - la intensidad de turbulencias i = 0,311 - 0,089 log 80 = 0,142

  La turbulencia de fondo $B = (1+(80/265)^{0,63})^{-0,88} = 0,712$

  - el espectro de la densidad de energía E

$$E = \frac{123\,(0,46/43,24)\times 80^{0,21}}{(1+(330\times 0,46/30)^2\times 80^{0,42})^{0,83}} = 0,0481$$

  - el coeficiente de reducción de magnitud:

  $S = (1 + 5,78\,(0,46/30)^{1,14}\times 80^{0,98})^{-0,88} = 0,260$

  - el factor de amortiguamiento:

$$\delta = \left(6+2,7\,\frac{43,24}{0,46\times t}10^{-3}\right)10^{-3} = 0,0368$$

con: $t = 40690/(10\times 78500\times \pi\times 2) = 8,25\times 10^{-3}$ m

- el factor de pico g:

Referencia a la lección 19.5

$$V_T = \frac{3600 \times 0{,}46}{\sqrt{1 + \frac{0{,}712 \times 0{,}0368}{2\,\pi \times 0{,}0481 \times 0{,}260}}}$$

$$= 1414 \qquad \ln \upsilon t = 7{,}254$$

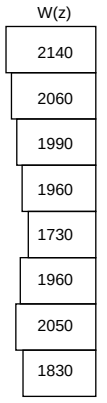
$$g = \sqrt{2 \times 7{,}254} + \frac{0{,}577}{\sqrt{2 \times 7{,}254}} = 3{,}96$$

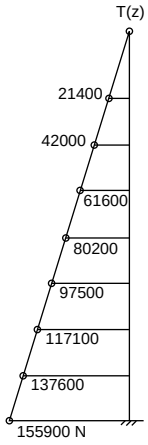
- el factor de ráfagas G:

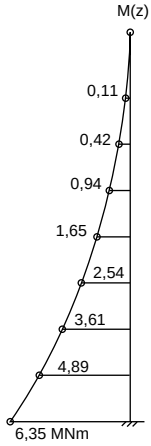
$$G = \frac{1 + 2 \times 3{,}96 \times 0{,}142 \sqrt{0{,}712 + \frac{0{,}0481 \times 0{,}260 \times 2\pi}{0{,}0368}}}{1 + 2 \times 3{,}96 \times 0{,}142} = 1{,}364$$

- Entonces:

z	W(z)
5	1820
15	2050
25	1960
35	1730
45	1860
55	1960
65	2060
75	2140







Referencia a la lección 19.5

- La influencia de la generación de turbulencias se estima de la siguiente forma:

$$V_{cr} = \frac{0,46 \times 2}{0,2} = 4,6 \text{ m/s} < 1,2 \text{ V} \qquad 2.3.5$$

$$y = d_1 \, F(K) = 2 \, F(K)$$

$$m_o = \frac{\int_o^h m(z) \, [x_1(z)]^2 \, dz}{\int_o^h [x_1(z)]^2 \, dz}$$

$$= \frac{83160 \times 0,016^2 + 68450 \times 0,11^2 + 69270 \times 0,261^2 + 55360 \times 0,466^2 + \ldots}{\ldots + 50470 \times 0,74^2 + 45580 \times 1,06^2 + 40690 \times 1,407^2 + 35790 \times 1,765^2 + 10,000 \times 1,944^2}{(0,016^2 + 0,11^2 + 0,261^2 + 0,466^2 + 0,74^2 + 1,06^2 + 1,407^2 + 1,765^2 + 1,944^2) 9,81}$$

$$m_o = 3067 \text{ kg}$$

$$K = \frac{3067 \times 6 \times 10^{-3}}{2\pi \times 1,2 \times 2^2} = 0,61 \rightarrow F(K) = 0,609 \times 0,61 + 0,458 = 0,0865$$

$\rightarrow y = 0,173 \text{ m} < 0,3 \text{ D}$

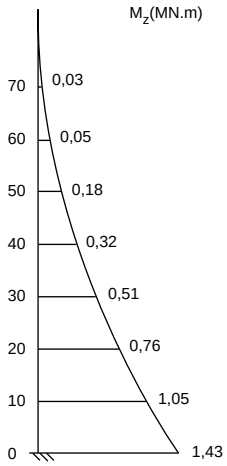
Los momentos flectores se calculan multiplicando los debidos al “peso propio horizontal” por:

$$\frac{0,173}{1,944} = 0,089$$

Por ejemplo, con z = 50 m

M(z) = (10,000 × 30 + 35790 × 25 + 40690 × 15 + 45580 × 5) × 0,089 = 180937 Nm o alrededor de 0,18 MNm

Referencia a la lección 19.5



Para obtener el momento flector total cuando la velocidad del viento alcanza el valor crítico, es necesario combinar los valores M_z con los valores de los momentos flectores en la dirección del viento (para V = V_{cr}).

Esta combinación nos da unos valores menores que los de los momentos flectores en la dirección del viento para la máxima velocidad del viento.

La estructura no es sensible a la generación de turbulencias.

- El cálculo final de las fuerzas debidas a la acción del viento tiene relación con la forma oval:

2.3.6

z (m)	W 5 sec. (N/m^2)	M máx. (Nm/m)
0	1060	859
10	1060	859
20	1290	1045
30	1440	518
40	1560	562
50	1660	598
60	1750	630
70	1830	659

Referencia a la lección 19.5

3. CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE ESTRUCTURAL (LÁMINA)

3.1 Resistencia de la Sección Transversal

Los coeficientes de ponderación tomados son:

1,10 para las cargas permanentes

1,85 para las cargas del viento

f_y = 235 N/mm^2

z	r (mm)	t (mm)	σ_N* (N/mm^2)	σ_M*	α_N	α_M	α	σ_{cr}	λ	σ_k/γ_M	σ_N* + σ_M*
0	1500	10	5,37	167,87	0,525	0,615	0,612	847	0,728	179,58	173,24
10	1500	8	5,49	161,26	0,490	0,586	0,583	678	0,834	167,10	166,75
20	1500	8	4,50	119,05	0,490	0,586	0,583	678	0,834	167,10	123,55
30	1000	10	4,19	151,83	0,587	0,665	0,663	1271	0,571	197,38	156,02
40	1000	9	3,56	109,43	0,571	0,652	0,649	1143	0,609	193,15	112,99
50	1000	8	2,90	70,02	0,553	0,637	0,634	1016	0,653	188,19	72,92
60	1000	7	2,17	35,71	0,533	0,621	0,616	889	0,709	181,78	37,88
70	1000	6	1,34	10,90	0,508	0,601	0,591	762	0,781	173,38	12,24

* Se han despreciado las tensiones tangenciales.

$$h\sqrt{\frac{N}{EI}} = 80\sqrt{\frac{458770 \times 1{,}1}{210 \times 10^9 \times 10497317 \times 10^{-8}}} = 0{,}383 < 0{,}6$$

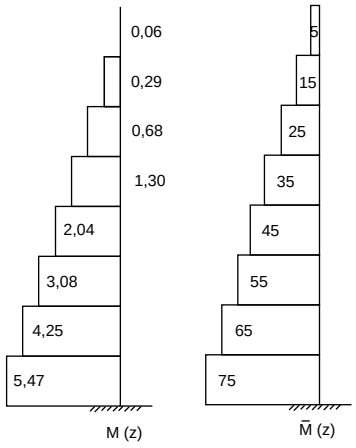
No se tienen en cuenta los efectos de segundo orden.

Referencia a la lección 19.5

3.2 Comprobación de Puesta en Servicio

$$x = \frac{10 \times 10^6}{2100}\left[\frac{5{,}47 \times 75}{10497317} + \frac{4{,}25 \times 65}{8414683} + \frac{3{,}08 \times 55}{6062684} + \ldots\right.$$
$$\left. \ldots + \frac{2{,}1 \times 45}{3094782} + \frac{1{,}3 \times 35}{2789492} + \frac{0{,}68 \times 25}{2483275} + \frac{0{,}28 \times 15}{2176132} + \frac{0{,}06 \times 5}{1868059}\right]$$

VON MISES	σ_y^*	σ_x^*	z
203,95	51,54	173,24	0
218,45	80,53	166,75	10
192,27	97,97	123,55	20
173,66	31,08	156,02	30
138,58	41,63	112,99	40
112,02	56,06	72,92	50
101,53	77,14	37,88	60
116,43	109,83	12,24	70



Referencia a la lección 19.5

$$x = 0{,}726 \text{ m} = \frac{h}{110}$$

3.3 Comprobación a Fatiga

EC3
Parte 1.1
Capítulo 1.1

$$\Delta\sigma = 2\,\sigma\,(\text{TURBULENCIA}) = 2 \times \frac{1{,}43 \times 10^6 \times 150}{10497317} = 41 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 3{,}5\ \frac{4{,}6}{43{,}24} = 0{,}372$$

$$N = 0{,}4 \times 10^8 \times 0{,}372^2\ e^{-(0{,}372)2} \times 0{,}46 = 2{,}22 \times 10^6$$

$$m = 3$$

$$\text{cat.} = 71$$

$$C = \log 71 + 2{,}1 = 3{,}95$$

$$\log \Delta\sigma_R = -\frac{1}{3} \log (2{,}22 \times 10^6) + 3{,}95 = 1{,}83 \Delta\sigma_R = 68 \text{ N/mm}^2$$

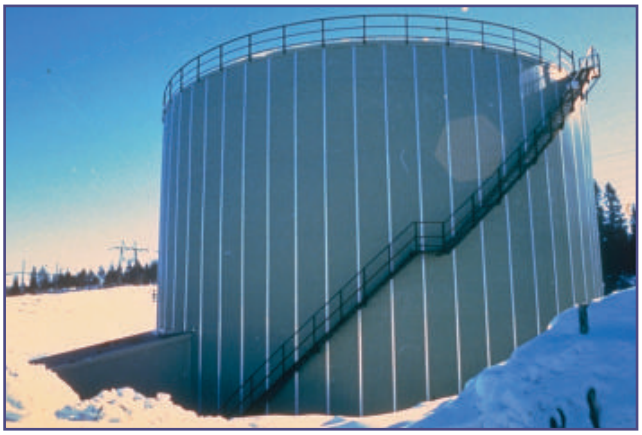
Comprobar que:

$$\Delta\sigma = 41 < \frac{68}{1{,}1} = 62 \text{ N/mm}^2$$

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 19: SISTEMAS ESTRUCTURALES. OTRAS ESTRUCTURAS



T19c1 Tanque cilíndrico de almacenamiento de petróleo/gas en acero



T19c2 Tanque cilíndrico de almacenamiento de petróleo/gas en acero



T19c4 Silo cilíndrico de acero con techo cónico



T19c5 Silo cilíndrico de acero con techo cónico



T19c3 Silo de almacenamiento de grano en chapa de acero con anillos rigidizadores



T19c6 Base de apoyo de silo



T19c7 Tolvas de almacenaje



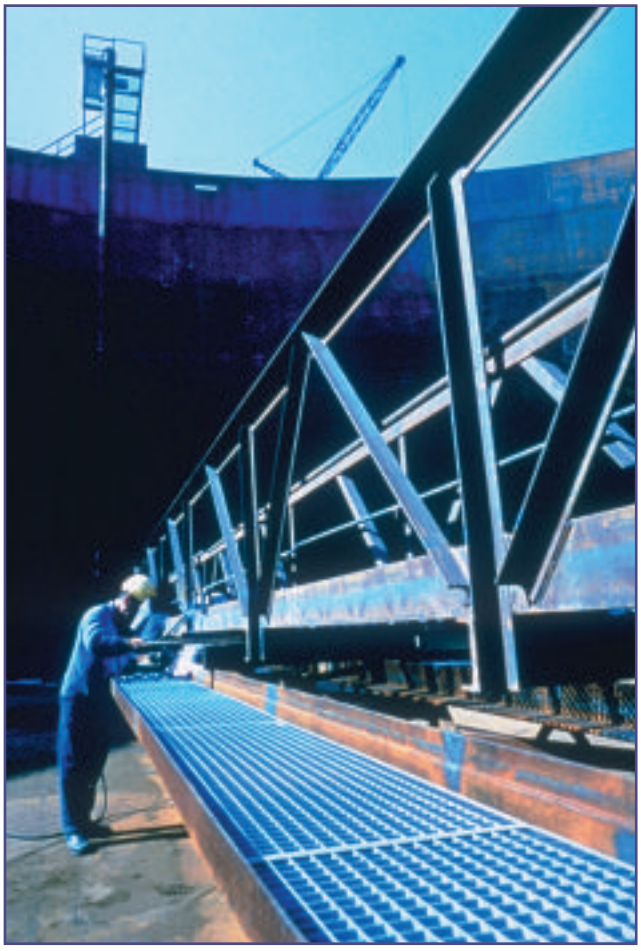
T19c8 Tanque esférico para almacenamiento de productos a presión



T19c9 Torre de enfriamiento acabada en láminas de acero delgadas



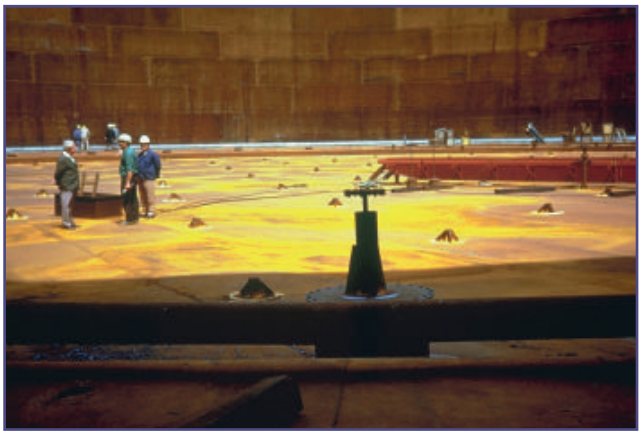
T19c10 Depósito elevado en Trappes, Francia



T19c11 Tanque de almacenamiento St. Valentín, Austria



T19c12 Tanque de almacenamiento St. Valentín, Austria



T19c13 Tanque de almacenamiento St. Valentín, Austria



T19c14 Tanque de almacenamiento St. Valentín, Austria



T19c15 Tanques de amoniaco



T19c16 Tanques de amoniaco



T19c17 Torres de tendido eléctrico



T19c18 Tanques de amoniaco



T19c19 Torres de tendido eléctrico



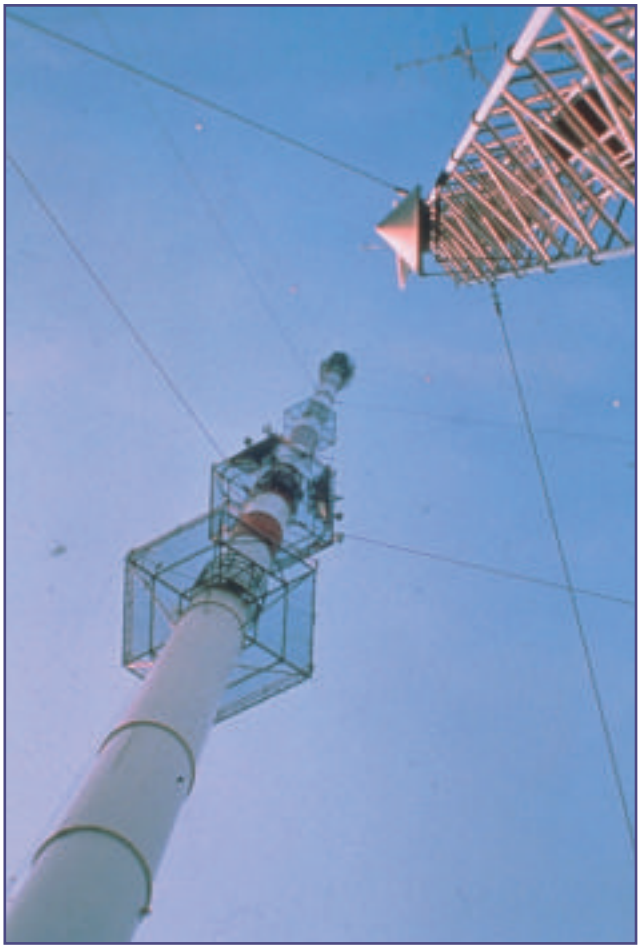
T19c20 Torres de tendido eléctrico



T19c21 Torre de telecomunicaciones



T19c22 Torre de telecomunicaciones de 75 mts de altura



T19c23 Torres de gran altura atirantadas



T19c24 Mástil de telecomunicaciones, Barcelona, España



T19c25 Una de las 12 torres de 300 mts de altura de Telecom, Dinamarca



T19c26 Una de las 12 torres de 300 mts de altura de Telecom, Dinamarca durante el montaje



T19c27 Detalles de los anclajes de las 12 torres de 300 mts de altura de Telecom, Dinamarca



T19c28 Mástil cilíndrico de Televerket, Noruega



T19c29 La acumulación de hielo y nieve incrementa no sólo el peso sino la superficie expuesta al viento



T19c30 Mástil de telecomunicaciones de 300 mts de altura, Salten, Noruega



T19c31 Colapso de mástil de 250 mts por rotura de anclaje de viento en una tormenta



T19c32 Estructura de farola de gran altura



T19c33 Estación de televisión de Lisses, Essonne, Francia



T19c34 Revestimiento de torre para proteger el equipamiento y facilitar el acceso



T19c35 Estructura de mástil de alumbrado de sección poligonal



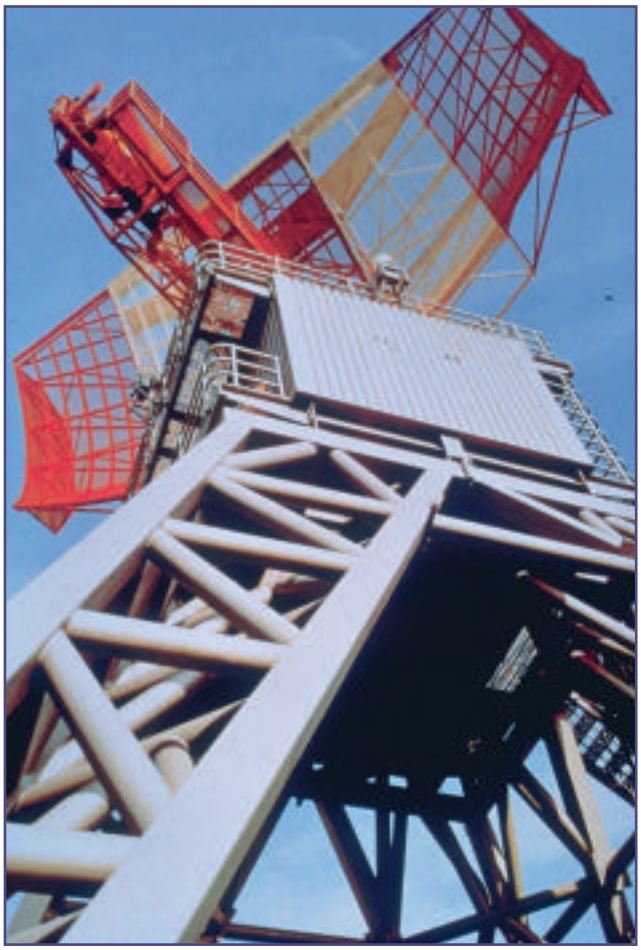
T19c36 Torres de funicular



T19c37 Celosía de acero de emisora de radio



T19c38 Reflector móvil, radio-telescópico, Nancay, Francia



T19c39 Torres de radar



T19c40 Las grúas están construidas con acero, tanto la pluma, como el cuerpo



T19c41 Grúa de carga y descarga en puerto



T19c42 Grúa Goliath



T19c43 Estructura de monorail



T19c44 Postes de catenaria



T19c45 Molinos de energía eólica



T19c46 Celosía de señalización de autopistas



T19c47 Noria de parque de atracciones de Viena



T19c48 Chimenea de acero



T19c49 Entradas y salidas para sistemas de aire acondicionado



T19c50 Entradas y salidas para sistemas de aire acondicionado



T19c51 Entradas y salidas para sistemas de aire acondicionado



T19c52 Entradas y salidas para sistemas de aire acondicionado



T19c53 Chimenea de acero



T19c54 Chimenea de acero



T19c55 Chimenea de acero



T19c56 Chimenea de acero



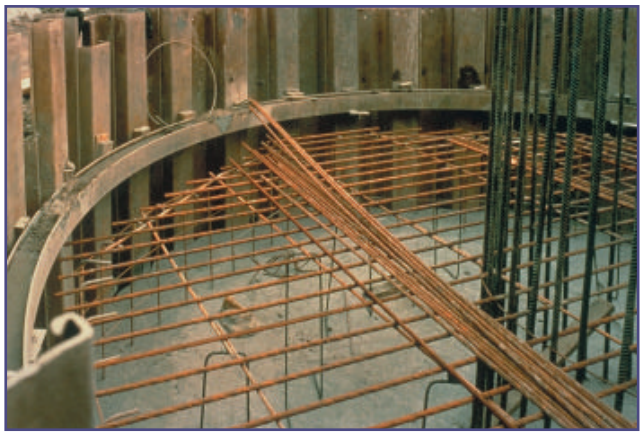
T19c57 Estación de esquí utilizando estructura metálica



T19c58 Barreras metálicas de protección en autovía



T19c59 Torre de saltos de esquí, Lugnet Ski Stadium, Falun, Suecia



T19c60 Grange Town Cofferdam, Cardiff, Reino Unido



T19c61 Escultura, La Villette, París, Francia