

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE SILO METÁLICO Y DE CONCRETO  
PARA ALMACENAMIENTO DE GRANOS EN EL PUERTO DE  
SALAVERRY**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**CARLOS ALBERTO ROSADIO GUTIÉRREZ**

**Lima- Perú**

**2011**

*A mis padres, a quienes debo lo que tengo y lo que soy; por enseñarme a ser responsable, gracias a ustedes he llegado a esta meta.*

*A mi esposa, Silvana, por su apoyo, cariño y confianza, durante todos estos años.*

---

	Página
<b>RESUMEN</b>	3
<b>LISTA DE TABLAS</b>	4
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	5
<b>LISTA DE FOTOGRAFÍAS</b>	5
<b>INTRODUCCIÓN</b>	7
<b>CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE</b>	
1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS SILOS.	9
1.2 TIPOS DE SILOS.	9
1.2.1 Formas de silos.	11
1.2.2 Tipos de construcción de silos.	13
1.2.3 Silos especiales.	16
1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS SILOS.	18
1.3.1 Paredes.	18
1.3.2 Fondo de silos de concreto.	18
1.3.3 Tolvas cónicas.	21
1.3.4 Tolvas piramidales.	22
1.3.5 Columnas de soporte.	22
1.3.6 Techos.	22
1.3.7 Cimentación.	24
1.4 CARGAS EN SILOS.	24
1.4.1 Cargas muertas.	24
1.4.2 Cargas vivas.	25
1.4.3 Cargas de viento.	25
1.4.4 Cargas de equipo.	26
1.4.5 Efectos térmicos.	27
1.4.6 Cargas de restricciones externas.	29
1.4.7 Cargas sísmicas.	30
1.5 PRESIONES OCASIONADAS POR LOS MATERIALES ALMACENADOS.	32
1.5.1 Materiales almacenados.	33
1.5.2 Métodos para calcular la presión estática.	37
1.6 FACTORES CLAVE PARA EL DISEÑO DE SILOS.	46
<b>CAPÍTULO II: PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA</b>	

2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.	52
2.2 MODELO ESTRUCTURAL 1 (CONCRETO ARMADO).	53
2.3 PRE DIMENSIONAMIENTO: MODELO 1.	54
2.4 MODELO ESTRUCTURAL 2 (ACERO ESTRUCTURAL).	58
2.5 PRE DIMENSIONAMIENTO: MODELO 2.	59
<b>CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	
3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL: MODELO 1.	63
3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL: MODELO 2.	77
<b>CAPÍTULO IV: ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b>	
4.1 PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: MODELO 1.	84
4.2 PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: MODELO 2.	85
<b>CONCLUSIONES</b>	86
<b>RECOMENDACIONES</b>	88
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	90
<b>ANEXOS</b>	

## RESUMEN

El presente informe muestra el diseño de un silo de concreto armado y un silo metálico, sometidos a la carga producida por la soya que almacenan. Este diseño consiste en la determinación de la distribución de las fuerzas actuantes y en el dimensionamiento del espesor de las paredes del silo.

La determinación de la distribución de las cargas se realizó por el método de Janssen y por el método de Reimbert; mientras que el espesor fue pre dimensionado también por el método de Reimbert.

El análisis estructural de ambos silos fue realizado con el programa SAP2000, verificando las distorsiones máximas.

Para el diseño de las estructuras, la norma ACI318-05 fue aplicada en el caso de los elementos que componen el silo de concreto armado y la norma AISC-ASD en el caso de los elementos estructurales que conforman el silo metálico.

## LISTA DE TABLAS

		Pág.
Tabla Nº 1.01	Parámetros del tipo de suelo.	31
Tabla Nº 1.02	Categoría de las edificaciones.	31
Tabla Nº 1.03	Sistemas estructurales.	32
Tabla Nº 1.04	Características de algunos tipos de materiales almacenados en silos.	34
Tabla Nº 1.05	Coefficientes de sobrepresión para el cálculo de la presión de vaciado.	35
Tabla Nº 1.06	Coefficientes de impacto para el cálculo de la presión de vaciado	35
Tabla Nº 1.07	Fuerzas ejercidas por el material en reposo.	45
Tabla Nº 1.08	Valores de $p_{max}$ y C usados en las fórmulas de Reimbert.	46
Tabla Nº 2.01	Cálculo de presiones por el método de Reimbert.	56
Tabla Nº 2.02	Cálculo de presiones de diseño.	57
Tabla Nº 3.01	Cálculo de presiones por el método de Janssen	60
Tabla Nº 3.02	Cálculo de la fricción en función de z.	61
Tabla Nº 3.03	Espectro de aceleraciones.	62
Tabla Nº 3.04	Periodos modales y frecuencias (silo de concreto).	63
Tabla Nº 3.05	Desplazamientos máximos $x \frac{3}{4}R$ (silo de concreto).	65
Tabla Nº 3.06	Cálculo de tensión anular.	70
Tabla Nº 3.07	Cálculo de acero horizontal.	71
Tabla Nº 3.08	Esfuerzos máximos de tensión.	73
Tabla Nº 3.09	Distribución del acero horizontal.	73
Tabla Nº 3.10	Diseño modelo 1.	77
Tabla Nº 3.11	Refuerzo horizontal en cilindro y tolva.	77
Tabla Nº 3.12	Refuerzo vertical en cilindro y tolva.	77
Tabla Nº 3.13	Periodos modales y frecuencias (silo de acero).	78
Tabla Nº 3.14	Desplazamientos máximos $x \frac{3}{4}R$ (silo de acero).	79
Tabla Nº 3.15	Esfuerzos máximos sobre pared (silo de acero).	83
Tabla Nº 3.16	Resumen de perfiles modelo 2.	83
Tabla Nº 3.17	Espesores de plancha de silo, techo y tolva.	83

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.01	Esquema típico de manejo de materiales.	10
Figura N° 1.02	Clasificación de silos, usando el plano de ruptura.	11
Figura N° 1.03	Grupo de silos típicos.	12
Figura N° 1.04	Elemento de silo de altura dz.	38
Figura N° 1.05	Presiones en función de la profundidad de almacenamiento.	40
Figura N° 1.06	Variación de $1/k$ con la profundidad de almacenamiento.	42
Figura N° 1.07	Dimensiones del silo cilíndrico.	42
Figura N° 1.08	Variación de la fuerza de rozamiento con la profundidad.	43
Figura N° 1.09	Causas de pérdida de función en silos.	47
Figura N° 1.10	Causas de asimetría en las presiones.	48
Figura N° 1.11	Obstrucciones de flujo.	49
Figura N° 1.12	Esquema de los dos tipos de flujo que pueden darse en el interior de un silo o una tolva.	50
Figura N° 1.13	Determinación del flujo.	51
Figura N° 2.01	Características geométricas de los silos a diseñar.	52
Figura N° 2.02	Vista en 3d – Modelo 1.	53
Figura N° 2.03	Elementos Estructurales – Modelo 1.	54
Figura N° 2.04	Vista en 3d – Modelo 2.	58
Figura N° 2.05	Elementos estructurales – Modelo 2.	58
Figura N° 3.01	Periodo fundamental de vibración – Modelo 1.	64
Figura N° 3.02	Área de acero en columna.	66
Figura N° 3.03	Área de acero en viga de arriostre.	68
Figura N° 3.04	Área de acero en viga collar.	75
Figura N° 3.05	Momento flector M11 (tn-m/m), para la combinación COMB2.	76
Figura N° 3.06	Fuerzas en columna de acero.	80
Figura N° 3.07	Fuerzas en viga metálica.	81
Figura N° 3.08	Fuerzas en arriostre metálico.	82

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía N° 1.01	Silo de concreto para almacenamiento de clinker.	12
--------------------	--	----

Fotografía N° 1.02	Grupo de silos de concreto para almacenamiento de granos.	13
Fotografía N° 1.03	Silo de concreto reforzado en etapa de construcción.	14
Fotografía N° 1.04	Silos gemelos de concreto post-tensado, para almacenamiento de clinker.	15
Fotografía N° 1.05	Silos para almacenamiento de carbón.	17



## INTRODUCCION

En el funcionamiento de silos encontramos cuatro problemas fundamentales que se deben solucionar realizando un adecuado diseño; éstos son:

La integridad estructural del silo puede verse amenazada no sólo por presiones demasiado altas, sino también por presiones demasiado bajas o demasiado asimétricas.

Los sólidos almacenados pueden permanecer suspendidos en el silo, debido a la formación de arcos, o fluir irregularmente, fenómeno que está relacionado con la cohesión entre las partículas sólidas, y que, de presentarse, obstruiría la boca de descarga de la tolva.

La carga o el tipo de flujo interno del material almacenado puede provocar segregación en los sólidos. El alto costo de la segregación es claro en la industria farmacéutica, en donde la formulación de polvos que no alcanzan los requerimientos de uniformidad estipulados por la autoridad competente, puede llevar a la eliminación de un lote que puede valer millones de dólares.

La descarga del material puede conducir a fenómenos inaceptables de ruidos, vibraciones y explosiones internas del material en el silo.

El objetivo principal del presente informe es predecir y analizar el comportamiento estructural de los silos durante las etapas de llenado y vaciado de los mismos para garantizar su integridad y el adecuado funcionamiento de la planta de almacenamiento de granos. Se desarrollan cuatro capítulos:

**Capítulo 1: Estado del Arte**, se describen los principales tipos de silos, los elementos estructurales que lo componen, las cargas que se presentan, los métodos para calcular las presiones dentro del silo, el comportamiento del material almacenado y los factores que influyen en el diseño.

**Capítulo 2: Pre dimensionamiento de las estructuras**, se determinan las características geométricas del silo, el tipo de material a emplearse, y se realiza el cálculo de espesor de pared del mismo (pre dimensionamiento). Se eligen para el diseño, dos silos de iguales características geométricas, uno en acero estructural y otro en concreto armado.

**Capítulo 3: Análisis y Diseño Estructural**, se obtienen los resultados del análisis estructural (del programa SAP2000) y se realiza el diseño de los

elementos estructurales que componen ambos tipos de silo, verificando las distorsiones máximas.

La determinación de la distribución de las cargas se realizó por el método de Janssen y por el método de Reimbert; mientras que el espesor fue pre dimensionado también por el método de Reimbert.

Para el diseño de las estructuras, la norma ACI318-05 fue aplicada en el caso de los elementos que componen el silo de concreto armado y la norma AISC-ASD para el caso de los elementos estructurales que conforman el silo metálico, se verificó la presión máxima sobre los elementos Shell, según lo indicado en la norma API Standard 615.

**Capítulo 4: Elaboración de Presupuesto y Especificaciones Técnicas,** se estiman los costos unitarios de cada partida que conforma el presupuesto de obra de ambos silos, en base a la edición Diciembre – Enero de la Revista Constructivo (Silo de concreto armado); y se realiza un análisis de fabricación, transporte y montaje para el caso del silo de acero (ver anexo 2).

## CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE

### 1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS SILOS

Los silos son estructuras verticales que se utilizan para almacenar grandes cantidades de materiales sólidos a granel o en polvo, en estado seco; pueden ser abiertos o herméticamente cerrados. El llenado del material se efectúa por la parte superior y en la inferior, la estructura cuenta con tolvas o embudos para el vaciado, que generalmente se realiza por gravedad.

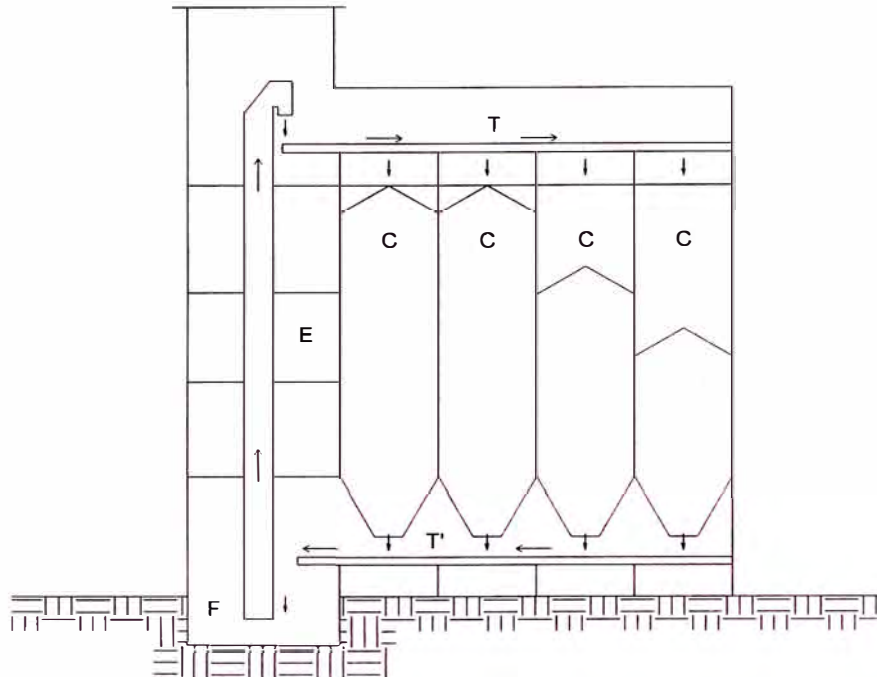
El uso de materiales sólidos a granel en la industria está ampliamente extendido y la necesidad de almacenarlos en silos normalmente se debe a que hay que acumularlos en algún sitio que guarde sus propiedades antes de un transporte o entre diferentes etapas de un proceso de conversión química.

En la figura N° 1.01 se muestra el procedimiento típico para el manejo de materiales, el cual consiste primeramente en la recepción del material (F), que luego se transporta mediante un elevador (E) hacia el nivel superior de las celdas, en donde se transfiere a otro transportador de banda (T) que distribuye el material hacia diferentes orificios, para su colocación dentro de las celdas (C). Finalmente, se realiza la descarga del material en un transportador de salida (T) o directamente a camiones o vagones de ferrocarril. Cada material requerirá de un proceso diferente de almacenamiento, por lo que las características de los silos podrán variar en capacidad, cantidad de celdas, geometría y materiales estructurales que lo conforman, según las necesidades para cada caso en particular.

### 1.2 TIPOS DE SILOS

La geometría del silo tiene una influencia muy importante en el comportamiento de los materiales almacenados, tanto en su estado de reposo como en el proceso de descarga de los mismos. De acuerdo con el proceso industrial que se utilice para el manejo y transporte de los materiales, la geometría del silo puede ser diferente en altura, diámetro y configuración de la losa de descarga. Se presenta una primera clasificación de los silos de acuerdo con su geometría global, en la que si se satisface alguna de las condiciones que se presentan a continuación se trataría de un silo de almacenamiento profundo y, por el contrario, si no se satisfacen estas condiciones, se trataría de un bunker o almacenamiento de poca altura:

Figura N° 1.01 - Esquema típico de manejo de materiales



Fuente: ELIAS CHAVEZ, Adolfo; 2001: Pág. 145

a. Aproximaciones empíricas:

$H > 1.5D$ ; para silos circulares.

$H > 1.5\alpha$ ; para silos rectangulares.

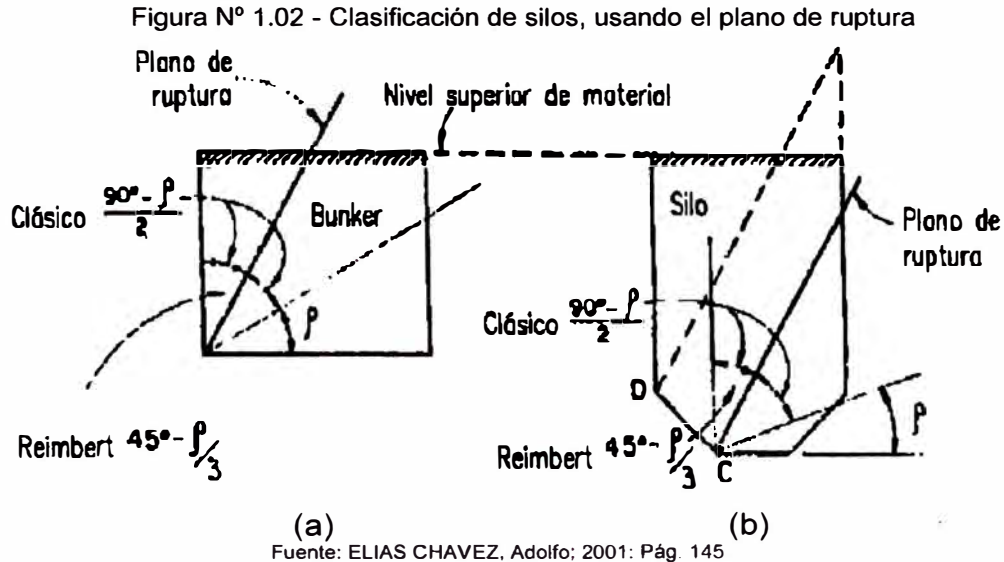
Donde, H es la altura del silo, D es el diámetro y " $\alpha$ " es la dimensión menor de un silo rectangular.

b. Aproximaciones basadas en el plano de ruptura

La figura N° 1.02 muestra silos de dos diferentes profundidades. El plano de ruptura se determina por la teoría de Coulomb. Despreciando la fricción de las paredes, para el caso de paredes verticales y la superficie horizontal superior, el plano de ruptura de Coulomb se localiza en la línea central entre el ángulo de reposo ( $p$ ) y las paredes verticales. De acuerdo con A. Reimbert, el ángulo de ruptura debería ser igual a  $\pi/4 - p/3$ . En cualquiera de los dos casos, si la línea de ruptura interseca la línea superior del material almacenado se trataría de un bunker, de lo contrario sería un silo.

La clasificación anterior no es crítica, debido a que por ejemplo, el comité ACI-313, considera, por simplicidad y con poco error, que todos los contenedores verticales, sin importar su relación altura-ancho, se traten como silos, aunque el comportamiento de los materiales almacenados pueda diferir

según el tipo de recipiente; sin embargo, el mismo comité, señala la diferencia al aplicar factores de sobrepresión que dependen de la geometría del silo, a pesar de que las considere como estructuras similares (ACI 313, 1991).



### 1.2.1 FORMAS DE SILOS

Los silos pueden ser individuales o formar grupos (batería de silos). La forma estructural más común es la circular; en cuyo caso, el silo está sujeto a una presión uniforme alrededor de su circunferencia y sus paredes se comportan como una membrana de tensión, sin momentos flexionantes, a lo largo de la mayor parte de su altura, excepto en los extremos en donde, generalmente, las paredes están conectadas a otros elementos. Por esta razón, los silos circulares se construyen con diámetros que exceden las dimensiones prácticas de silos rectangulares o cuadrados. Desafortunadamente, la mayoría de las veces, los silos circulares con grandes diámetros tienen varias aberturas de descarga excéntrica, de tal manera que la condición de estar libre de momentos, en la parte media de las paredes, no es real, debido a que se presentan momentos flexionantes horizontales. La fotografía N° 1.01 muestra un ejemplo típico de un silo individual circular de concreto para almacenamiento de clinker.

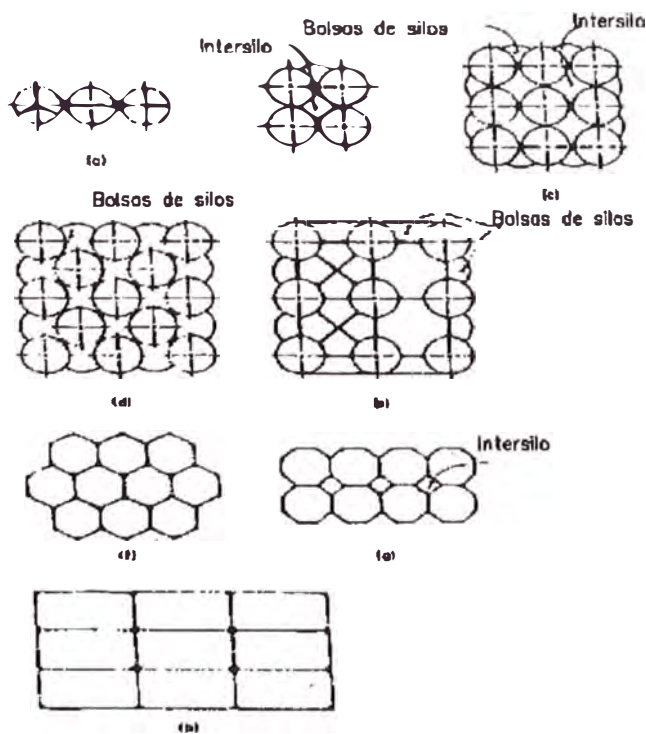
Fotografía N° 1.01 - Silo de concreto para almacenamiento de clinker



Fuente: <http://www.colneurons.net/cobeto/proyectos.html>

También, existen silos circulares que forman grupos, como los que se muestran en las figuras N° 1.03 (a) a la 1.03 (e). Cuando se utilizan dos o más silos, el espacio que queda entre silos (intersilo) también se aprovecha para el almacenamiento de los materiales. En algunos casos, se agregan otras formas de almacenamiento por el exterior del grupo de silos llamadas "bolsas de silos" para obtener la máxima capacidad. La fotografía N° 1.02 muestra un ejemplo de grupos de silos para el almacenamiento de granos.

Figura N° 1.03 - Grupo de silos típicos



Fuente: ELIAS CHAVEZ, Adolfo; 2001: Pág. 146



Las formas de silos poligonales como hexagonales u octagonales (ver figura N° 1.03) tienen las mismas ventajas que los silos rectangulares, pero también tienen momentos flexionantes horizontales combinados con tensión; sin embargo, por su gran número de lados se aproximan más a la forma circular y a sus ventajas estructurales.

Las formas de silos mencionadas se pueden adaptar a la construcción con estructura de acero, concreto reforzado o presforzado o también a la construcción con elementos prefabricados de concreto.

## 1.2.2 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN DE SILOS

### Silos de concreto reforzado

El concreto es comúnmente, el material más utilizado para la construcción de silos. Éstos generalmente son colados en el lugar o prefabricados. El concreto puede utilizarse para la estructura completa: cimentación, paredes, techo, fondo y tolva; o sus componentes, tales como las tolvas, soporte de las losas de fondo o del techo pueden ser de acero y el resto de concreto. Además de los ejemplos de las fotografías N° 1.01 y N° 1.02, que muestran las formas típicas de silos, otros ejemplos de silos de concreto reforzado puede ser la de la fotografía N° 1.03, que muestra tres silos circulares individuales, para almacenar cemento, que están en etapa de construcción con cimbra deslizable.

Fotografía N° 1.02 - Grupo de silos de concreto para almacenamiento de granos



Fuente: <http://www.colneurons.net/cobeto/proyectos.html>

Fotografía N° 1.03 - Silo de concreto reforzado en etapa de construcción



Fuente: ELIAS CHAVEZ, Adolfo; 2001: Pág. 200

### **Silos de concreto post-tensado**

La industria actual demanda la utilización de silos de grandes diámetros, con múltiples descargas y altas velocidades de descarga, que han hecho a los silos post-tensados una atractiva alternativa para el almacenamiento de materiales. El post-tensado provee un medio efectivo para el control de agrietamientos verticales de las paredes y se pueden usar paredes más esbeltas que las de concreto reforzado. Normalmente, únicamente las paredes son post-tensadas, y el resto de los elementos son reforzados convencionalmente. La fotografía N° 1.04, muestra dos silos gemelos de concreto post-tensado, de 24 m de diámetro, por 60 m de altura, para el almacenamiento de clinker en los que no se aprecia la diferencia con respecto a los silos de concreto reforzado convencional, debido a que los cables de presfuerzo se tensaron utilizando cavidades en las paredes, que fueron selladas después del post-tensado.

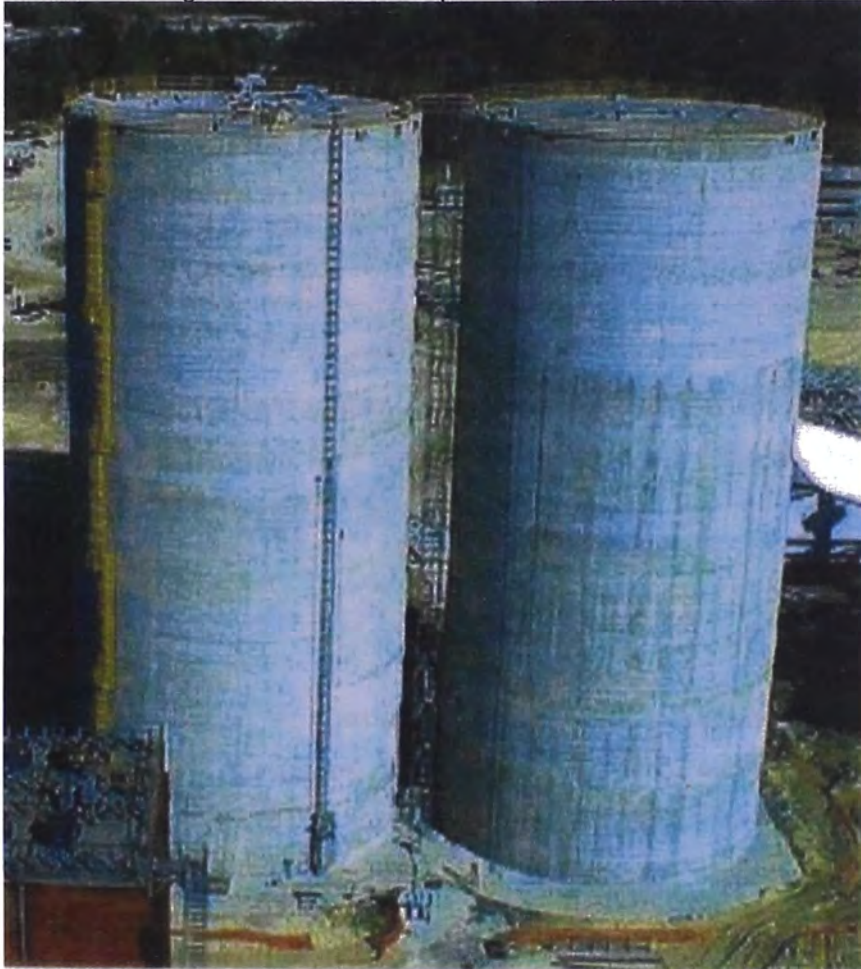
### **Silos de acero**

El acero presenta características estructurales muy favorables para formar parte de los miembros de un silo tales como: alta resistencia por unidad de peso, ductilidad, facilidad constructiva, facilidad de montaje, soldabilidad. A diferencia del acero normal, el acero inoxidable posee elementos que benefician la resistencia del acero a la corrosión, pero dificultan la fabricación debido a que



son necesarios métodos especiales para fabricar y montar elementos de acero inoxidable.

Fotografía N° 1.04 - Silos gemelos de concreto post-tensado, para almacenamiento de clinker.



Fuente: ELIAS CHAVEZ, Adolfo; 2001: Pág. 201

### **Silos de concreto prefabricado**

Los silos de concreto prefabricado han sido ampliamente utilizados en Europa y Japón, siendo la clave de su éxito la estandarización de las paredes, el fondo y el techo de los mismos.

Una desventaja de los silos prefabricados está constituida por las restricciones de transporte derivadas del peso y el tamaño de sus componentes. Para minimizar los problemas de transporte, las unidades precoladas más grandes pueden colarse al pie de la construcción.

Las paredes prefabricadas pueden ser reforzadas convencionalmente o presforzadas. El costo de unidades de sección transversal precoladas completas es usualmente menor que secciones conectadas para formar una unidad.

### 1.2.3 SILOS ESPECIALES

#### Silos de Homogenización

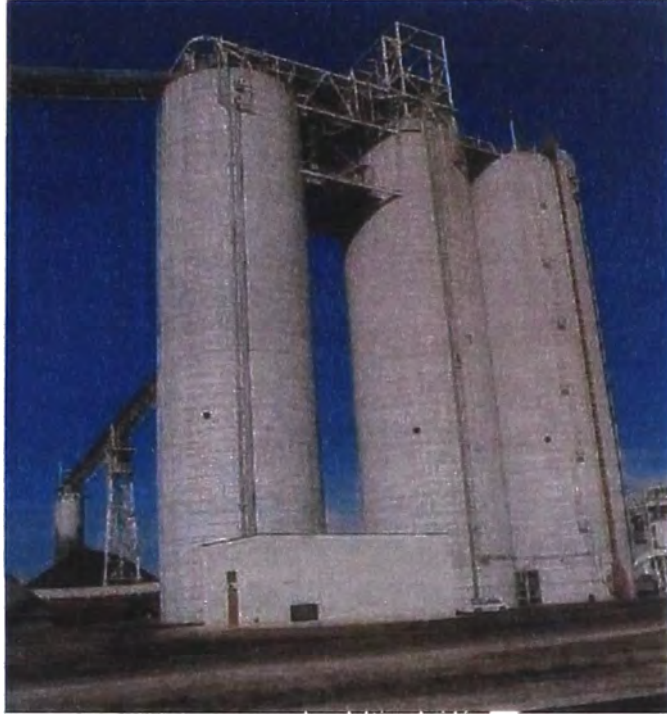
Los silos de homogenización se han desarrollado para la necesidad de almacenar grandes volúmenes para la homogenización y mezclado de una amplia variedad de materiales pulverizados secos, que requieren homogenización en el proceso de flujo. Entre estos materiales se encuentran: la mezcla de cemento crudo, el polvo de hierro, los materiales cerámicos, el polvo de zinc, el cemento terminado, las resinas de polivinilo, las resinas de polietileno y las de propileno, el polvo de óxido de níquel y la mezcla de magnesita. Estos silos tienen dos funciones: almacenar y mezclar en una misma unidad. Estos silos pueden ser de concreto o de acero.

Una vez que se han determinado las cargas y presiones, hay muy poca diferencia entre los procedimientos de diseño estructural y de construcción para silos de homogenización o de mezclado que para los silos ordinarios de almacenamiento.

#### Silos de carbón

Los silos de carbón varían en tamaño; desde silos pequeños, circulares con descargas concéntricas, hasta silos de grandes diámetros, con varias descargas. Un ejemplo puede ser el de la fotografía N° 1.05 que muestra 3 silos de almacenamiento de carbón de 15 m de diámetro por 60 m de altura y, también en la misma fotografía, se muestran algunos transportadores para el manejo del material.

Fotografía N° 1.05 - Silos para almacenamiento de carbón.



Fuente: ELIAS CHAVEZ, Adolfo; 2001: Pág. 201

### **Silos de granos**

Algunos ejemplos de silos de almacenamiento de granos se muestran en la fotografía N° 1.02 en las que la forma y arreglo de los silos, depende de las necesidades del producto que vaya a ser almacenado. Entre estas necesidades se consideran, especialmente, la degradación del grano y la explosividad del polvo del grano que son dos de los problemas que tienen que afrontar los diseñadores de los silos y los que manejan su operación. Inicialmente, cada problema puede ser dirigido a través del diseño y de la construcción apropiada, pero el mal uso o el poco mantenimiento, pueden nulificar el buen diseño y causar que los problemas aparezcan.

El polvo del grano se puede generar con el movimiento del grano o con el roce de las partículas, unas con otras. En una masa concentrada, el polvo del grano es inofensivo, pero al ser aerotransportado y cuando la proporción de aire a polvo es crítica, puede explotar violentamente. Una vez que el polvo aerotransportado se incendia y el aire de alrededor se empieza a expandir, el polvo adicional se levanta y la explosión viaja o se repite en otras partes de la estructura; es decir, la primera explosión puede causar explosiones secundarias que pueden ser más severas que la primera.

Probablemente el método más simple y económico para el control de polvo sea retener el polvo en el grano, sin dejarlo escapar al aire; pero en algunos puntos, como el grano se mueve o se permite caer, el polvo llega a ser aerotransportado. En tales puntos, puede utilizarse un equipo de aspiración para extraer el polvo, mandándolo a un colector de polvo o mediante un sistema de colección por filtración.

### **1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS SILOS**

Un silo puede estar formado por elementos de concreto en su estructura completa: cimentación, paredes, techo, fondo y tolva o sus componentes, tales como las tolvas, el soporte de las losas de fondo o del techo pueden ser de acero. En esta sección se describen los elementos estructurales que conforman los silos de concreto.

#### **1.3.1 PAREDES**

Las paredes de los silos de concreto generalmente son verticales y pueden ser de planta circular o recta. Las paredes de planta circular están sujetas a fuerzas horizontales de tensión, fuerzas de compresión axial y momentos flexionantes horizontales y verticales ocasionados por el material almacenado y otras cargas. En el caso de los silos de concreto reforzado, se deben distribuir las grietas de tensión de tal manera que los anchos de grieta se encuentren dentro de lo permitido. Cuando se tiene la presión de diseño total y cuando se tienen presentes esfuerzos térmicos, puede requerir un esfuerzo de compresión más alto. Además, los silos deben resistir los momentos flexionantes horizontales y verticales, para distribuir los efectos de las concentraciones locales de presión sobre un área mayor de las paredes del silo.

Los momentos flexionantes verticales pueden causar agrietamientos horizontales. Estos momentos pueden resultar de una presión no uniforme sobre las paredes, de diferencias de temperatura entre el material almacenado y la superficie exterior de las paredes o de cargas concentradas externas. El refuerzo vertical que resiste estos momentos flexionantes también da soporte al acero horizontal y evita los posibles defectos de construcción.

#### **1.3.2 FONDO DE SILOS DE CONCRETO**

Las formas de los fondos de los silos de concreto pueden ser:

- a) Losa horizontal con una o más aberturas de descarga.
- b) Tolva de concreto de forma cónica, piramidal, etc.
- c) Cono de concreto reforzado invertido, con aberturas de descarga múltiple.
- d) Tolva metálica.

Los fondos de los silos se pueden soportar por las paredes de los silos, mediante paredes de soporte separadas, que se extienden hacia la cimentación, mediante pilastras conectadas a las paredes inferiores del silo, mediante columnas independientes o por una combinación de éstas. Los fondos de los silos que descargan sólo por gravedad deben tener superficies interiores lisas y sus paredes inclinadas deben tener una pendiente mayor que el ángulo de reposo del material que va a ser almacenado.

Para los silos con losas horizontales, sin tolvas y fondos sin adecuada pendiente, en la que los materiales no se descargan por gravedad, el material almacenado forma un flujo de embudo cónico por encima de la abertura de descarga. Esta inclinación del cono usualmente excede el ángulo de reposo del material almacenado. Los materiales en la zona muerta, que están a un lado del flujo, deben removerse manualmente o mediante aditamentos especiales o aireación. En la zona muerta, algunos materiales pueden degradarse. El carbón puede encenderse por combustión espontánea.

Los huecos de las tolvas deben diseñarse cuidadosamente, para producir el flujo deseado. Esto depende de factores como el tamaño, la forma de la abertura, la pendiente y la rugosidad de las paredes de la tolva y las propiedades de los materiales almacenados. El diseño de las tolvas se simplifica cuando se utiliza aireación para la descarga de los materiales.

### **Losas de fondo**

Una estructura de fondo de un silo debe diseñarse para las cargas que generan los materiales almacenados, el peso propio, el peso de los equipos, las plataformas, las estructuras que se cuelgan del fondo y ocasionalmente los sismos y los efectos de la temperatura.

**Descargas excéntricas.** La influencia de la descarga excéntrica sobre la presión vertical es desconocida y la práctica común es ignorar la descarga excéntrica,



cuando se calcula la presión en los fondos planos o utilizar un factor de sobrepresión.

Para tolvas rectangulares o cuadradas, generalmente se supone que el incremento de presión máxima ocurre en ambas paredes adyacentes a la abertura excéntrica y en el lado opuesto. Para tolvas cónicas, el incremento de presión ocurre alrededor de todo el perímetro.

Por simplicidad, el radio hidráulico puede suponerse constante, dentro de la profundidad de la tolva, e igual al de la parte superior de la tolva. El máximo valor de la presión excéntrica puede calcularse usando las dimensiones del silo en la parte superior de la tolva y puede suponerse constante para la profundidad de la tolva o para la parte de material que forma la descarga. Las descargas excéntricas deben considerarse, en cualquier caso, con aberturas múltiples, ya sea que las aberturas estén o no localizadas simétricamente.

### **Fondos planos**

Un fondo plano simple es una losa horizontal, generalmente con espesor uniforme. El fondo plano puede estructurarse con un sistema de vigas y losa. Para asegurar el flujo del material, generalmente se construye alrededor de las aberturas de descarga una tolva mediante un relleno de concreto. Este relleno generalmente se hace con concreto pobre o algún material similar. Este puede tener un acabado liso del mismo concreto o el recubrimiento de una lámina de acero. Las aberturas concéntricas de la losa no deben exceder más de un tercio del diámetro del silo.

### **Fondos circulares planos**

Los momentos flexionantes radiales y tangenciales, para losas circulares con un hueco concéntrico, pueden calcularse con ecuaciones de teoría de placas y cascarones (Timoshenko, 1984).

Cuando un hueco concéntrico no es mayor que un décimo del diámetro del silo, el hueco se ignora en el cálculo de los momentos flexionantes de la losa. En este caso, acero de refuerzo extra superior e inferior sustituye al que se elimina por la presencia del hueco alrededor del mismo. Las losas de fondo con aberturas múltiples o excéntricas deben ser analizadas utilizando un método de elemento finito.

## Fondos rectangulares planos

Los silos rectangulares tienen dimensiones limitadas, debido a que las paredes serían antieconómicas para grandes dimensiones. Entonces, el claro de la losa de fondo es pequeño y generalmente se soportan a lo largo de sus extremos únicamente. Las losas usualmente son de espesor uniforme y pueden soportarse simplemente o en forma continua con las paredes. En grupos de silos se puede extender continuamente una losa común bajo el grupo completo.

Como la losa de fondo está sujeta esencialmente a presión uniforme, los métodos de análisis y diseño, utilizados para losas en dos direcciones, son satisfactorios.

### 1.3.3 TOLVAS CÓNICAS

Las tolvas cónicas de concreto pueden estar unidas rígidamente a las paredes del silo pero, comúnmente están soportadas sobre una viga anular, alrededor de su perímetro superior. El fondo del cono, preferiblemente, no debe restringirse o soportarse. La tolva cónica está sujeta a dos fuerzas de tensión de membrana: la fuerza meridional,  $F_m$ , que es paralela a la línea de las generatrices del cono y, la fuerza tangencial, que está en el plano del cascarón y es horizontal. La fuerza meridional por unidad de ancho a cualquier profundidad, se calcula según el equilibrio de las cargas sobre el cono debajo de esta profundidad. Generalmente, se usan las dimensiones de la parte superior de la tolva para calcular la presión de diseño, ignorando la reducción de la sección transversal dentro de la tolva.

El espesor mínimo aceptable para el cono debería determinarse considerando un ancho de grieta aceptable para las paredes de un silo circular. El espesor mínimo requerido no debe ser menor que 125 mm.

Si la tolva se soporta sobre todo el perímetro de las paredes del silo, las vigas de anillo, generalmente se diseñan para la componente horizontal de  $F_{mu}$  únicamente. Si las paredes de la tolva son excéntricas al centroide de la viga de anillo, la viga también recibirá momentos flexionantes uniformes. La viga de anillo colada monolíticamente con la tolva cónica es muy rígida y este momento se omite usualmente en el diseño de la viga de anillo, con todo su perímetro soportado.

Si se conecta el extremo superior de la tolva con una llave de cortante, alrededor de las paredes del silo, o si es monolítico con las paredes, se debe considerar el refuerzo negativo adecuado en las paredes de la tolva, en la intersección de la

tolva y las paredes del silo. Este acero negativo debe extenderse dentro de las paredes del silo, para completar el anclaje por adherencia.

Las vigas de anillo y los extremos superiores de las tolvas cónicas, soportadas en puntos aislados a lo largo de sus bordes, mediante columnas, pilastras o huecos en paredes, pueden diseñarse como una viga de anillo de concreto que soporta la tolva en forma individual. Si se desea, la rigidez y la resistencia que tiene la tolva de concreto, pueden agregarse a la viga considerando en forma aproximada un ancho de las paredes de la tolva para actuar como una parte de la viga de anillo.

#### **1.3.4 TOLVAS PIRAMIDALES**

Las tolvas piramidales de concreto se utilizan en silos rectangulares y pueden soportarse de los extremos de las vigas o en las paredes construidas del silo.

Una desventaja de las tolvas piramidales es que las paredes están sujetas a tensión biaxial y a flexión en dos direcciones. Además, las paredes de las tolvas pueden tener, también, flexión en su plano, cuando son continuas con las paredes superiores del silo y cuando las paredes del silo tienen grandes huecos inmediatamente debajo de esta conexión.

#### **1.3.5 COLUMNAS DE SOPORTE**

Las columnas de soporte de silos o fondos de silos tienen grandes relaciones de carga muerta a carga viva. Bajo la carga total para un período largo de tiempo, el concreto de las columnas se relaja por fluencia, transfiriendo gran parte de esta carga al acero vertical. Cuando estas columnas no están cargadas, el acero se expande elásticamente, tendiendo a desarrollar grietas horizontales en el concreto.

Para contrarrestar esta tendencia, Lipnitski y Abramovitsch, sugieren que el área de acero de refuerzo vertical no sea mayor de 0.015 del área gruesa de la columna de concreto (Lipnitski, 1967). El ACI 313 da un límite de 0.02 veces el área gruesa de la columna. Para columnas con momentos flexionantes y cargas axiales es más difícil observar estos límites.

#### **1.3.6 TECHOS**

Los sistemas de techos de los silos se soportan sobre las paredes. La cubierta del silo debe conectarse a las paredes, para prevenir los movimientos laterales.



Un segundo tipo de conexión permite movimientos laterales hasta un límite predeterminado y previene movimientos adicionales.

El primer tipo (techo empotrado) previene que las paredes del silo se expandan libremente bajo presión interna. Las fuerzas de restricción en la parte superior de las paredes causan momentos flexionantes verticales y frecuentemente, agrietamiento horizontal de las paredes de concreto.

Una ventaja de los techos empotrados es que rigidizan las paredes y reducen los desplazamientos laterales. Los techos empotrados son útiles cuando se aplican cargas laterales grandes al techo y deben transmitirse a las paredes.

Una ventaja del segundo tipo (techo soportado libremente) es que el techo puede expandirse y contraerse independientemente de las paredes, causando mucho menor fuerza horizontal para transmitirse a la parte superior de las paredes. En grupos de silos es aconsejable dividir el techo en unidades pequeñas, libremente soportadas, de tal manera que el movimiento de cada unidad no afecte a la otra.

Cuando un techo se soporta libremente, la parte superior de las paredes de concreto debe terminarse con una superficie suave. Se debería colocar un material elastomérico o neopreno, en toda el área de contacto.

Cuando se utiliza un techo con posibilidades de deslizarse, es importante proveer medios positivos para prevenir movimientos laterales excesivos. Debe determinarse una cantidad de movimiento tolerable, para permitir que el silo se expanda bajo presión y bajo expansión y contracción, debido a los cambios de temperatura. Además de esto, se deben proveer restricciones para evitar que el techo se deslice bajo cargas cíclicas repetitivas, como en el caso de cargas de transportadores.

La estructura de techo más común, consiste en losas de concreto reforzado sobre vigas de acero, debido a que este sistema puede adaptarse como plataforma de trabajo en la construcción del silo con cimbra deslizable.

Cuando las vigas de acero se incorporan a la plataforma de trabajo de cimbra deslizable, las vigas entran dentro de las caras de las paredes de 25 a 50 mm en cada extremo de la viga. Por lo tanto, deben de proveerse conexiones especiales. Después de la terminación del deslizado, estas conexiones se extienden dentro de los huecos de apoyo de las paredes.

Cuando la losa se ancla mediante llaves de cortante o conectores, la losa proporciona soporte lateral a las paredes. En este caso, la losa está sujeta a

tensión y flexión combinadas. Si la tensión es importante ésta debe considerarse en el diseño de la losa.

### **1.3.7 CIMENTACION**

Se utilizan varios tipos de cimentación para silos: losas de cimentación, zapatas aisladas, zapatas continuas circulares, zapatas combinadas, pilotes o pilas de cimentación.

Cada diseño en particular se basará en el reporte de mecánica de suelos y en las condiciones del suelo del sitio seleccionado. De acuerdo con esta información, el diseñador deberá determinar el tipo de cimentación más apropiado para el proyecto especificado.

## **1.4 CARGAS EN SILOS**

Las principales cargas para el diseño de silos provienen de la acción de los materiales almacenados; también, se consideran las cargas y fuerzas de otras fuentes, incluyendo cargas muertas, cargas de equipo; viento; cargas vivas de piso y techo; cargas sísmicas; fuerzas térmicas y fuerzas aplicadas por la restricción de los elementos conectados.

### **1.4.1 CARGAS MUERTAS**

Las cargas muertas incluyen el peso propio del silo (paredes, techo, vigas de anillo, tolva) más otros elementos que se soportan sobre el silo. Estos elementos pueden ser escaleras exteriores o interiores y plataformas de servicio, equipo sobre el techo del silo (como colectores de polvo y transportadores), edificios soportados en el techo, galerías, etc.

La mayoría de estas cargas muertas pueden ser estimadas en las primeras etapas de diseño del silo. Si la estimación de cargas no es suficientemente precisa, ésta podría corregirse después, en el desarrollo del diseño.

Las cargas muertas de los fondos de los silos que se soportan independientemente (es decir, que no se soportan en las paredes de los silos) deben separarse de las cargas que afectan directamente las paredes de los silos.

### 1.4.2 CARGAS VIVAS

Las presiones debidas a los materiales almacenados, de acuerdo con los métodos de resistencia, se consideran como cargas vivas y se describen más adelante. En algunas ocasiones, en que los materiales almacenados se apilan contra el exterior de las paredes del silo, también se consideran como carga viva.

Las cargas vivas de plataformas, techos y pisos deben considerarse según los códigos correspondientes para el diseño de edificios o estructuras. En algunos casos, algunos materiales se acumulan con el tiempo sobre los techos y pisos (por ejemplo el polvo de cemento) y pueden causar cargas vivas significativas, mayores que las que especifican los códigos.

Para determinar las cargas en las paredes de los silos provenientes de los materiales almacenados, el diseñador debe considerar las condiciones de flujo que van a prevalecer. Cualquier método apropiado se puede utilizar para determinar las presiones de diseño. Más adelante, se presentan algunos métodos para calcular las presiones estáticas laterales y verticales, incluyendo los factores de sobrepresión correspondientes, los efectos de descarga excéntrica, los tipos de canales de flujo y algunas otras condiciones y las presiones de diseño en los fondos de los silos.

### 1.4.3 CARGAS DE VIENTO

La estructura de soporte del silo debe diseñarse para soportar los efectos de volteo causado por las fuerzas de viento. Estas cargas deben aplicarse de acuerdo con el código que rige en cada región.

Como en el caso de los edificios, las cargas de viento para silos pueden actuar en cualquier dirección, considerando una presión positiva en el lado que actúa el viento y sumando simultáneamente la presión negativa en el lado de sotavento. Para la distribución de presiones es importante considerar las estructuras adyacentes.

El viento puede afectar la estabilidad de los silos vacíos, los silos angostos o los grupos de silos, particularmente los silos de acero, madera o de fibra de vidrio. Las presiones de la cimentación y los esfuerzos en las columnas pueden ser más críticas si el silo está lleno. Si es posible considerar factores de reducción de acuerdo con el código correspondiente, podrían manejarse los siguientes valores que dependen de la forma de la sección transversal.

Silos individuales de sección hexagonal u octagonal	0.80
Silos individuales de sección circular	0.60
Grupos de silos (no se permite reducción)	1.00

La norma peruana de estructuras en lo referente a cargas debidas al viento nos indica que la velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

Donde:

- V<sub>h</sub>: velocidad de diseño en la altura h, en km/h.  
V: velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h.  
h: altura sobre el terreno en metros.

La carga exterior de viento (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará de la expresión:

$$P_h = 0.005 \cdot C \cdot V_h^2$$

Donde:

- P<sub>h</sub>: presión o succión del viento a una altura h, en kg/m<sup>2</sup>.  
C: factor de forma adimensional.  
V<sub>h</sub>: velocidad de diseño en la altura h, en km/h.

Para tanques de agua, chimeneas, silos y otros de sección circular o elíptica el factor de forma C=+0.70, el signo + indica presión (barlovento).

#### 1.4.4 CARGAS DE EQUIPOS

Además de la carga muerta, los equipos pueden aplicar cargas vivas importantes sobre la estructura del silo. Teóricamente, los fabricantes de los equipos deben proporcionar datos sobre las cargas de sus propios equipos; pero si los equipos producen vibración, pueden generar cambios en otras cargas. Por ejemplo, el material almacenado puede llegar a compactarse, adquiriendo una densidad más alta y la alteración de las características de flujo con el resultado de presiones laterales y verticales modificadas.

La vibración de los equipos puede afectar el silo entero. Las paredes, inclusive las de concreto, pueden vibrar en forma de óvalo, debido al equipo vibratorio sobre el techo del silo. Si el equipo por utilizar es vibratorio, es aconsejable considerarlo en el diseño; pero, si fuera posible, debería evitarse tal equipo.

Los transportadores de banda y sus soportes estructurales pueden incluir grandes cargas muertas y vivas a la estructura del silo. A menudo, los extremos de los transportadores se apoyan sobre el techo del silo. Esta estructura transmitirá cargas laterales de viento así como también cargas muertas y vivas.

Uno de los efectos más severos del transportador podría ser su expansión y contracción térmica, transmitiendo grandes fuerzas horizontales sobre la parte superior del silo, si es que no se incluyen juntas de expansión y contracción adecuadas. Se recomienda que los apoyos sean de tipo móvil sobre el silo. No deberían usarse apoyos articulados o fijos.

La tensión de la banda del transportador generalmente es soportada por la estructura del silo. Es recomendable incrementar la tensión de la banda en un 25 % del valor especificado, para tomar en cuenta el choque que puede ocurrir durante el arranque, cuando la banda está completamente cargada, a menos que el valor especificado considere esta condición.

#### **1.4.5 EFECTOS TERMICOS**

Dos tipos de efectos térmicos necesitan considerarse: (a) el gradiente de temperatura, muy importante en silos de concreto, causado por los materiales almacenados (tales como el cemento, clinker de cemento o ceniza volante, etc.), que son mucho más calientes que la temperatura del aire alrededor del silo, (b) los cambios de temperatura que ocurren diariamente debido a la exposición de los rayos solares que puede causar expansión y contracción. Los esfuerzos debido a estas acciones pueden ser suficientemente grandes para causar agrietamiento en las paredes de concreto. Los efectos de los cambios de temperatura en las temporadas de invierno y verano pueden tener un efecto similar, por lo que los esfuerzos térmicos debido a estos efectos, deben considerarse en el diseño de las paredes de los silos.

Los silos de acero pueden fallar por la expansión y contracción térmica diaria mientras que el material interior llega a ser más denso con cada movimiento del día.

También, los techos de concreto pueden afectarse por los cambios de temperatura y gradiente. Si los movimientos del techo no se controlan por los cambios de temperatura, el techo puede moverse de su posición original y causar serios daños.

El análisis de los esfuerzos térmicos, debido a la continuidad de las paredes, es complicado, aunque se puede hacer mediante métodos de elemento finito. Debido a la complejidad del análisis, algunos diseñadores no los consideran.

Un efecto térmico ignorado frecuentemente es la contracción y expansión de las paredes de los silos, en respuesta a la variación de la temperatura de las aberturas de salida y el calentamiento debido a la exposición del sol. A medida que las paredes se expanden, el área de la sección transversal se incrementa, permitiendo al material almacenado, moverse para llenar el espacio formado. Cuando las paredes se contraen, su movimiento hacia adentro se resiste por la presión pasiva del material almacenado. Las fuerzas agregadas por esta presión pueden ser muy grandes y agregar fuerzas de tensión circunferenciales significativas. Si el silo está conectado con otros elementos, los efectos térmicos también causarán momentos flexionantes cerca de los puntos de continuidad.

El ACI propone que el momento flector generado por la diferencia de temperatura sea igual a:

$$M_t = \frac{E_c \cdot t^2 \cdot \alpha_t \cdot \Delta T}{1 - \nu}$$

Donde:

- $M_t$ : Momento flector por unidad de ancho de la pared igual al momento flector por unidad de alto.
- $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.
- $t$ : Espesor de la pared del silo.
- $\alpha_t$ : Coeficiente de dilatación del concreto y del acero ( $9.9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )
- $\Delta T$ : Diferencia de temperatura, en  $^{\circ}\text{C}$ .
- $\nu$ : Módulo de Poisson del concreto igual a 0.20.

La temperatura de los materiales granulares calientes no es constante y disminuye cerca de las paredes del silo. Por ejemplo, en el caso de cemento caliente, se ha observado que la temperatura disminuye linealmente en una franja de ancho igual a 20 cm. Esta disminución es función de la velocidad de llenado y vaciado del silo, de la temperatura a la cual el material ingresa, de las



fluctuaciones de temperatura del medio ambiente y de los coeficientes de conductividad térmica del concreto, el aire y el material almacenado.

La experiencia ha demostrado que una diferencia de temperatura de 45°C no afecta apreciablemente la distribución de esfuerzos en la pared y por lo tanto puede ser ignorada. La temperatura interior de diseño será igual a la temperatura interior menos 45°C. La diferencia de temperatura,  $\Delta T$  será igual a:

$$\Delta T = (T_{i, \text{diseño}} - T_0) \cdot K_T$$

Donde:

$$T_{i, \text{diseño}}: T_i - 45^\circ\text{C}.$$

$T_i$ : Temperatura del material almacenado.

$T_0$ : Temperatura del medio ambiente en invierno.

$K_T$ : Cociente de la resistividad térmica de la pared entre la suma de las resistividades térmicas de un espesor  $t_m$  de material granular, de la pared y de una película superficial de aire externo. La resistividad térmica del aire es igual a 0.035 m<sup>2</sup>xhorax°C/Kcal y del concreto es igual a 0.645 m<sup>2</sup>xhorax°Cxm/Kcal, por unidad de espesor. Luego:

$$K_T = \frac{0.645t}{t_m R_m + 0.645t + 0.035}$$

Donde:

$R_m$ : Resistividad térmica del material granular por unidad de espesor, en m<sup>2</sup>xhorax°Cxm/Kcal.

$t_m$ : Espesor del material granular en el que la temperatura disminuye linealmente, en metros.

$t$ : Espesor de la pared, en metros.

Si el material almacenado es cemento, el valor de  $t_m R_m$  es igual a 0.803. En este caso, la expresión anterior queda transformada en:

$$K_T = \frac{0.645t}{0.837 + 0.645t}$$

#### 1.4.6 CARGAS DE RESTRICCIONES EXTERNAS

Un silo puede considerarse como una membrana flexible; por lo que las paredes de un silo circular, bajo una presión interior uniforme alrededor de la circunferencia, se expanden radialmente. Estas paredes tienen esfuerzos de tensión de membrana, pero no momentos flexionantes horizontales y,

verticalmente, tendrán compresiones que generen un pequeño momento; sin embargo, si cualquier punto de las paredes se fija o se tiene algo que resista su movimiento radial, ocurrirán pandeos locales o momentos horizontales y verticales importantes. Estos momentos flexionantes, donde los efectos se agregan a la tensión circunferencial y a la compresión vertical, podrían causar la falla de las paredes.

#### 1.4.7 CARGAS SÍSMICAS

Las cargas sísmicas pueden afectar la estabilidad y la resistencia de los silos. Las paredes y columnas pueden ser vulnerables a las fuerzas sísmicas y también la cimentación si es profunda.

Los silos que se vayan a construir en zonas sísmicas deben diseñarse y construirse de tal manera que soporten las fuerzas sísmicas laterales.

Suposiciones:

- a) Las fuerzas sísmicas pueden actuar en cualquier dirección.
- b) Al calcular la fuerza sísmica lateral debida a la masa del material granular almacenado, se debe de suponer que el silo está lleno pero tomando la fuerza lateral menor que la que se aplicaría para una masa sólida. Se permite la reducción de la fuerza lateral porque hay pérdida de energía debida al movimiento inter granular y a la fricción grano contra grano del material almacenado.
- c) Para calcular las fuerzas sísmicas en silos se utilizará no menos del 100% del peso del material almacenado como carga efectiva,  $W_{ef}$ . El centroide de dicha carga viva efectiva coincidirá con el centroide del volumen real del material almacenado.

Cuando el sistema de soporte del fondo del depósito es independiente de los muros, la fuerza lateral de la acción sísmica del peso efectivo ( $W_{ef}$ ) del material almacenado se distribuirá entre esas dos estructuras independientes de acuerdo con su rigidez relativa.

##### Fuerza sísmica mínima

- a) La fuerza sísmica lateral total o el cortante en la base se ha de calcular por medio de la fórmula usada en la Norma Técnica E.030 97 – DISEÑO SISMO RESISTENTE:

$$H = \left( \frac{Z_{USC}}{R} \right) \cdot P$$



Donde:

P=  $W_e + W_{ef}$ , siendo  $W_e$  el peso de la estructura.

Z= Factor de zona, Aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y toma valores de  $Z=0.15, 0.30$  y  $0.40$  para las zonas 1, 2 y 3 respectivamente.

S= Parámetros del tipo de suelo.

Tabla N° 1.01 – Parámetros del tipo de suelo

TIPO	DESCRIPCION	To (s)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran potencia	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Fuente: NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE; Pág. 10

(\*) Los valores de  $T_o$  y  $S$  para este caso serán establecidos por el especialista pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

C= Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

$$C = 2.5 \left( \frac{T_o}{T} \right)^{1.25} \quad C \leq 2.5$$

Siendo  $T$  el periodo de la estructura, calculado del análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masa en la estructura.

U= Categoría de la edificación

Tabla N° 1.02 – Categoría de las edificaciones

Categoría	Edificación	U
A	Esenciales	1.5
B	Importantes	1.3
C	Comunes	1.0
D	Menores	*

Fuente: NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE; Pág. 12

(\*) A criterio del proyectista

R= Coeficiente de reducción.

Tabla N° 1.03 – Sistemas estructurales

Sistema estructural	R
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Concreto armado	
Pórticos	8
Silos, chimeneas de concreto armado	5
Sistema dual	7
Albañilería armada / confinada	3
Madera	7

Fuente: NORMA TECNICA E 030 DISEÑO SISMO RESISTENTE, Pág. 14

- b) Para el análisis dinámico se podrá emplear los procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo – historia. Para el análisis por Superposición espectral, en cada una de las direcciones analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \left( \frac{ZUSC}{R} \right) \cdot g$$

### 1.5 PRESIONES OCASIONADAS POR EL MATERIAL ALMACENADO

Originalmente, no se reconocían la importancia de la fricción vertical entre el material almacenado y las paredes de los silos; se suponía que las presiones laterales variaban hidrostáticamente. Esta suposición a menudo daba resultados demasiado conservadores. Posteriormente, los métodos analíticos fueron desarrollados de tal manera que consideran la fricción de las paredes de los silos, con los cuales se puede calcular: (a) la presión del material almacenado en contra de las paredes verticales, de las superficies inclinadas y de los fondos planos; (b) las fuerzas de fricción y de compresión de las paredes; y (c) las presiones verticales a varias profundidades en el propio material almacenado.

Algunos de estos métodos dan presiones estáticas (presiones cuando el material está en reposo) únicamente. Durante el llenado o vaciado de un silo, las presiones pueden ser más grandes que la estática. Además, las presiones pueden diferir si no existe simetría, como en el caso en que las aberturas de

descarga se localizan excéntricamente. Los diseñadores estructurales necesitan conocer la presión total final o la presión de diseño. Esta presión de diseño se puede estimar mediante la modificación de la presión estática calculada para tomar en cuenta los movimientos del material, las descargas excéntricas y otras condiciones que afectan las presiones, o mediante el uso de métodos analíticos que pretenden dar las presiones de diseño directamente.

### 1.5.1 MATERIALES ALMACENADOS

Las propiedades físicas de los materiales almacenados en silos influyen sobre el flujo de extracción y las fuerzas que los materiales aplican al fondo y a las paredes del silo. Obviamente, las propiedades variarán para cada material en particular, pero también, pueden variar para un mismo material supuestamente uniforme. Esta variación de las propiedades físicas, puede deberse a la edad del material, al grado de compactación y a cambios del medio ambiente.

Para el cálculo de las presiones, las propiedades más importantes de los materiales son el peso unitario ( $\gamma$ ), el ángulo de fricción interna ( $\rho$ , aproximadamente el mismo que el ángulo de reposo) y el coeficiente de fricción ( $\mu'$ ) entre el material almacenado y las paredes del silo.

Algunos de los factores que influyen en estas propiedades son:

1. Contenido de humedad del material almacenado.
2. Gradación de las partículas.
3. Angulosidad de las partículas.
4. Tiempo de almacenamiento.
5. Temperatura del material.
6. Velocidad de llenado.

Esta tabla da valores típicos que fueron obtenidos mediante pruebas, pero no es posible dar valores precisos o intervalos de valores para cualquier tipo de material, por lo que debe tomarse con reservas el uso de esta tabla.

Las expresiones presentadas en la Tabla N° 1.04 permiten determinar las presiones y fuerzas generadas por el material en reposo. Durante el vaciado del silo, éstas se incrementan y se obtienen multiplicando las cargas estáticas por el factor de sobrepresión  $C$ , o por el factor de impacto  $C_1$ . El diseño se efectúa con el mayor valor obtenido.

Tabla N° 1.04 - Características de algunos tipos de materiales almacenados en silos.

Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Coeficiente de fricción contra las paredes		Angulo de reposo (en grados)
		Contra concreto	Contra acero	
Trigo	750 a 840	0.29 a 0.47	0.26 a 0.42	24 a 26
Maíz	780 a 820	0.29 a 0.47	0.26 a 0.42	26 a 29
Soya	800 a 950	0.23	0.26 a 0.42	23
Cemento	1400 a 1500	0.36 a 0.45	0.30	30 a 40
Avena	500 a 540	0.29 a 0.47	0.26 a 0.42	26 a 28
Grava	1600 a 2000	0.40 a 0.45		25 a 35

Fuente: MEDINA ALAFARO, José Martín; 2002: Pág. 5

En la Tabla N° 1.05 se presentan los coeficientes de sobrepresión de acuerdo a las dimensiones del silo. Para cada relación H/D se presenta dos columnas. La primera, encabezada por la letra J, está conformada por los factores que se usan en combinación con las fórmulas de Janssen y la segunda, titulada R, se emplea con las expresiones de Reimbert. Para silos de sección circular, el parámetro H, es igual a  $D \tan \alpha$  y para silos rectangulares es igual a  $a \tan \alpha$  y  $b \tan \alpha$  para cada cara. Los coeficientes de sobrepresión presentados en la Tabla N° 1.05 dan resultados adecuados cuando el silo presenta flujo de embudo. Los coeficientes son poco conservadores si se produce flujo masivo, por lo que se busca dimensionar el silo para que éste no se presente.

Otras propiedades que pueden influir en el flujo de extracción y las presiones son el tamaño de las partículas y su graduación, lo cual afecta el contenido de humedad, la resistencia física que afecta el grado de compactación, la cohesión y las características de expansión y contracción.

Tabla N° 1.05 - Coeficientes de sobrepresión para el cálculo de la presión de vaciado.

Parte del silo	$\frac{H}{D} < 2$		$2 \leq \frac{H}{D} < 3$		$3 \leq \frac{H}{D} < 4$		$4 \leq \frac{H}{D} < 5$		$\frac{H}{D} \geq 5$	
	J	R	J	R	J	R	J	R	J	R
Zona superior de altura $H_1$	1.35	1.10	1.45	1.20	1.50	1.25	1.60	1.30	1.65	1.35
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.45	1.20	1.55	1.30	1.60	1.35	1.70	1.40	1.75	1.50
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.55	1.45	1.65	1.55	1.75	1.60	1.80	1.70	1.90	1.75
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Zona inferior de altura $(H-H_1)/4$	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Tolva o embudo										
Fondo de concreto	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50
Fondo de acero	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75

Fuente: HARMSEN, Teodoro E.; 2002: Pág. 516

El peso unitario,  $\gamma$ , puede variar con la profundidad abajc de la superficie del material almacenado; el material inferior estará más compactado que el superior y también puede variar con el tiempo de almacenaje y el método de llenado.

En la Tabla N° 1.06 se muestran los valores de los coeficientes de impacto de acuerdo a la velocidad de vaciado y al material del fondo del silo.

Tabla N° 1.06 - Coeficientes de impacto para el cálculo de la presión de vaciado.

Relación del volumen vertido en una carga a la capacidad del silo.	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 y menor
Fondo de concreto	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
Fondo de acero	1.75	1.60	1.50	1.35	1.25

Fuente: HARMSEN, Teodoro E.; 2002: Pág. 516

En cualquier momento, el peso unitario puede llegar a variar y, por lo tanto, es prudente obtener las propiedades de los materiales con pruebas de laboratorio, cubriendo un amplio espectro de materiales. Los resultados de las pruebas deben incluir los datos de  $\gamma$ ,  $\rho$  y  $\mu'$  y puede también considerarse la variación de estas propiedades con presión aplicada a estos materiales.

El coeficiente de fricción,  $\mu'$ , entre el material almacenado y las paredes del silo puede variar también con la edad del silo. Si las paredes son metálicas o de concreto, la superficie probablemente llegue a ser más lisa con la edad, generada por la abrasión, debido al deslizamiento del material sobre las paredes. Los materiales polvorosos, como el cemento, pueden adherirse a la superficie de las paredes causando que el coeficiente de fricción  $\mu'$  se aproxime al coeficiente de fricción interna ( $\tan \rho$ ). Los materiales que contienen aceites o ceras (por ejemplo las semillas de soya) pueden lubricar las paredes reduciendo el coeficiente de fricción,  $\mu'$ , e incrementando la presión lateral sobre las paredes.

En lo posible, las propiedades de los materiales  $\gamma$ ,  $\rho$  y  $\mu'$ , deben determinarse mediante pruebas de laboratorio, cubriendo la totalidad de los materiales que van a ser almacenados. Desafortunadamente, en algunos casos, los productos terminados no existirán hasta que el silo y el resto de la planta hayan sido construidos, por lo que las propiedades de estos materiales no podrán conocerse exactamente. En estos casos, el uso de tablas con datos aproximados debe hacerse con mucha precaución y con la experiencia del propietario de la planta para determinar las propiedades para el diseño del silo.

Algunos materiales almacenados son calientes, como el caso del cemento, el clinker de cemento, la ceniza volante, etc. Los grandes volúmenes de material caliente almacenado pueden causar esfuerzos térmicos de importancia sobre el fondo, el techo y las paredes de la estructura del silo. Es muy importante conocer las temperaturas a las que van a estar sujetos los materiales almacenados. Por otro lado, no se aceptaría como normal que los materiales fríos pudieran causar tantos problemas como los materiales calientes.

Los coeficientes de sobrepresión e impacto estiman el incremento de presiones sobre el silo cuando el dispositivo de salida está centrado. Si la abertura es adyacente a una pared, las presiones sobre ésta se incrementarán. Este incremento se puede considerar igual a un 25% de la presión horizontal estática, es decir, sin amplificarla por los coeficientes de impacto. Para excentricidades menores, se puede interpolar linealmente el incremento de la presión. Desde la



parte superior de la tolva hasta una altura igual a D (o al mayor valor entre a y b para silos rectangulares) este incremento puede considerarse constante. Para niveles mayores, el incremento se disminuye linealmente hasta ser nulo en la parte superior del silo. Lo anterior es equivalente a:

- Si  $H-D \leq Y \leq H$ .....  $p = C_d \cdot p + 0.25 \cdot p_H \cdot \frac{e}{r}$
- Si  $0 \leq Y \leq H-D$ .....  $p = C_d \cdot p + 0.25 \cdot p_H \cdot \frac{e}{r} \cdot \frac{Y}{H-D}$

Donde:  $p_H$ : Presión horizontal en el fondo del silo.

En silos circulares es conservador considerar que la presión radial en todo el silo es incrementada por efecto de la descarga excéntrica. La verdadera distribución de esfuerzos no se conoce, pero si se refuerzan ambas caras de las paredes, la estructura estará en capacidad de absorber estos esfuerzos adicionales.

### 1.5.2 MÉTODOS PARA CALCULAR LA PRESION ESTÁTICA

Estos métodos están basados en el equilibrio del material almacenado en una condición estática. No se considera la interacción elástica con la estructura del silo, ni tampoco la energía de deformación del material almacenado ni de la estructura. Estos métodos analíticos están correlacionados con pruebas de medición que concuerdan en varios aspectos. Se presentan tres métodos para la evaluación de las presiones estáticas.

#### TEORÍA DE JANSSEN

El inicio en el cálculo de presiones de materiales almacenados tuvo lugar en 1895, cuando H. A. Janssen desarrolló las ecuaciones para calcular las presiones laterales y verticales de materiales granulares en silos profundos.

Su principal objetivo es la estimación de las presiones verticales que se producen en el interior de la masa de grano almacenado, y las presiones horizontales que se ejercen sobre la pared del silo a distintas alturas. Las hipótesis de partida que considera esta teoría son las siguientes:

- Las presiones verticales,  $p_v$ , permanecen constantes en el caso de superficies horizontales.
- El valor del ángulo de rozamiento entre la pared y el material almacenado,  $\delta$ , es constante.

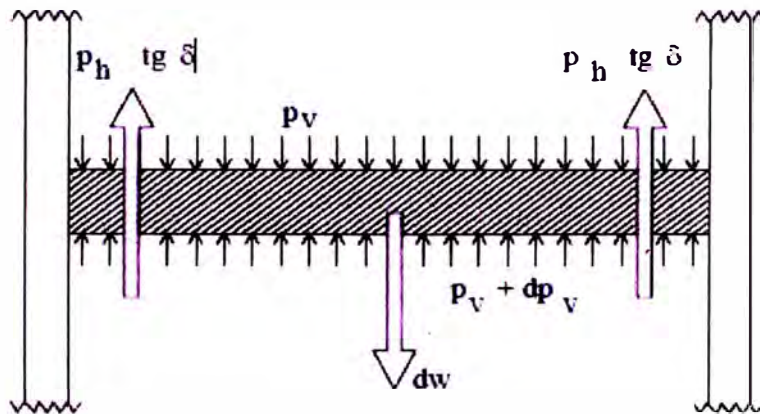
- El peso específico del material almacenado,  $\gamma$ , no varía en ningún punto del silo.
- Se considera que las paredes del silo son completamente rígidas.
- La relación entre las presiones horizontales y verticales,  $k$ , es constante para cada altura del silo e igual a:

$$k = \frac{p_h}{p_v}$$

Donde  $p_h$  representa las presiones horizontales; y  $p_v$  son las presiones verticales.

- Se pueden aplicar las teorías de Mohr-Coulomb y Rankine para los materiales granulares almacenados en el silo.

Figura N° 1.04 - Elemento de silo de altura  $dz$ .



Fuente: AYUGA, Francisco: 1995: Pág. 29

Una vez establecidas las hipótesis de partida, se considera un elemento diferencial situado a una profundidad  $z$ , y con una altura,  $dz$ , donde se establece un equilibrio entre las fuerzas actuantes, y a partir del cual se podrán calcular las presiones ejercidas sobre la pared en cada altura del silo. De esta forma, si el material almacenado se encuentra en reposo, se establecerá un equilibrio entre el peso del elemento diferencial considerado,  $dw$ , y las presiones verticales existentes,  $p_v$ ,  $p_v+dp_v$ , y las fuerzas de rozamiento aparecidas debido al empuje del material sobre las paredes;  $p_h \cdot tg \delta$

$$p_h \cdot tg \delta \cdot dz \cdot U + (p_v + dp_v - p_v) \cdot A - dw = 0$$

$$dw = \gamma \cdot A \cdot dz$$

Donde,  $U$  es el perímetro de la pared del silo para la altura  $z$  considerada;  $A$ , es el área de la sección isóbara del silo;  $\gamma$ , es el peso específico del material



almacenado; y  $\delta$ , es el ángulo de rozamiento entre la pared del silo y el material almacenado. Por otro lado, la relación entre las presiones horizontales y verticales se puede expresar en su forma diferencial:

$$k \cdot dp_v = dp_h$$

Además, debe considerarse la condición de contorno por la cual el empuje horizontal en la parte superior del silo es nulo, lo que significa que para  $z=0$  entonces  $p_h=0$ .

Finalmente, si se resuelven las ecuaciones, se obtiene la expresión general de la fórmula de Janssen.

$$p_h = \frac{\gamma}{\text{tg}\delta} \cdot \frac{A}{U} \cdot \left(1 - e^{-(U/A \cdot k \cdot \text{tg}\delta) \cdot z}\right)$$

En la figura N° 1.05 se ha dibujado la ecuación anterior que representa una curva exponencial cuyo valor asintótico para  $z \rightarrow \infty$ , coincide con el valor de la presión horizontal máxima,  $p_{\max}$ :

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot r}{\mu}$$

Donde  $r$ , es el radio hidráulico de la sección del silo ( $r = A/U$ ); y  $\mu$ , es el coeficiente de rozamiento con la pared ( $\mu = \text{tg} \delta$ ). Por otro lado, si se tiene en cuenta el punto de corte de la tangente en el origen ( $z = 0$ ) y la asintota, se obtiene la ordenada característica,  $z_0$ :

$$z_0 = \frac{r}{k \cdot \mu}$$

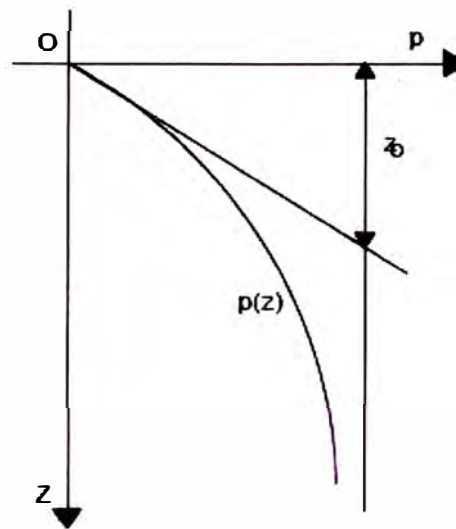
De esta forma, sustituyéndose las ecuaciones anteriores, se puede obtener la expresión más conocida de la fórmula de Janssen:

$$p_h = p_{\max} \cdot \left(1 - e^{-z/z_0}\right)$$

Una de las principales dificultades del método radica en la selección del valor de la relación entre presiones horizontales y verticales,  $k$ . Así, Koenen (1895) adoptó la tasa para el estado activo de presiones de Rankine:

$$k = \frac{1 - \text{sen}\varnothing}{1 + \text{sen}\varnothing}$$

Figura N° 1.05 - Presiones en función de la profundidad de almacenamiento.



Fuente: AYUGA, Francisco; 1995: Pág. 29

Donde  $\phi$  es el ángulo efectivo de rozamiento interno. En cambio, Pieper y Wenzel (1963) expresaron que dicho valor era excesivamente bajo, por lo cual propusieron la relación empírica:

$$k = 1 - \text{sen}\phi$$

Por otro lado, Walker (1966) hizo notar que el material almacenado situado en contacto con la pared del silo no podía soportar las respectivas tensiones tangenciales si se suponía la existencia del estado plástico correspondiente al estado activo de Rankine. En esa situación,  $k$  se calcula suponiendo que el material situado en contacto con la pared está deslizando hacia abajo en un estado de rotura:

$$k = \frac{1 + \text{sen}^2\phi - 2 \cdot \sqrt{\text{sen}^2\phi - \mu^2 \cdot \cos^2\phi}}{\cos^2\phi + 4 \cdot \mu^2}$$

Esta expresión conduce a un valor de  $k$  igual a la ecuación anterior, cuando se trata de paredes lisas y a un valor de:

$$k = \frac{1 - \text{sen}^2\phi}{1 + \text{sen}^2\phi}$$

para aquellas paredes tan rugosas donde las partículas del material deslizan unas sobre otras. Walters (1973) extendió este análisis para contemplar la no-uniformidad de las tensiones verticales en una rebanada horizontal del material almacenado situada a gran profundidad, y suponiendo que la masa entera se encuentra en un estado de plastificación:

$$k = \frac{1 - \operatorname{sen}^2 \varnothing}{1 + \operatorname{sen}^2 \varnothing + 4 \cdot \cos \varnothing \cdot \left[ \tan^3 \varnothing - \left( \tan^2 \varnothing - \mu^2 \right)^{3/2} \right] / 3 \cdot \mu^2}$$

Ante la creciente complejidad en las ecuaciones empleadas para la determinación del coeficiente  $k$ . Jenike et al. (1973) sugirieron un valor  $k=0.40$  y Homes (1972) un valor de  $k=0.45$  que fuesen aplicables a una gran variedad de materiales habitualmente almacenados en silos.

A lo largo del siglo XX se realizaron numerosos ensayos experimentales en silos. Como consecuencia de estas investigaciones, se pudo concluir que las presiones predichas por la ecuación de Janssen para un silo se ajustaban bastante bien a los valores experimentales medidos. Sin embargo, algunos fenómenos registrados como la sobrepresión durante los primeros instantes del vaciado o las asimetrías de las presiones durante el llenado provocan que la ecuación de Janssen no pueda ser aplicada de forma universal.

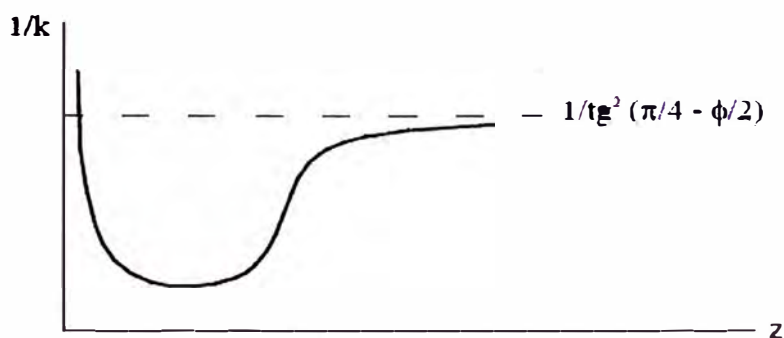
## TEORIA DE LOS HERMANOS REIMBERT

La teoría de Janssen y Köenen ha sido profusamente utilizada, hasta el punto de que aún hoy constituye la base de la normativa de silos vigente. Sin embargo, durante la década de 1940 se demostró que durante el vaciado podían llegar a registrarse presiones horizontales hasta cuatro veces superiores a las deducidas según la ecuación de Janssen.

Además, algunas hipótesis de partida de la ecuación de Janssen fueron muy cuestionadas, de tal manera que se desarrollaron otros métodos de cálculo, como el propuesto por Reimbert y Reimbert (1956).

Una premisa fundamental de la ecuación de Janssen es la existencia de un valor constante de la relación entre las presiones horizontales y verticales,  $k$ , con independencia de la profundidad del silo considerada, su forma geométrica o su radio hidráulico. En cambio, los resultados experimentales obtenidos por los hermanos Reimbert (Reimbert y Reimbert. 1956) en maquetas y silos reales demostraban la ausencia de constancia del coeficiente  $k$ . De esta forma, el valor de  $k$  no sólo varía según la forma geométrica del silo o su radio hidráulico, sino que también lo hace para cada tipo de silo en función de la profundidad considerada,  $z$ , tal y como se puede apreciar en la figura N° 1.06.

Figura N° 1.06 - Variación de  $1/k$  con la profundidad de almacenamiento.



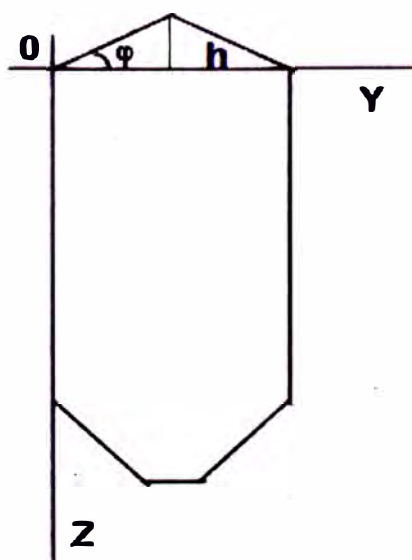
Fuente: Gallego Vásquez, Eutiquio; 2006: Pág. 10

Con el procedimiento de los hermanos Reimbert, la presión y la carga sobre el fondo son equilibradas con la fuerza de rozamiento generada en la fricción del grano con la pared,  $F_z$ , la cual depende a su vez de la profundidad considerada. En la figura N° 1.07 se observan las principales dimensiones de un silo cilíndrico, donde dada una profundidad inicial  $z = 0$ , la carga inicial,  $Q_0$ , se corresponde con el peso del copete superior:

$$Q_0 = (1/3) \cdot \gamma \cdot S \cdot h$$

Siendo  $\gamma$  el peso específico del material ensilado;  $S$  es la sección del silo analizado; y  $h$  es la altura del copete, que puede expresarse como  $h = r \cdot tg \phi$ , donde  $r$  es el radio del silo.

Figura N° 1.07 - Dimensiones del silo cilíndrico.



Fuente: Gallego Vásquez, Eutiquio; 2006: Pág. 10

Al igual que hizo Janssen, los hermanos Reimbert establecen un equilibrio de fuerzas en una sección diferencial del silo,  $dz$ . De esta forma, las expresiones

que determinan las presiones horizontales,  $p_h$ , y verticales,  $p_v$ , a una determinada profundidad son:

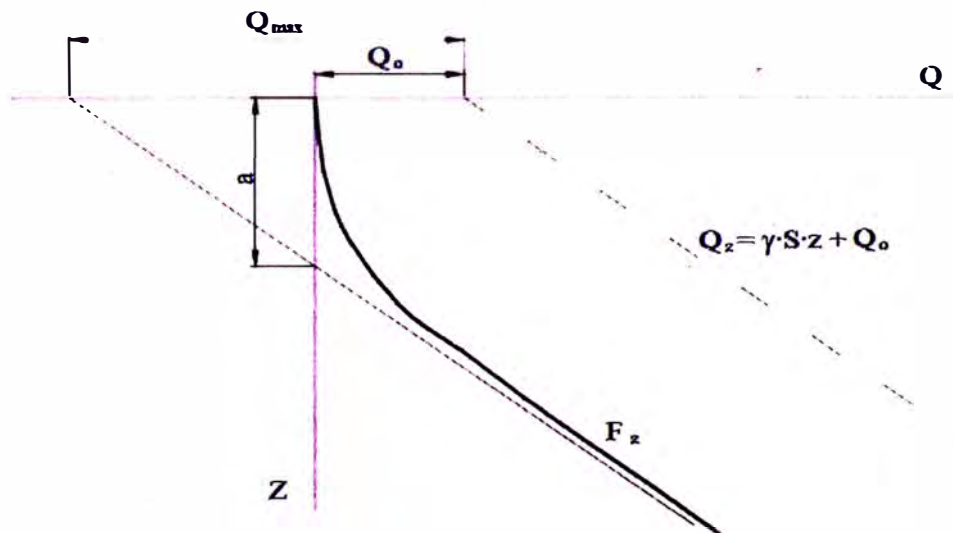
$$p_h = \frac{(dF_z / dz)}{U \cdot \operatorname{tg} \delta}$$

$$p_v = \gamma \cdot \left( z + \frac{h}{3} \right) - \frac{F_z}{S}$$

Donde  $U$  es el perímetro del silo a la profundidad  $z$  considerada;  $\delta$ , es el ángulo de rozamiento del material con la pared; y  $S$ , es la sección del silo a la profundidad  $z$ .

Por otro lado, se comprobó experimentalmente que la fuerza de rozamiento,  $F_z$ , podía expresarse en función de la profundidad  $z$  mediante una rama de hipérbola como la mostrada en la figura N° 1.08. Se puede apreciar que dicha curva tiene una asíntota paralela a la recta de cargas a profundidad  $z$ ,  $Q_z$ . Asimismo, también se observa que si el silo poseyera una profundidad infinita, la carga sobre el fondo sería igual a  $Q_{\max}$ .

Figura N° 1.08 - Variación de la fuerza de rozamiento con la profundidad.



Fuente: Gallego Vásquez, Eutiquio, 2006: Pág. 12

En la rama de hipérbola representada en la figura N° 1.08 se pueden apreciar las siguientes condiciones de contorno:

1. Si  $z = 0$ , entonces  $F_z = 0$ .
2. Si  $z = 0$ , además la tangente a  $F_z$  es nula:  $(dF_z / dz) = 0$
3. El valor de la abscisa característica,  $a$ , será:

$$a = \frac{Q_{\max} - Q_0}{\gamma \cdot S}$$

4. El límite de la asíntota será:

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \frac{F_z}{z} = \gamma \cdot S$$

De esta forma, la fuerza de rozamiento puede hallarse mediante la ecuación:

$$F(z) = \frac{\gamma \cdot S \cdot z^2}{z + a}$$

La presión sobre el fondo del silo en el límite,  $Q_{\max}$ , coincide en las teorías de Reimbert y Janssen por lo que su valor será:

$$Q_{\max} = \frac{\gamma \cdot S \cdot r}{\text{tg} \delta \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \delta/2)}$$

La ecuación anterior es válida únicamente cuando se trata de silos cilíndricos. Los ensayos experimentales realizados permitieron deducir que la presión unitaria vertical sobre el fondo del silo, para cualquier forma poligonal regular, es igual a la ejercida por un silo cilíndrico del mismo radio hidráulico multiplicado por un coeficiente igual a la razón entre el perímetro del silo poligonal,  $U$ , y el del círculo inscrito,  $\pi \cdot D$ :

$$\frac{U}{\pi \cdot D}$$

Esto implica que la presión sobre el fondo del silo en el límite,  $Q_{\max}$ , responde a la ecuación:

$$Q_{\max} = \frac{U}{\pi} \cdot \frac{\gamma \cdot S}{4 \text{tg} \delta \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \delta/2)}$$

Por lo tanto, las expresiones para las presiones horizontales,  $p_h$ , y verticales,  $p_v$ , en un silo de forma geométrica cualquiera serán:

$$p_h = \frac{\gamma \cdot S}{U \cdot \text{tg} \delta} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{z}{a} + 1 \right)^{-2} \right]$$

$$p_v = \gamma \cdot \left[ z \cdot \left( \frac{z}{a} + 1 \right)^{-1} + \frac{h}{3} \right]$$

Esta teoría ha sido considerada en alguna normativa (ACI 313-77, 1983; ENV 1991-4, 2003), pero la revisión realizada por Briassoulis (1991) demostró analíticamente que las teorías de Janssen y Reimbert eran equivalentes, y únicamente representaban dos supuestos distintos acerca del coeficiente  $k$  (relación de presiones). Según los resultados presentados por Briassoulis, la teoría de Reimbert tiende a sobreestimar las presiones laterales en relación con las previstas por Janssen. Además, no sólo la geometría del silo es fundamental,



sino que existe una notable influencia de los parámetros que definen al material almacenado. La teoría de Reimbert proporciona valores de presiones considerablemente superiores a los reales. Concretamente, para el caso de almacenamiento de líquidos o cuando el silo es de paredes lisas, no se aconseja su uso.

Por otro lado, el valor del coeficiente k disminuye con la profundidad según la teoría de los hermanos Reimbert, mientras que los resultados obtenidos con programas de elementos finitos (Guaita, 1995) indican lo contrario.

### Resumen de los métodos descritos

Los métodos descritos anteriormente, se pueden resumir en las siguientes tablas:

Tabla N° 1.07 – Fuerzas ejercidas por el material en reposo.

	Fuerza ejercida a una profundidad Z	
	Janssen	Reimbert
Presión vertical, q	$\gamma Z_0(1 - e^{-Z/Z_0})$	$\gamma \left[ Z \left( \frac{Z}{C} + 1 \right)^{-1} + \frac{hs}{3} \right]$
Presión lateral, p	qk	$p_{\max} \left[ 1 - \left( \frac{Z}{C} + 1 \right)^{-2} \right]$
Fuerza vertical de fricción por unidad de ancho, V	$(\gamma Z - 0.8q) \cdot R^1$	$(\gamma Z - q) \cdot R$

Fuente: HARMSEN, Teodoro E.; 2002: Pág. 512

<sup>1</sup> La expresión presentada originalmente por Janssen es:  $(\gamma Z - q) R$ , sin embargo, el ACI ha introducido el factor 0.8 para que estas fórmulas den aproximadamente el mismo valor que las de Reimbert.

Donde:

- $\gamma$ : Peso específico del material almacenado.
- Z: Profundidad del punto analizado.
- $Z_0$ : Parámetro igual a  $R/\mu'k$ .
- R: Radio hidráulico de la sección transversal horizontal del silo igual al cociente entre el área y el perímetro de la sección.
- $\mu'$ : Coeficiente de fricción entre el material almacenado y la pared del silo.
- k: Parámetro igual a  $(1 - \sin \rho)/(1 + \sin \rho)$ .



$\rho$ : Ángulo de fricción interna del material almacenado, aproximadamente igual a su ángulo de reposo.

$h_s$ : Altura de la superficie inclinada del material almacenado.

Los parámetros  $C$  y  $p_{max}$  utilizados en las fórmulas de Reimbert se presentan en la siguiente tabla para silos de diferentes secciones transversales.

Tabla N° 1.08 – Valores de  $p_{max}$  y  $C$  usados en las fórmulas de Reimbert.

Silo	$p_{max}$	$C$
Circular	$\frac{\gamma D}{4\mu'}$	$\frac{D}{4\mu'k} - \frac{h_s}{3}$
Poligonal de más de 4 lados	$\frac{\gamma R}{\mu'}$	$\frac{L}{\pi 4\mu'k} - \frac{h_s}{3}$
Rectangular, sobre el lado corto $a$ del silo	$\frac{\gamma a}{4\mu'}$	$\frac{a}{\pi\mu'k} - \frac{h_s}{3}$
Rectangular, sobre el lado largo $b$ del silo	$\frac{\gamma}{4\mu'} \left( \frac{2ab}{a+b} \right)$	$\frac{2ab}{(a+b)\pi\mu'k} - \frac{h_s}{3}$

Fuente: HARMSEN, Teodoro E.; 2002: Pág. 512

## 1.6 FACTORES CLAVE PARA EL DISEÑO DE SILOS

En el diseño y funcionamiento de silos metálicos se puede encontrar cuatro problemas clave:

- La integridad estructural del silo puede verse amenazada no sólo por presiones demasiado altas, sino también por presiones demasiado bajas o demasiado asimétricas.
- Los sólidos almacenados pueden permanecer suspendidos en el silo, debido a la formación de arcos, o fluir irregularmente, fenómeno que está relacionado con la cohesión entre las partículas sólidas, y que, de presentarse, obstruiría la boca de descarga de la tolva.
- La carga o el tipo de flujo interno del material almacenado puede provocar segregación en los sólidos. El alto costo de la segregación es claro en la industria farmacéutica, en donde la formulación de polvos que no alcanzan los requerimientos de uniformidad estipulados por la autoridad competente, puede llevar a la eliminación de un lote que puede valer millones de dólares.

- La descarga del material puede conducir a fenómenos inaceptables de ruidos, vibraciones y explosiones internas del material en el silo.

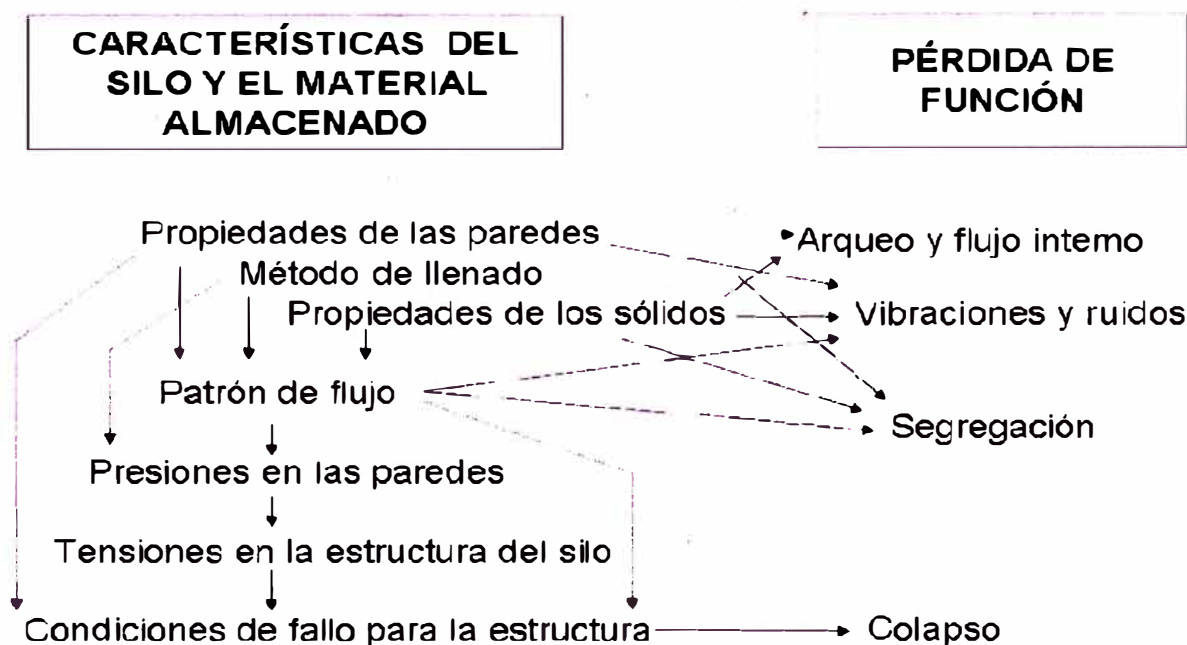
Estos cuatro problemas están relacionados con la geometría del silo, las propiedades del material almacenado, los flujos de material que se desarrollan durante las operaciones y otros factores.

Normalmente se asume que los silos sólo están amenazados estructuralmente por altas presiones, sin embargo, las altas presiones no tienen por qué representar un riesgo para la integridad estructural del silo por sí mismas.

Estas deben valorarse dentro de la forma en que la estructura soporta las cargas, que varía mucho según la geometría, espesores, presencia de rigidizadores y otros factores. Como se ha mencionado anteriormente, bajas presiones locales no-simétricas suelen ser bastante más peligrosas para la integridad estructural que cargas muy altas que sean simétricas.

Las razones de esto no se explican fácilmente, ya que el comportamiento de estructuras laminares bajo cargas no simétricas es muy complejo.

Figura N° 1.09 - Causas de pérdida de función en silos.

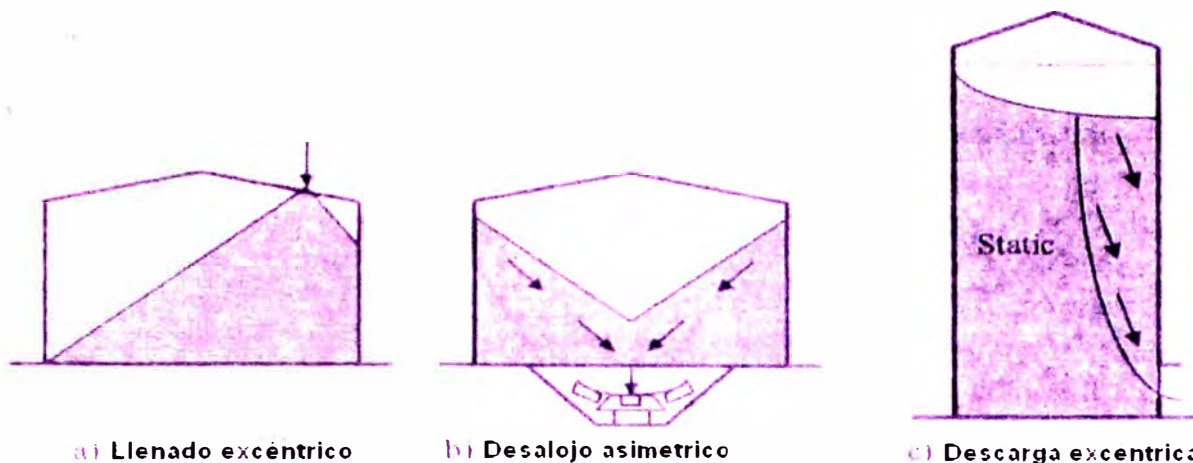


Fuente: E.T.S. INGENIEROS, UNIVERSIDAD DE SEVILLA; Pág. 8

Algunas causas de la existencia de cargas asimétricas son debidas a características estructurales o de operación bastante evidentes en el silo (véase la figura N° 1.10) que deben ser evitadas en la medida de lo posible. Cuando no

sea posible, deben estudiarse con atención los efectos que producen en el comportamiento portante del silo.

Figura N° 1.10 - Causas de asimetría en las presiones.



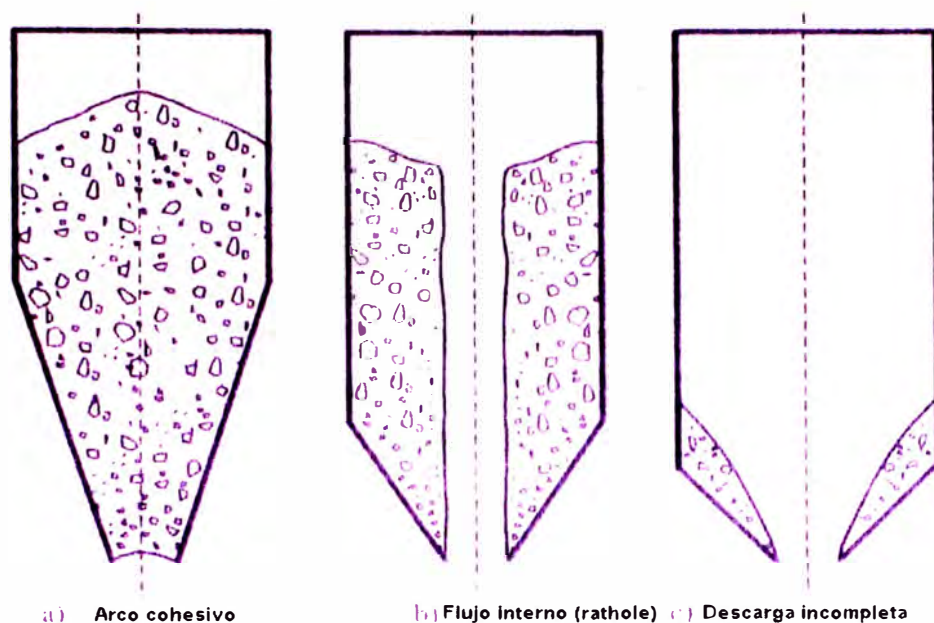
Fuente: E.T.S. INGENIEROS, UNIVERSIDAD DE SEVILLA: Pág. 9

Los sólidos almacenados en el silo pueden quedar suspendidos si ocurre alguno de los tres fenómenos siguientes:

- Arqueo (arching) sobre la apertura de la tolva, fenómeno que está muy relacionado con la cohesión entre las partículas sólidas.
- Flujo interno (ratholing), este fenómeno (que no tiene una traducción literal al español) consiste en la formación de un canal que ocupa la altura completa del material almacenado en el silo, desde la superficie hasta la apertura inferior de la tolva, lo que lleva consigo una pérdida evidente de capacidad de almacenamiento en el silo. Este fenómeno también es provocado por la cohesión del material almacenado.
- Descarga incompleta.

Una interpretación gráfica de estos fenómenos puede observarse en la figura N° 1.11.

Figura N° 1.11 - Obstrucciones de flujo.



Fuente: E.T.S. INGENIEROS. UNIVERSIDAD DE SEVILLA; Pág. 10

Los problemas asociados a las vibraciones y los ruidos excesivos producidos en la descarga de los sólidos no han sido tan investigados como los otros antes presentados y pueden ser debidos a la interacción de varios factores.

Los materiales almacenados por los silos cubren un amplio espectro en lo referente al tamaño de sus partículas, que va desde micras a unos tamaños de hasta 150 mm de diámetro o más. Esta característica, o más bien la relación área / volumen, junto con la humedad contenida por el material almacenado determinan en buena medida el tipo de flujo que va a desarrollar el material en el interior del silo ante operaciones de carga y descarga (consideraremos que la carga del material se hace por el techo del silo y que la descarga se realiza por la parte inferior del mismo por efecto de la gravedad sin ayudas externas).

Los flujos de material que se desarrollan en el interior del silo son importantes, ya que determinan las acciones internas sobre las paredes del silo que este deberá soportar estructuralmente.

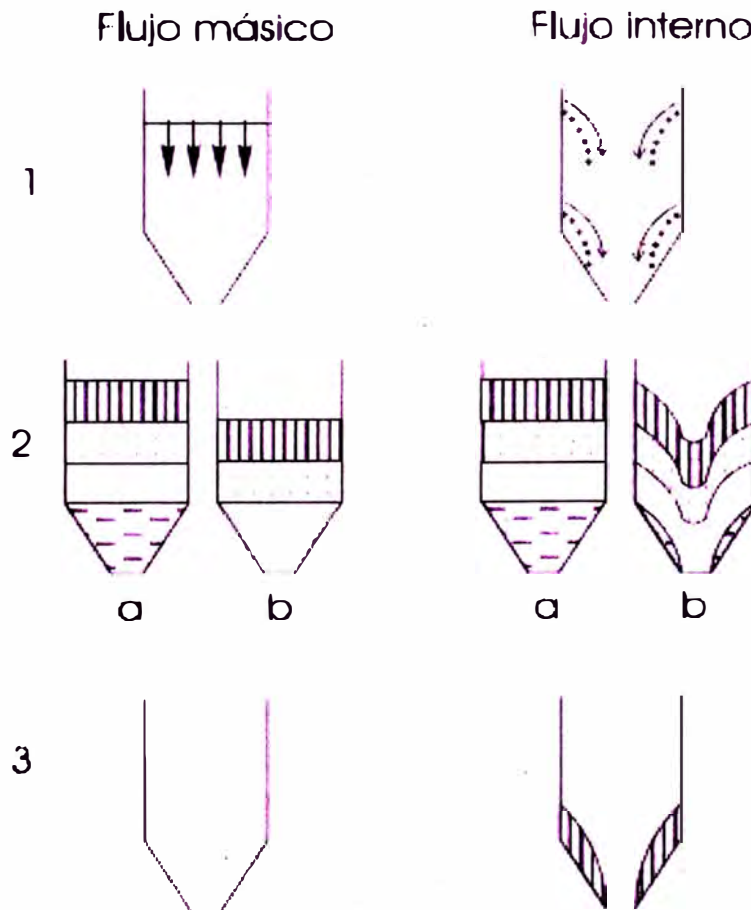
Se puede clasificar los diferentes tipos de flujo que puede desarrollar el material almacenado en el silo de la siguiente forma (ver figura N° 1.12):

- a) **Flujo en masa:** Es aquel en el que todas las partículas almacenadas se movilizan durante el vaciado.
- b) **Flujo en embudo:** También puede denominarse "flujo de núcleo". Es aquel en el que se produce un canal de flujo de material dentro de una

zona confinada por encima de la salida, mientras que el material adyacente a la pared cercana a la salida permanece quieto. El canal de flujo puede interceptar a la sección vertical de la pared del silo, o extenderse hasta la superficie del material almacenado, en cuyo caso es un "flujo interno".

En la figura N° 1.12, las figuras de la izquierda corresponden al flujo másico y las de la derecha al flujo de embudo o interno. En las figuras 1 se muestran las trayectorias de las partículas para cada tipo de flujo. En las figuras 2a se observa el estado inicial del silo y en las 2b el estado cuando se ha comenzado la descarga. En las figuras 3 se representa el estado final tras la descarga.

Figura N° 1.12 - Esquema de los dos tipos de flujo que pueden darse en el interior de un silo o una tolva.



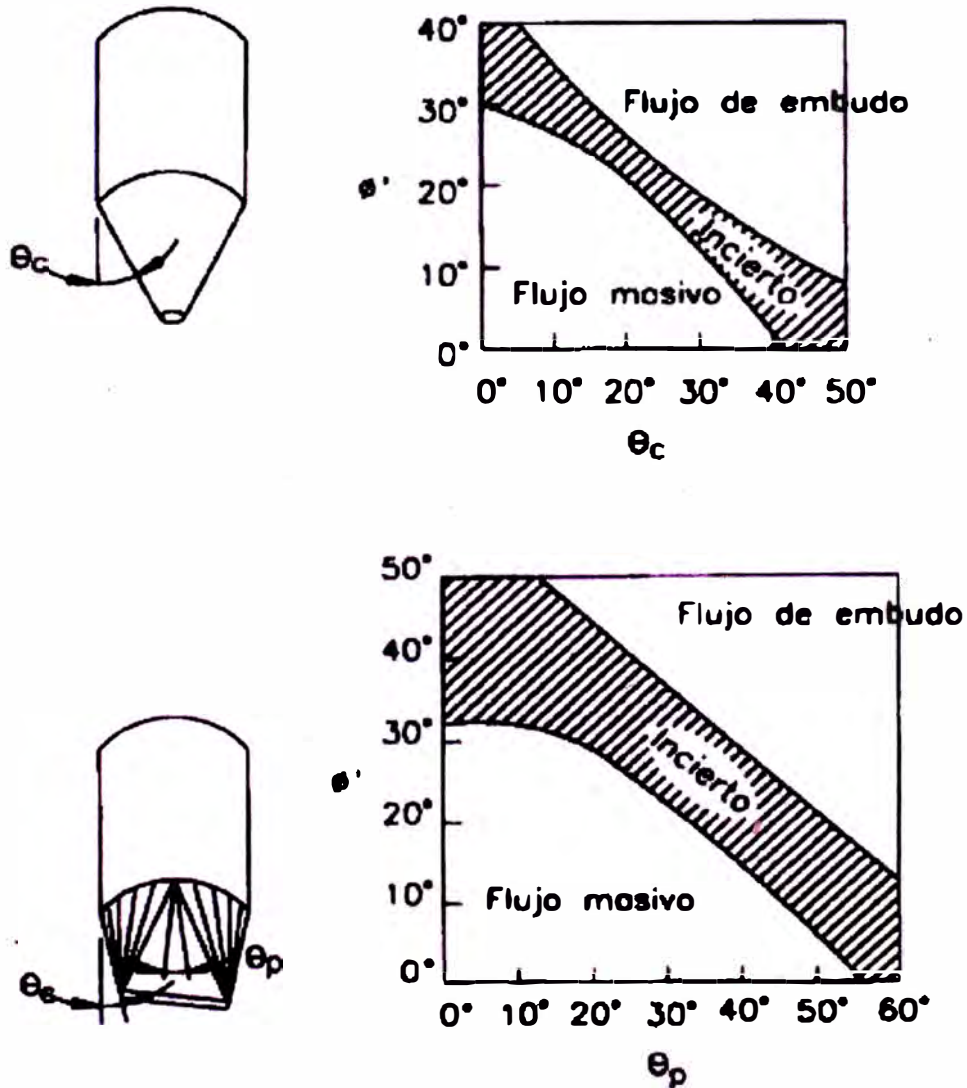
Fuente: ZURIGUEL BALLAZ, Iker, 2005: Pág. 30

La segregación causada por el flujo se ha resuelto ampliamente [Bates, 1997] adoptando una geometría de silo de flujo en masa y usando cuidadosos procedimientos de llenado cuando quiera que la segregación deba ser evitada.



El criterio para evaluar cuándo se da el flujo en masa fue desarrollado en los 1960s por Jenike y otros [Jenike, 1961, 1964] y, aunque se ha investigado para mejorar este criterio [Drescher, 1992], estos criterios de Jenike para evaluar cuándo se desarrolla el flujo en masa son ampliamente aceptados y usados hoy en día (véase figura N° 1.13).

Figura N° 1.13 - Determinación del flujo.



Fuente: MEDINA ALAFARO, José Martín; 2002: Pág. 513

## CAPÍTULO II: PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

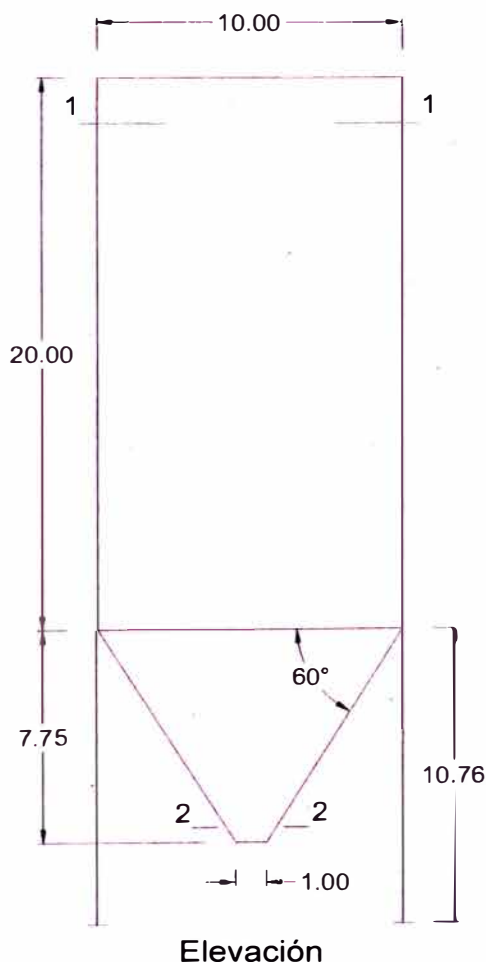
Según lo descrito en el capítulo anterior los silos de sección circular presentan un mejor comportamiento estructural debido a que todas sus fibras trabajan principalmente a tensión anular. Para el presente informe elegiremos para el análisis y diseño, un silo de sección circular de concreto armado y un silo de acero estructural ambos de las mismas características geométricas, según se describe a continuación.

### 2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

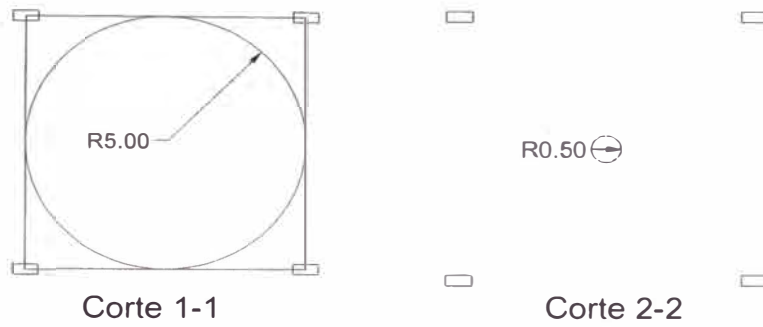
Las dimensiones del silo se determinaron teniendo en consideración el volumen necesario a almacenar (1,500TM de granos).

Las dimensiones de los silos a analizar y diseñar tanto en concreto armado como en acero estructural, se muestran en la figura N° 2.01.

Figura N° 2.01 - Características geométricas de los silos a diseñar.







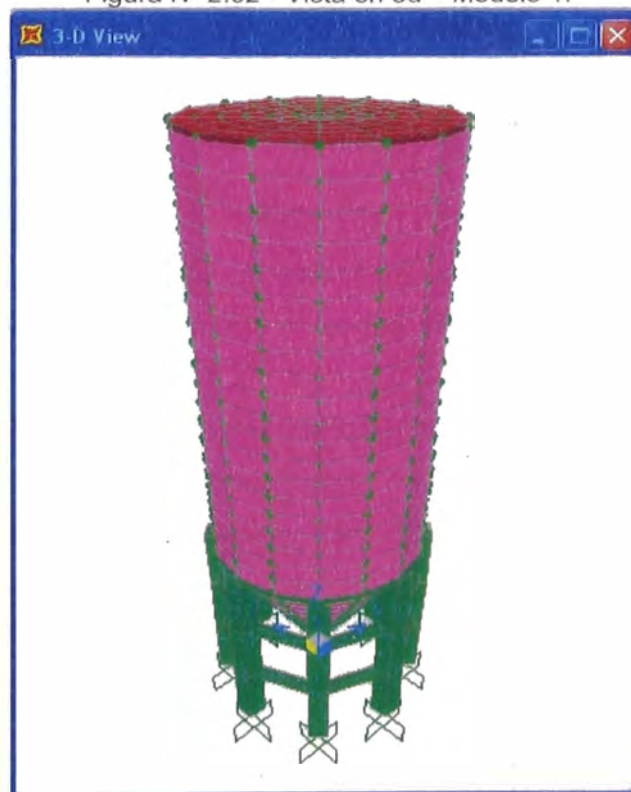
Fuente: Elaboración propia

- Diámetro del cilindro: 10m.
- Altura del cilindro: 20m.
- Diámetro del agujero de descarga: 1.0m.
- Altura de columnas: 10.76m.
- Altura de tolva: 7.75m.
- Angulo de inclinación de la tolva: 60°.

## 2.2 MODELO ESTRUCTURAL 1 (CONCRETO ARMADO)

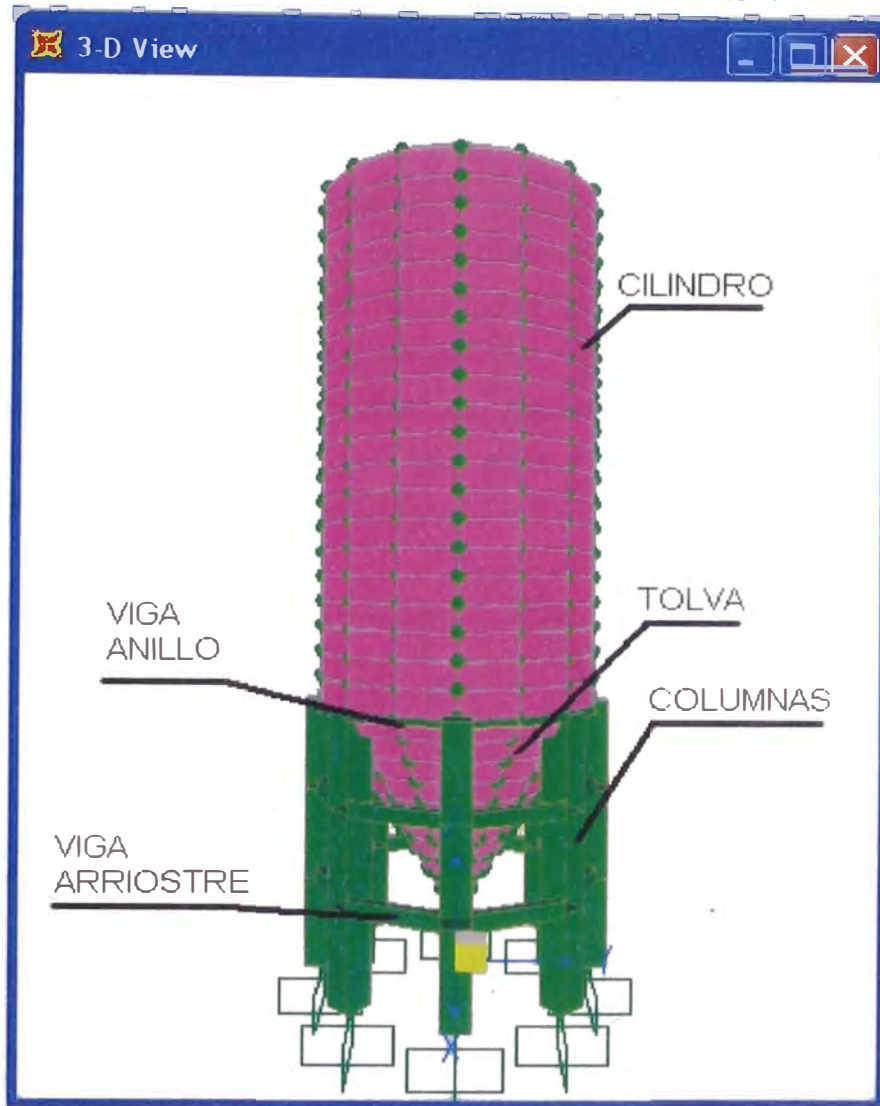
El modelo estructural 1 realizado en concreto armado, empleando el SAP2000, es según se muestra en las figuras N° 2.02 y 2.03:

Figura N° 2.02 - Vista en 3d – Modelo 1.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 2.03 - Elementos Estructurales – Modelo 1.



Fuente: Elaboración propia

### 2.3 PRE DIMENSIONAMIENTO: MODELO 1 (CONCRETO ARMADO)

El pre dimensionamiento del silo consistirá en calcular el espesor de pared de la parte cilíndrica y de la tolva, con tres métodos diferentes.

#### CALCULO DEL ESPESOR DE LAS PAREDES

Método 1: Para considerar los momentos no calculables debidos a presiones transitorias no uniformes sobre las paredes de silos circulares, se recomienda el siguiente espesor mínimo:

$$t = p \cdot \frac{D}{2} \cdot \frac{\varepsilon \cdot E_s + f_s - n \cdot f_{ct}}{f_s \cdot f_{ct}}$$

Donde:

- t: Espesor de la pared (cm).  
p: Presión lateral máxima (kg/cm<sup>2</sup>).  
D: Diámetro interior del silo (cm).  
ε: Deformación por fragua del concreto.  
Es: Modulo de elasticidad del acero.  
fs: Esfuerzo permisible del acero a tracción (kg/cm<sup>2</sup>), correspondiente al límite elástico, donde fs=<0.4 a 0.5>fy.  
n: Relación entre los módulos elástico del acero y del concreto.  
fct: Esfuerzo del concreto a tracción en una sección no agrietada bajo presión estática lateral, siendo fct=0.1f'c (kg/cm<sup>2</sup>), donde f'c es el esfuerzo de rotura del concreto en probeta cilíndrica a los 28 días.

Método 2: El espesor de la pared se calcula en función del diámetro del silo:

$$t = 10 + 2.5 \cdot \left( \frac{D - 3}{3} \right)$$

Siendo:

t= Espesor de la pared (cm).

D= Diámetro medio del silo (m).

Método 3: El espesor de la pared se calcula en función de la altura del silo:

$$t = 10 + 2.5 \cdot \left( \frac{H - 6}{12} \right)$$

La mayoría de autores recomiendan que cuando las paredes se construyen con encofrado deslizante, el espesor de la pared no será inferior a 15cm, siempre que se utilice armadura simple; si se utiliza armadura doble, el espesor de la pared no será menor de 23cm.

### **Cálculo del espesor del silo por el método 1:**

Usando el método de Reimbert para calcular la presión lateral máxima:

**Datos de entrada:**

<b>SILO CILINDRICO</b>	
Diámetro interior D(m)	10.00
Radio hidraulico (R)	2.50
Altura H(m)	20.00
H1(m)	4.24

<b>MATERIAL A ALMACENAR:</b>	SOYA
Peso unitario $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	0.82
Angulo de fricción interna ( $\emptyset$ )	23.00
Coefficiente de fricción ( $u'$ )	0.25

**METODO DE REIMBERT**

Cálculo de hs:	0.00
Cálculo de C:	22.826
Cálculo de pmax:	8.200

Tabla N° 2.01 – Cálculo de presiones por el método de Reimbert

Nivel (m)	Metodo de Reimbert			
	Y (m)	Pv, q (tn/m <sup>2</sup> )	Ph p (tn/m <sup>2</sup> )	V (tn/m)
30.755	0.00	0.000	0.000	0.000
28.755	2.00	1.508	1.268	0.330
26.755	4.00	2.791	2.263	1.223
24.755	6.00	3.896	3.058	2.560
22.755	8.00	4.858	3.704	4.256
20.755	10.00	5.702	4.235	6.245
18.755	12.00	6.449	4.677	8.476
16.755	14.00	7.116	5.050	10.911
14.755	16.00	7.713	5.366	13.517
12.755	18.00	8.252	5.637	16.269
10.755	20.00	8.741	5.871	19.147
9.032	21.72	9.127	6.047	21.715
7.308	23.45	9.484	6.205	24.356
5.585	25.17	9.816	6.345	27.059
3.862	26.89	10.124	6.472	29.820
3.000	27.76	10.271	6.530	31.221

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 2.02 – Cálculo de presiones de diseño

Nivel (m)	Factor de sobrepresion		
	Cd sobrepresion	q dis (tn/m2)	p dis (tn/m2)
30.755	1.20	0.000	0.000
28.755	1.20	1.809	1.522
26.755	1.20	3.349	2.716
24.755	1.30	5.065	3.976
22.755	1.30	6.315	4.815
20.755	1.55	8.838	6.564
18.755	1.55	9.997	7.250
16.755	1.75	12.453	8.837
14.755	1.75	13.498	9.390
12.755	1.75	14.442	9.864
10.755	1.75	15.297	10.273
9.032	1.75	15.972	10.583
7.308	1.75	16.598	10.858
5.585	1.75	17.178	11.104
3.862	1.75	17.717	11.325
3.000	1.75	17.974	11.428

Fuente: Elaboración propia.

Presión lateral máxima:	1.143 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión del concreto (f'c):	280 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero (Es):	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto (Ec):	250998.01 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a tracción del acero (fs):	2100 kg/cm <sup>2</sup>
Relación entre módulos de elasticidad (n):	8.37
Esfuerzo a tracción del concreto (fct):	28 kg/cm <sup>2</sup>
Espesor de pared (t):	20.17 cm

### Cálculo del espesor del silo por el método 2:

Diámetro medio del silo:	5.00 m
Reemplazando en la fórmula, t=	11.67 cm

### Calculo del espesor del silo por el método 3:

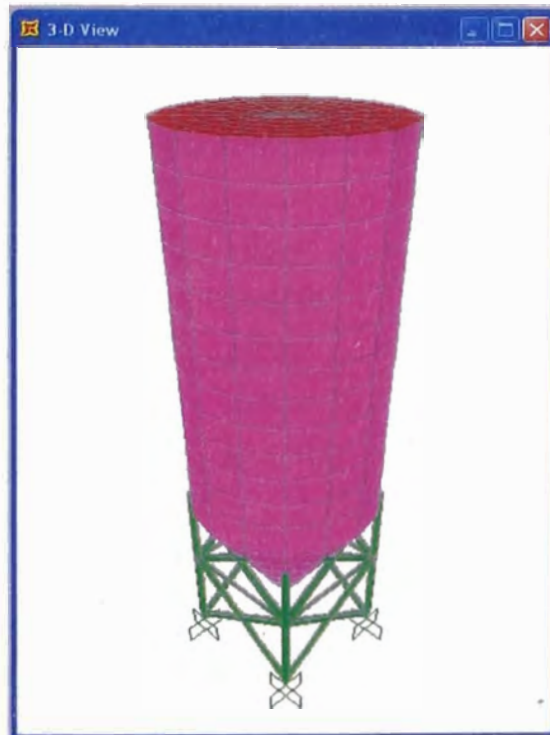
Altura del silo:	20.00 m
Reemplazando en la fórmula, t=	15.83 cm

**SE USARÁ: Espesor de pared del cilindro y tolva t=20cm.**

## 2.4 MODELO ESTRUCTURAL 2 (ACERO ESTRUCTURAL)

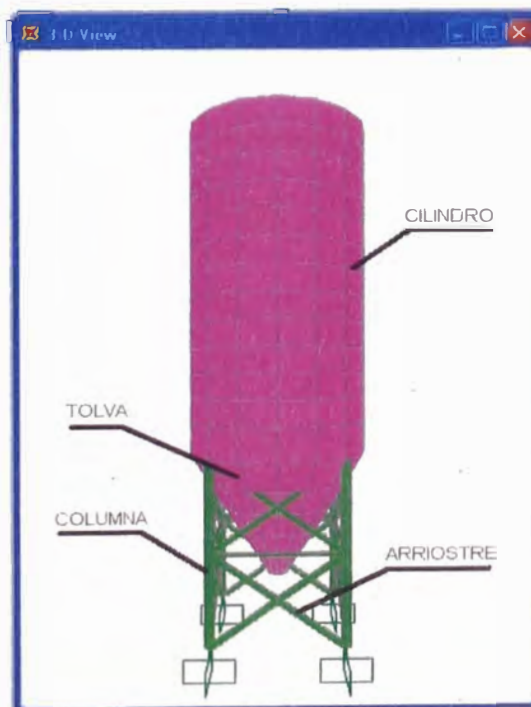
El modelo estructural 2 realizado en acero estructural, empleando el SAP2000, es según se muestra en las figuras N° 2.04 y 2.05:

Figura N° 2.04 - Vista en 3d – Modelo 2.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 2.05 - Elementos Estructurales – Modelo 2.



Fuente: Elaboración propia



## 2.5 PRE DIMENSIONAMIENTO: MODELO 2

El pre dimensionamiento del silo consistirá en calcular el espesor de pared de la parte cilíndrica y de la tolva, el API STANDARD 650 recomienda un espesor mínimo de 3/16" para silos con diámetros menores a 15m, además se verificó la presión sobre cada anillo (plancha metálica) la cual no debe superar los 160 MPa para el acero ASTM A36 (ver anexo 3).

Los espesores de plancha considerados por niveles serían:

Nivel: 30.75 m – 24.75 m	e=1/4"
Nivel: 24.75 m – 18.75 m	e=5/16"
Nivel 18.75 m – 10.75 m	e=3/8"
Tolva:	e=3/8"
Techo:	e=5/16"

### CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Luego de realizar el modelamiento de las estructuras en el programa SAP2000, se calculará las presiones de diseño por los dos métodos descritos en el capítulo I y también se calculará el espectro de aceleraciones, estos datos serán ingresados al programa para obtener posteriormente los resultados del análisis.

#### CÁLCULO DE LAS PRESIONES DE DISEÑO

##### Datos de Ingreso

###### Silo

Espesor t(m):	0.20
Diámetro interior:	10.0
Radio hidráulico R(m):	2.00
Altura H(m):	20.0

###### Material a almacenar: Soya

Peso unitario $\gamma$ (tn/m <sup>3</sup> ):	0.82
Angulo de fricción interna (f):	23.0
Coefficiente de fricción u':	0.25

#### METODO DE JANSSEN

Factor de sobrepresión H/D: 2.00

Calculo de k: 0.438

Tabla N° 3.01 - Cálculo de presiones por el método de Janssen

Nivel (m)	Metodo de Janssen			Factor de sobrepresion		
	Pv q (tn/m <sup>2</sup> )	Ph p (tn/m <sup>2</sup> )	V (tn/m)	Cd sobrepresion	q diseño (tn/m <sup>2</sup> )	p diseño (tn/m <sup>2</sup> )
30.755	0.000	0.000	0.000	1.45	0.000	0.000
28.755	1.570	0.688	0.960	1.45	2.277	0.997
26.755	3.009	1.318	2.183	1.45	4.363	1.911
24.755	4.326	1.895	3.647	1.55	6.706	2.938
22.755	5.534	2.424	5.332	1.55	8.577	3.758
20.755	6.640	2.909	7.221	1.65	10.956	4.800
18.755	7.653	3.353	9.294	1.65	12.627	5.532
16.755	8.581	3.759	11.538	1.75	15.017	6.579
14.755	9.431	4.132	13.937	1.75	16.505	7.231
12.755	10.210	4.473	16.479	1.75	17.868	7.828
10.755	10.924	4.786	19.152	1.75	19.117	8.375

Fuente: Elaboración propia

## METODO DE REIMBERT

Calculo de C: 22.826

Calculo de  $p_{max}$ : 8.200

Tabla N° 3.02 - Cálculo de la fricción en función de z

Nivel (m)	Metodo de Reimbert			Factor de sobrepresión			Pval=cZ+d	
	Pv q (tn/m <sup>2</sup> )	Ph p (tn/m <sup>2</sup> )	V (tn/m)	Cd sobrepresion	q diseño (tn/m <sup>2</sup> )	p diseño (tn/m <sup>2</sup> )	c	d
30.755	0.000	0.000	0.000	1.20	0.000	0.000	0.000	0.000
28.755	1.508	1.268	0.330	1.20	1.809	1.522	-0.761	23.398
26.755	2.791	2.263	1.223	1.20	3.349	2.716	-0.597	18.690
24.755	3.896	3.058	2.560	1.30	5.065	3.976	-0.630	19.573
22.755	4.858	3.704	4.256	1.30	6.315	4.815	-0.420	14.363
20.755	5.702	4.235	6.245	1.55	8.838	6.564	-0.875	24.718
18.755	6.449	4.677	8.476	1.55	9.997	7.250	-0.343	13.679
16.755	7.116	5.050	10.911	1.75	12.453	8.837	-0.793	22.131
14.755	7.713	5.366	13.517	1.75	13.498	9.390	-0.277	13.473
12.755	8.252	5.637	16.269	1.75	14.442	9.864	-0.237	12.887
10.755	8.741	5.871	19.147	1.75	15.297	10.273	-0.205	12.474

Fuente: Elaboración propia

La presión máxima horizontal la obtenemos mediante el método de Reimbert usando los coeficientes de sobrepresión. Los coeficientes c y d se ingresan al programa para que las presiones varíen linealmente cada 2 metros.

Para la fuerza de rozamiento, se consideran cargas verticales puntuales en cada nudo, las que varían en cada nivel.

## CALCULO DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES

Ubicación: Puerto de Salaverry.

Distrito: Salaverry.

Departamento: Trujillo.

Factor de zona: Z=0.40

Uso: Deposito de granos (estructuras importantes).

Factor de uso: U=1.30.

Tipo de suelo: Suelo intermedio Tipo S2; S=1.20, Tp=0.60.

Coeficiente de reducción sísmica:

Para silos y chimeneas de concreto armado (código R2a): Rx=Ry=5.0

Tabla N° 3.03 – Espectro de aceleraciones

T	C	Sax = Say (m/s <sup>2</sup> )
0.01	2.50	3.06
0.10	2.50	3.06
0.20	2.50	3.06
0.30	2.50	3.06
0.40	2.50	3.06
0.50	2.50	3.06
0.60	2.50	3.06
0.70	2.14	2.62
0.80	1.88	2.30
0.90	1.67	2.04
1.00	1.50	1.84
1.10	1.36	1.67
1.20	1.25	1.53
1.30	1.15	1.41
1.40	1.07	1.31
1.50	1.00	1.22
1.60	0.94	1.15
1.70	0.88	1.08
1.80	0.83	1.02
1.90	0.79	0.97
2.00	0.75	0.92
2.10	0.71	0.87
2.20	0.68	0.83
2.30	0.65	0.80
2.40	0.63	0.77
2.50	0.60	0.73

Fuente: Elaboración propia

## COMBINACIONES DE CARGA

Para este sistema se han considerado 10 combinaciones de carga:

- COMB 1 : 1.5 D
- COMB 2 : 1.5 D + 1.8 (CV + PH + FR + W)
- COMB 3 : 1.25 (D + CV + PH + FR + W + SX)
- COMB 4 : 1.25 (D + CV + PH + FR + W - SX)
- COMB 5 : 1.25 (D + CV + PH + FR + W + SY)
- COMB 6 : 1.25 (D + CV + PH + FR + W - SY)
- COMB 7 : 0.90 D + 1.25 SX
- COMB 8 : 0.90 D - 1.25 SX
- COMB 9 : 0.90 D + 1.25 SY
- COMB 10 : 0.90 D - 1.25 SY

Donde:

- D: Peso propio.  
 CV: Carga viva.  
 PH: Presión horizontal.  
 FR: Fuerza de rozamiento.  
 W: Peso del material almacenado.  
 SX, SY: Sismo en las direcciones X e Y.

### 3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL: MODELO 1

#### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### PRINCIPALES RESULTADOS

A continuación se presentan los principales resultados obtenidos con el programa SAP2000.

##### a) Modos y Frecuencias naturales de la estructura

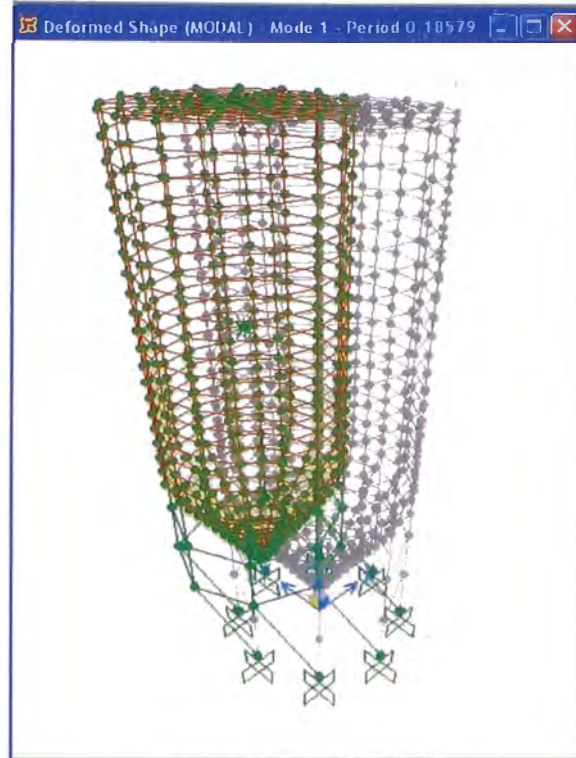
El periodo fundamental de vibración del silo de concreto es de  $T=0.185$  s.

Tabla N° 3.04 - Periodos modales y frecuencias (silo de concreto).

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	0.18574	5.3838	33.827	1144.3
MODAL	0.18574	5.3838	33.827	1144.3
MODAL	0.09236	10.828	68.032	4628.4
MODAL	0.04286	23.334	146.61	21494
MODAL	0.04286	23.334	146.61	21494
MODAL	0.04022	24.866	156.24	24411
MODAL	0.02607	38.362	241.03	58098
MODAL	0.02607	38.362	241.03	58098
MODAL	0.02357	42.432	266.61	71081
MODAL	0.01787	55.949	351.54	123580
MODAL	0.01787	55.949	351.54	123580
MODAL	0.01592	62.814	394.67	155770

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 3.01 - Periodo fundamental de vibración – Modelo 1.



Fuente: Elaboración propia

b) Desplazamientos máximos producidos en la parte inferior del silo.

El desplazamiento máximo se da en el nivel +3.58 y es de 0.997cm, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Por lo tanto el desplazamiento relativo lateral es  $0.997/358 = 0.0028$  que es un valor aceptable. El reglamento indica para estructuras de concreto armado (edificaciones) que el desplazamiento relativo lateral debe ser menor a 0.007, en este caso no sería aplicable por ser un valor excesivo.



Tabla N° 3.05 - Desplazamientos máximos x 3/4R (silo de concreto).

<b>TABLE: Joint Displacements</b>				
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>cm</b>	<b>cm</b>	<b>cm</b>
1115	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00003
1115	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00001
1116	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00002
1116	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00002
1117	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00001
1117	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00003
1118	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00000
1118	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00003
1119	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00001
1119	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00003
1120	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00002
1120	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00002
1121	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00003
1121	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00001
1122	CargaSismoX	0.99726	0.00000	0.00000
1122	CargaSismoY	0.00000	0.99726	0.00000
1123	CargaSismoX	0.00000	0.00000	0.00000
1123	CargaSismoY	0.00000	0.00000	0.00000

Fuente: Elaboración propia.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural usaremos la Norma ACI 318-05 correspondiente al uso del Concreto Armado.

### a) DISEÑO DE COLUMNA

Del programa SAP 2000 se obtienen los siguientes resultados:

La combinación ENVOLVENTE produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura 1-29:

Esfuerzo de compresión axial: 70.69 ton.

Esfuerzo cortante: 101.66 ton.

El área de acero requerida es:

Área de acero longitudinal: 176.69 cm<sup>2</sup>.

Área de acero de estribos: 0.122 cm<sup>2</sup>/cm.

#### Determinación del refuerzo longitudinal:

Área requerida: 176.69 cm<sup>2</sup> <> 35 Ø1"

Cuantía requerida: 176.69 cm<sup>2</sup> / 100cmx100cm = 0.017

Verificando cuantías: 0.010 < 0.017 < 0.060

Por lo tanto, se usará: **35 varillas Ø1"**

**Determinación del refuerzo transversal:**

Como el refuerzo longitudinal está compuesto por varillas #8, se usará estribos de diámetro #4 (Ø1/2", área: 1.27cm<sup>2</sup>):

Espaciamiento vertical de estribos (s):

$$s = 1.27\text{cm}^2 \times 4 / 0.122\text{cm}^2/\text{cm} = 41.64\text{cm}.$$

Verificando separación:

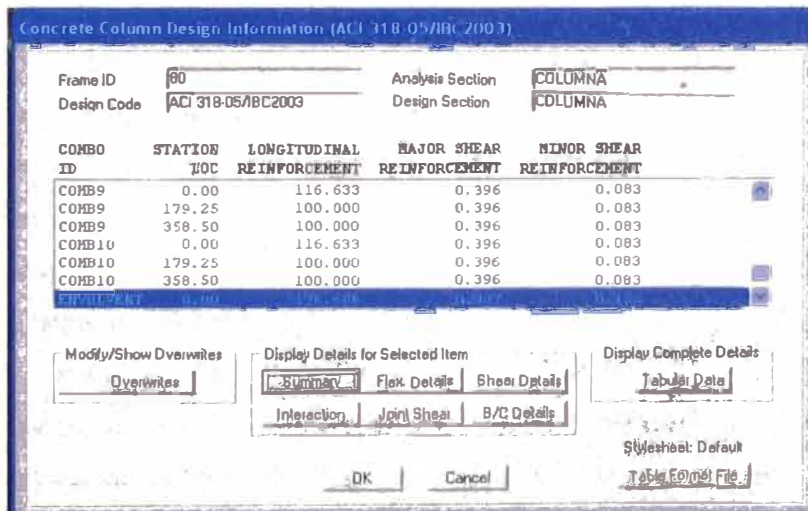
$$s \leq 16d_{b \text{ longitudinal}} = 16 \times 1.0 \times 2.54 = 40.64\text{cm}.$$

$$s \leq 48d_{b \text{ estribo}} = 48 \times 0.5 \times 2.54 = 60.96\text{cm}.$$

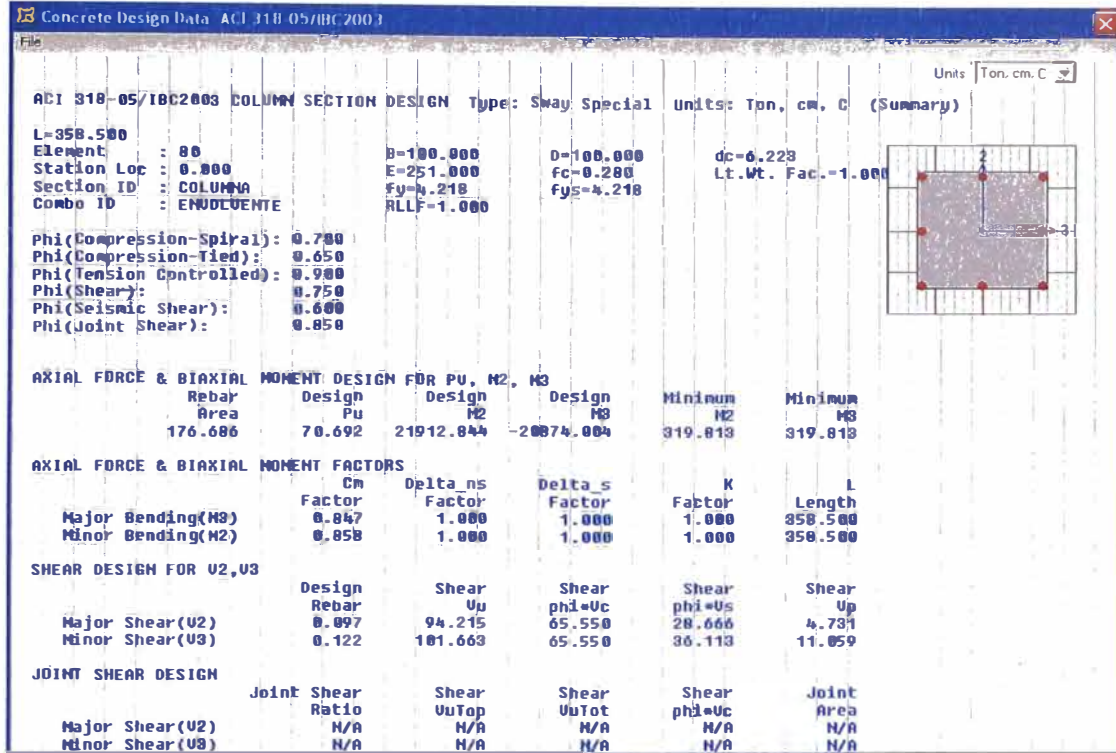
$$s \leq \text{menor dimensión de la sección transversal de la columna} = 100\text{cm}.$$

Por lo tanto, se usará: **Varillas Ø1/2"@30cm**

Figura N° 3.02 - Área de acero en columna.



Continuación figura N° 3.02 - Área de acero en columna.



Fuente: Elaboración propia.

### b) DISEÑO DE VIGA ARRIOSTRE

La combinación ENVOLVENTE produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura N° 3.03:

- Momento positivo máximo: 14.52 ton-m.
- Momento negativo máximo: -16.42 ton-m.
- Cortante máximo: 9.55 ton.

El área de acero requerida es:

- Área de acero negativo (superior): 8.29 cm<sup>2</sup>.
- Área de acero positivo (inferior): 7.30 cm<sup>2</sup>.
- Área de acero en estribos: 0.033 cm<sup>2</sup>/cm.

#### Determinación del refuerzo longitudinal:

- Área requerida (-): 8.29 cm<sup>2</sup> <> 4 Ø3/4"
- Área requerida (+): 7.30 cm<sup>2</sup> <> 3 Ø3/4"
- Cuantía requerida: 8.29 cm<sup>2</sup> / 40cmx54cm = 0.0038

Verificando cuantías:

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b + \rho'f'_s/f_y = 0.0214 + 8.29/(40 \times 54) \times 4200/4200$$

$$\rho_{\max} = 0.025 > 0.0072$$

Por lo tanto, se usará: **4 varillas Ø3/4" (-)**

### 3 varillas Ø3/4" (+)

#### Determinación del refuerzo transversal:

Espaciamiento horizontal de estribos (s):

Asumimos Ø1/4":

$$s = 0.32\text{cm}^2 \times 2 / 0.033\text{cm}^2/\text{cm} = 19.40 \text{ cm.}$$

Verificando separación máxima:

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 9.55/0.75 - 0.53 \times \sqrt{280} \times 0.40 \times 0.54 \times 10 = -6.42 \text{ t}$$

Se debe verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo:

$$V_s = 2.1 \sqrt{f'c} b_w d = 2.1 \times \sqrt{280} \times 0.4 \times 0.54 \times 10 = 75.9 \text{ ton} > -6.42 \text{ ton}$$

Luego, el espaciamiento máximo será menor que:

- d/2 o 60cm      si:  $V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$
- d/4 o 30cm      si:  $V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$

$$V_s = -6.42 \text{ ton} < 1.1 \times \sqrt{280} \times 0.40 \times 0.54 \times 10 = 39.75 \text{ ton}$$

Finalmente el espaciamiento máximo será:  $60/2=30\text{cm}$

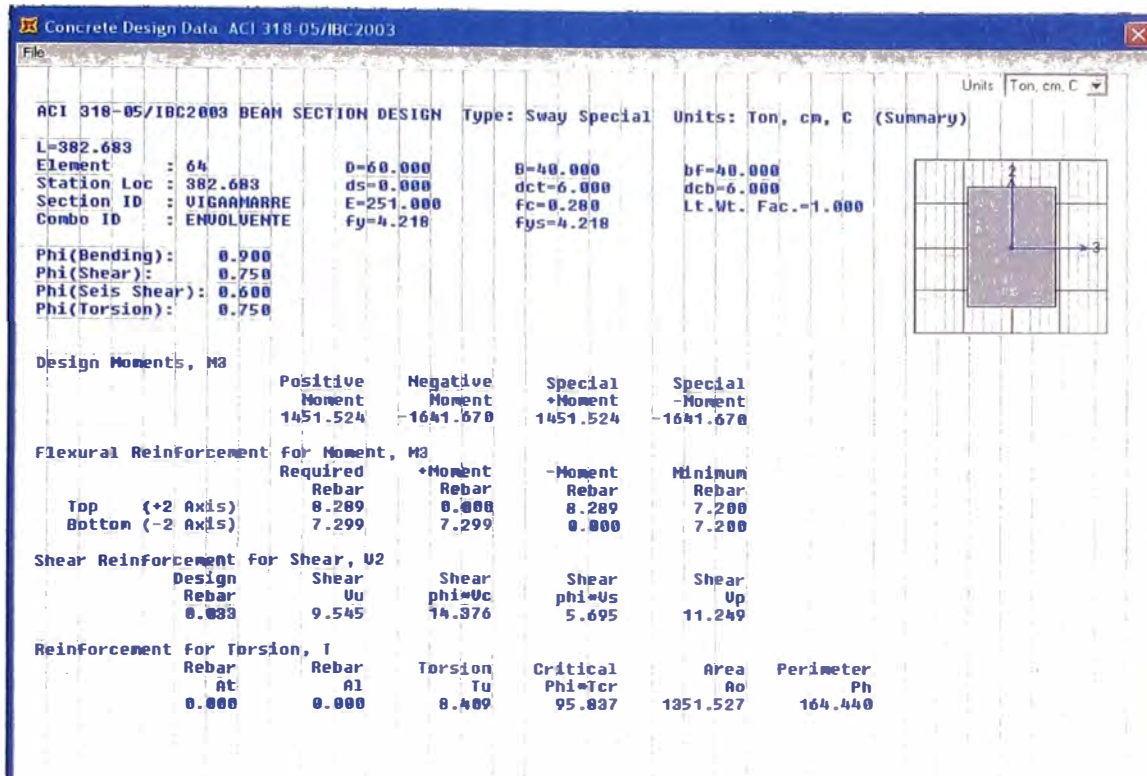
Por lo tanto, se usará: **Varillas Ø1/4"@15 cm**

Figura 3.03 - Área de acero en viga de arrioste.

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
ENVOLVENT	95.67	5.026	5.298	0.033
ENVOLVENT	143.51	2.691	2.857	0.033
ENVOLVENT	191.34	2.691	2.691	0.033
ENVOLVENT	239.18	2.691	2.691	0.033
ENVOLVENT	287.01	5.030	5.030	0.033
ENVOLVENT	334.85	7.200	7.200	0.033



Continuación figura N° 3.03 - Área de acero en viga de arriostre.



Fuente: Elaboración propia.

### c) DISEÑO DE LA PARED CILÍNDRICA

Para el diseño de las paredes se analizará el acero horizontal que resistirá el empuje del material almacenado y el acero vertical que tomara los momentos producidos por el sismo. De igual manera se verificará el espesor de la pared, así como también el ancho de la grieta producida por tensión.

#### ACERO HORIZONTAL

El material almacenado ejerce presiones horizontales contra las paredes del silo, siendo estas tomadas por el acero (tracción pura). Para el cálculo de esta fuerza anular de tensión se usará la siguiente expresión matemática:

$$Tr = wr \cdot \frac{Ec \cdot t}{Rm}$$

Tensión anular

$$wr = \frac{Pdis \cdot Rm^2}{Ec \cdot t} \left[ 1 - e^{-kz} (\cos kz + \sen kz) \right]$$

Deformación radial

$$Mz = \frac{Pdis \cdot Rm \cdot t}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[ e^{-kz} (\cos kz - \sen kz) \right]$$

Momento de empotramiento

$$k = \frac{[3(1 - \nu^2)]^{0.25}}{R_m \cdot t}$$

Datos de diseño:

Espesor del silo t(m):	0.20
Radio medio Rm (m):	4.10
f'c (kg/cm <sup>2</sup> ):	280
Ec (ton/m <sup>2</sup> ):	2.5 E6
Modulo Poisson $\nu$ :	0.20
z(m):	profundidad donde se ejerce la presión.
H(m):	20

Reemplazando tenemos: k=1.29

La presión máxima se obtiene de la fórmula de Reimbert.

Tabla N° 3.06 – Cálculo de tensión anular.

Nivel (m)	z (m)	p diseño (tn/m <sup>2</sup> )	w (cm)	Mz (tn)	Tr (tn/m)	Fu (kg/cm)
30.76	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
28.76	2.00	1.52	0.007	0.033	7.15	128.63
26.76	4.00	2.72	0.014	0.004	13.76	247.74
24.76	6.00	3.98	0.021	0.000	20.27	364.80
22.76	8.00	4.81	0.025	0.000	24.56	442.00
20.76	10.00	6.56	0.034	0.000	33.48	602.60
18.76	12.00	7.25	0.038	0.000	36.97	665.54
16.76	14.00	8.84	0.046	0.000	45.07	811.22
14.76	16.00	9.39	0.049	0.000	47.89	862.01
12.76	18.00	9.86	0.051	0.000	50.31	905.53
10.76	20.00	10.27	0.053	0.000	52.39	943.10
9.03	21.72	10.58	0.055	0.000	53.97	971.48
7.31	23.45	10.86	0.056	0.000	55.38	996.77
5.59	25.17	11.10	0.058	0.000	56.63	1,019.38
3.86	26.89	11.33	0.059	0.000	57.76	1,039.67
3.00	27.76	11.43	0.059	0.000	58.28	1,049.05

Fuente: Elaboración propia.

El acero horizontal se calculará con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{F_u}{\phi F_y}$$

Donde  $F_u = 1.8Tr$  y  $\phi=0.90$ . Además, se considera doble capa de acero.

La norma ACI nos indica que la cuantía mínima de refuerzo horizontal será de 0.0020 si el refuerzo es de una capa y si es de doble capa la cuantía mínima



será de 0.001 en cada una, considerando siempre como mínimo refuerzo:  $\varnothing 3/8$ " @0.30m.

Para el máximo  $Tr=52.39$  ton/m,  $Fu=943.10$  kg/cm y  $As=24.95$  cm<sup>2</sup>/m, usando doble capa con varilla de  $\varnothing 1/2$ " =  $2 \times 1.27 = 2.54$  cm<sup>2</sup>.

Entonces el espaciamiento sería:  $s=2.54/24.95=0.102$ m, se usará  $2\varnothing 1/2$ "@10cm. El siguiente cuadro muestra el cálculo del acero horizontal.

Tabla N° 3.07 – Cálculo de acero horizontal

Nivel (m)	z (m)	Acero horizontal			Espaciamiento		
		As (cm <sup>2</sup> /m)	# varilla	Avarilla	# capas	(calculado)	USAR
30.76	0.00	0.00	3	0.71	2.00	0.417	2 $\varnothing 1/2$ "@25cm
28.76	2.00	3.40	3	0.71	2.00	0.417	2 $\varnothing 1/2$ "@25cm
26.76	4.00	6.55	3	0.71	2.00	0.217	2 $\varnothing 1/2$ "@20cm
24.76	6.00	9.65	4	1.27	2.00	0.263	2 $\varnothing 1/2$ "@20cm
22.76	8.00	11.69	4	1.27	2.00	0.217	2 $\varnothing 1/2$ "@20cm
20.76	10.00	15.94	4	1.27	2.00	0.159	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
18.76	12.00	17.61	4	1.27	2.00	0.144	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
16.76	14.00	21.46	4	1.27	2.00	0.118	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
14.76	16.00	22.80	4	1.27	2.00	0.111	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
12.76	18.00	23.96	4	1.27	2.00	0.106	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
10.76	20.00	24.95	4	1.27	2.00	0.102	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
9.03	21.72	25.70	4	1.27	2.00	0.099	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
7.31	23.45	26.37	4	1.27	2.00	0.096	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
5.59	25.17	26.97	4	1.27	2.00	0.094	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
3.86	26.89	27.50	4	1.27	2.00	0.092	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm
3.00	27.76	27.75	4	1.27	2.00	0.092	2 $\varnothing 1/2$ "@10cm

Fuente: Elaboración propia

### Esfuerzo de compresión en las paredes del silo

Se verificará los esfuerzos de compresión sobre la pared del silo, calculando la carga vertical transmitida por la soya (rozamiento) así como también el peso propio del muro y la losa superior.

Del programa SAP 2000 tenemos el siguiente resultado para el elemento Shell 716, combinación de carga COMB2,  $F22 = 126.97$  ton/m

La sección del concreto para un ancho de 100cm y espesor de 20cm es 2000cm<sup>2</sup> por lo tanto  $F22/2000 = 63.49$  kg/cm<sup>2</sup>/m

El esfuerzo permisible de compresión del concreto es:

$$f_c = 0.55 \varnothing f'_c; \text{ donde } \varnothing = 0.70$$

Tenemos que  $f_c = 107.8$  kg/cm<sup>2</sup>

Luego, el diseño es correcto:  $63.49 < 107.98$  ok

### Control de fisuras en la pared del silo

La tensión anular máxima en el silo es de 58280 kg.

Definimos:  $F_{estatico}(kg/cm^2) = F_{tot}/C_d = 33302.85$ ,  $C_d$  sobrepresión igual a 1.75.

$$F_{tot} (kg/cm^2) = 58280 \text{ kg}$$

Y el acero en esta zona es de  $2\emptyset 1/2'' @ 0.10m$  con una  $A_s = 24.95cm^2$

Entonces:  $f_{s,tot} (kg/cm^2) = 2100$

$$f_{s,est} (kg/cm^2) = 1200$$

Según el ACI:  $W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3$

Donde:  $W_n = \Psi S_{cr} f_s / E_s$

$$\Psi = 1 - 0.7 \left( \frac{0.8 \cdot A \cdot f_t}{F_{tot} \cdot O \cdot F_{est}} \right) > 0.3$$

Carga para un periodo corto

$$\Psi = 1 - 0.35 \left( \frac{0.8 \cdot A \cdot f_t}{F_{est}} \right) > 0.65$$

Carga para un periodo largo

Con  $f_t = 1.2 \cdot \sqrt{f'_c}$ ;  $f_t = 20.08 \text{ kg/cm}^2$  y  $A = 2000cm^2$

Reemplazando tenemos:

$$\Psi_1 = 0.614 \quad \text{Usar: } 0.614$$

$$\Psi_2 = 0.324 \quad \text{Usar: } 0.324$$

$$\Psi_3 = 0.6623 \quad \text{Usar: } 0.662$$

$$S_{cr} = A b / \epsilon_0$$

Donde:  $b = 0.70$  para barras corrugadas.

$\epsilon_0 =$  suma de perímetros de barras horizontales de refuerzo por altura unitaria de la pared  $2\emptyset 1/2'' @ 0.10m$ .

Perímetro = 3.99 cm cada barra.

$$\epsilon_0 = 55.86 \text{ (cm/m)}$$

$$W_1 = 0.01293 \text{ cm}; W_2 = 0.00632 \text{ cm y } W_3 = 0.01368 \text{ cm}$$

Por lo tanto el ancho de la grieta será:  $W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3$

$$W_{cr} = 0.020 \text{ cm} \leq 0.020 \dots \dots \dots \text{OK}$$

## ACERO VERTICAL

Los máximos esfuerzos de tensión se producen para una combinación de carga COMB 9 y COMB 10.

Tabla 3.08 - Esfuerzos máximos de tensión

TABLE: Element Joint Forces - Areas						
Area	AreaElen	Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton
940	379	942	COMB9	0.88	0.19	7.80
940	379	942	COMB10	0.88	0.19	7.80
940	379	942	ENVOLVENTE	17.95	0.41	7.80
844	283	862	COMB2	31.49	-0.36	23.63
844	283	862	ENVOLVENTE	31.49	0.07	23.63
747	187	765	COMB2	45.34	-17.54	48.95
747	187	765	ENVOLVENTE	45.34	1.42	48.95
695	135	712	COMB2	2.52	30.41	98.37
695	135	712	ENVOLVENTE	2.52	30.41	98.37
629	69	647	COMB2	-71.03	-12.89	30.37
629	69	647	ENVOLVENTE	0.13	0.48	30.37

Fuente: Elaboración propia.

Usamos la formula:  $As = \frac{Fu}{\phi Fy}$

Donde  $Fu = Tu$ ,  $\phi=0.90$  y doble capa de acero.

La norma ACI nos indica que la cuantía mínima de refuerzo vertical será de 0.0025 o  $\phi 1/2" @ 0.30$  si el refuerzo es de una capa y si es de doble capa la cuantía mínima será de  $\phi 1/2" @ 0.60$  en la capa interior y  $\phi 1/2" @ 0.30$  en la capa exterior, para este caso se usará como acero mínimo  $\phi 3/8" @ 0.25m$  en doble capa.

Tabla 3.09 – Distribución del acero horizontal

Nivel (m)	T max (ton)	As (cm2)	Distribucion
30.755 - 24.755	7.80	2.06	$2\phi 3/8" @ 0.25$
	7.80		
	7.80		
24.755 - 18.755	23.63	6.25	$2\phi 3/8" @ 0.25$
	23.63		
18.755 - 12.755	48.95	12.95	$2\phi 1/2" @ 0.30$
	48.95		
12.755 - 7.308	98.37	26.02	$2\phi 5/8" @ 0.20$
	98.37		
7.308 - 3.000	30.37	8.03	$2\phi 3/8" @ 0.25$
	30.37		

Fuente: Elaboración propia

#### d) DISEÑO DE LA VIGA COLLAR

La combinación ENVOLVENTE produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura N° 3.04:

Momento negativo máximo: -4.16 ton-m.

Cortante máximo: 4.84 ton.

El área de acero requerida es:

Área de acero negativo (superior): 2.731 cm<sup>2</sup>.

#### Determinación del refuerzo longitudinal:

Área requerida (-): 2.731 cm<sup>2</sup> <> 3 Ø1/2"

Área requerida (+):

$$A_s \text{ min} = 0.8 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{14.1}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 0.8 \cdot \frac{\sqrt{280}}{4200} \cdot 40 \cdot 54 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{14.1}{4200} \cdot 40 \cdot 54 = 7.25 \text{ cm}^2$$

Entonces, Área requerida (+): 7.25 cm<sup>2</sup> <> 3 Ø3/4"

Cuantía requerida: 2.731 cm<sup>2</sup> / 40cmx54cm = 0.0013

Verificando cuantías:

$$\rho_{\text{max}} = 0.75\rho_b + \rho'f_s/f_y = 0.0214 + 2.731/(40 \times 54) \times 4200/4200$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.022 > 0.00462$$

Por lo tanto, se usará: **3 varillas Ø1/2" (-)**

**3 varillas Ø3/4" (+)**

Figura N° 3.04 - Área de acero en viga collar.

Concrete Beam Design Information (ACI 318-05/IBC2003)

Frame ID	16	Analysis Section	VIGA COLLAR
Design Code	ACI 318-05/IBC2003	Design Section	VIGA COLLAR

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
COMB9	195.09	0.000	0.901	0.000
COMB10	0.00	1.131	0.000	0.000
COMB10	48.77	0.568	0.000	0.000
COMB10	97.55	0.087	0.165	0.000
COMB10	146.32	0.000	0.573	0.000
COMB10	195.09	0.000	0.901	0.000
ENVOLVENTE	0.00	2.731	0.000	0.000

Modify/Show Overwrites: Overwrites | Display Details for Selected Item: Summary | Flex. Details | Shear Details | Display Complete Details: Tabular Data | Stylesheet: Default | Table Format File |

OK Cancel

Concrete Design Data - ACI 318-05/IBC2003

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Ordinary Units: Ton, cm, C (Summary)

L=195.090

Element	: 16	D=60.000	B=40.000	bf=40.000
Station Loc	: 0.000	ds=0.000	dct=6.000	dcb=6.000
Section ID	: VIGA COLLAR	E=251.000	Fc=0.280	Lt.Wt. Fac.=1.000
Combo ID	: ENVOLVENTE	Fy=4.218	Fys=4.218	

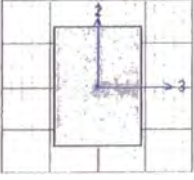
Phi(Bending): 0.900  
Phi(Shear): 0.750  
Phi(Seis Shear): 0.600  
Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	0.000	-416.468	0.000	0.000

Flexural Reinforcement for Moment, M3	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	2.731	0.000	2.049	2.731
Bottom (-2 Axis)	0.000	0.000	0.000	0.000

Shear Reinforcement for Shear, U2	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.000	4.839	14.376	0.000	5.910

Reinforcement for Torsion, T	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	25.293	95.837	1851.527	164.440



Fuente: Elaboración propia.

### Determinación del refuerzo transversal:

$$A_v \min = 0.2 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot s$$

Donde:  $s \leq 60 \text{ cm}$  o  $s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$

Considerando  $s = 25 \text{ cm}$ :

$$A_v \min = 0.2 \cdot \frac{\sqrt{280}}{4200} \cdot 54 \cdot 25 = 1.075 \text{ cm}^2$$

Se verifica "s" asumiendo  $\emptyset 1/4$ :  $s = 0.32 \text{ cm}^2 \times 2 / 0.01075 \text{ cm}^2 = 59.5 \text{ cm}$



Por lo tanto, se usará: **Varillas Ø1/4"@25 cm**

### e) DISEÑO DE LA LOSA DE TECHO

La combinación COMB2 produce los mayores esfuerzos:

Momento máximo M11: -4.16 ton-m/m.

Momento máximo M22: 4.16 ton-m/m.

Usando Øprincipal = 1/2"      Øprincipal = 1.27 cm

$d = 20 - (\text{recub} + \text{Øprincipal} / 2)$        $d = 15.36 \text{ cm}$

$$A_s = b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot M \cdot 10^5}{0.9 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_s = 100 \cdot 15.36 \cdot \frac{280}{4200} \cdot \left( 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot 4.16 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 15.36^2}} \right)$$

$$A_s = 7.48 \text{ cm}^2$$

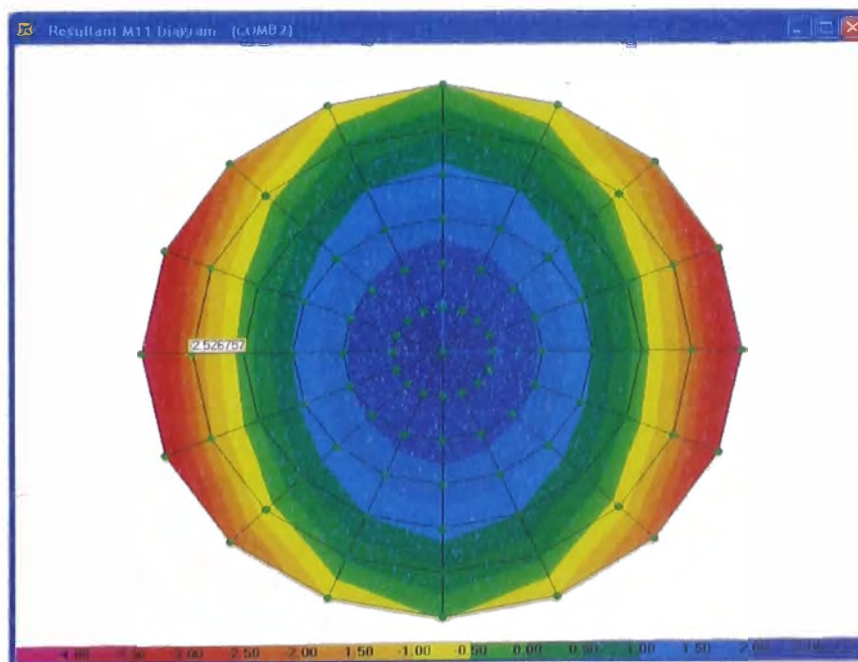
Calculando la separación (s):

$$s = \frac{2 \cdot b}{A_s \cdot 100}$$

$$s = 0.26 \text{ m}$$

Por lo tanto, se usará: **Varillas Ø1/2"@25 cm**

Figura N° 3.05 - Momento flector M11 (tn-m/m), para la combinación COMB2



Fuente: Elaboración propia.



## RESUMEN DISEÑO – MODELO 1

El resumen del diseño para el modelo 1, se describe en las siguientes tablas:

Tabla N° 3.10 – Diseño modelo 1

Elemento	Sección	Refuerzo principal	Estribos
Columna	100cm x 100cm	35Ø1"	Ø1/2"@30cm
Viga arriostre	40cm x 60cm	4Ø3/4"(-) 3Ø3/4" (+)	Ø1/4"@15 cm
Viga collar	40cm x 60cm	3Ø1/2"(-) 3Ø3/4" (+)	Ø1/4"@25 cm
Losa de techo	20cm	Ø1/2"@25cm (arriba) Ø1/2"@25cm (abajo)	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 3.11 – Refuerzo horizontal en cilindro y tolva

Nivel	Refuerzo horizontal
30.75 – 28.76	2Ø1/2"@25cm
28.76 – 22.76	2Ø1/2"@20cm
22.76 – 3.00	2Ø1/2"@10cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 3.12 – Refuerzo vertical en cilindro y tolva

Nivel	Refuerzo vertical
30.75 – 24.75	2Ø3/8"@25cm
24.75 – 18.75	2Ø3/8"@25cm
18.75 – 12.75	2Ø3/8"@25cm
12.75 – 7.30	2Ø5/8"@20cm
7.30 – 3.00	2Ø3/8"@25cm

Fuente: Elaboración propia.

## 3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL: MODELO 2

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### PRINCIPALES RESULTADOS

A continuación se presentan los principales resultados obtenidos con el programa SAP2000.

a) Modos y Frecuencias naturales de la estructura

El periodo fundamental de vibración del silo de acero es de  $T=0.241s$ .

Tabla N° 3.13 - Periodos modales y frecuencias (silo de acero).

<b>TABLE: Modal Periods And Frequencies</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>CircFreq</b>	<b>Eigenvalue</b>
<b>Text</b>	<b>Sec</b>	<b>Cyc/sec</b>	<b>rad/sec</b>	<b>rad2/sec2</b>
MODAL 1	0.241	4.155	26.108	681.61
MODAL 2	0.156	6.404	40.240	1619.30
MODAL 3	0.155	6.449	40.520	1641.90
MODAL 4	0.152	6.593	41.425	1716.00
MODAL 5	0.152	6.600	41.468	1719.60
MODAL 6	0.151	6.629	41.651	1734.80
MODAL 7	0.151	6.630	41.657	1735.30
MODAL 8	0.150	6.647	41.763	1744.20
MODAL 9	0.139	7.174	45.074	2031.70
MODAL 10	0.096	10.442	65.610	4304.60
MODAL 11	0.096	10.442	65.610	4304.60
MODAL 12	0.094	10.589	66.534	4426.80

Fuente: Elaboración propia.

b) Desplazamientos máximos en el silo

El desplazamiento máximo ocurre en el nivel +5.377 y es de 0.27 cm tanto en la dirección X como en la dirección Y. Por lo tanto el desplazamiento relativo lateral es  $0.27/537.7 = 0.0005 < 0.010$  que es un valor aceptable.

Tabla N° 3.14 - Desplazamientos máximos x 3/4R (silo de acero).

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm
1165	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00436
1166	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00551
1166	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00000
1167	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00716
1167	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00436
1168	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00697
1168	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00697
1169	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00436
1169	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00715
1170	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00000
1170	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00551
1171	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00436
1171	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00715
1172	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00697
1172	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00697
1173	CargaSismoX	LinRespSpec	0.27147	0.00000	0.00715
1173	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.27147	0.00436
1174	CargaSismoX	LinRespSpec	0.06271	0.00000	0.00925
1174	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.05847	0.00000
1175	CargaSismoX	LinRespSpec	0.05847	0.00000	0.00000
1175	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.06271	0.00925
1176	CargaSismoX	LinRespSpec	0.05847	0.00000	0.00000
1176	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.06271	0.00925
1177	CargaSismoX	LinRespSpec	0.06271	0.00000	0.00925
1177	CargaSismoY	LinRespSpec	0.00000	0.05847	0.00000

Fuente: Elaboración propia.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural se usará la Norma AISC-ASD correspondiente al uso del Acero Estructural.

### a) DISEÑO DE COLUMNA

Del programa SAP 2000 se obtienen los siguientes resultados:

La combinación COMB2 produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura N° 3.07:

Esfuerzo de compresión axial:	262.95 ton.
Momento máximo 3-3:	4.05 ton-m.
Momento mínimo 2-2:	-0.11 ton-m.

Por lo tanto, se usará: **Perfil WF 14x132**

Figura N° 3.06 - Fuerzas en columna de acero

Steel Stress Check Information (AISC ASD01)

COMBO	STATION	LOC	MOMENT INTERACTION CHECK	HA0-SHR	MIN-SHR
COMB1	0.00	0.062 (C)	= 0.056 + 0.006 + 0.000	0.002	0.000
COMB1	537.75	0.061 (C)	= 0.052 + 0.008 + 0.000	0.002	0.000
COMB1	537.75	0.049 (C)	= 0.048 + 0.000 + 0.000	0.000	0.000
COMB1	1075.50	0.045 (C)	= 0.045 + 0.000 + 0.000	0.000	0.000
COMB2	537.75	0.924 (C)	= 0.844 + 0.075 + 0.006	0.023	0.000
COMB2	537.75	0.906 (C)	= 0.840 + 0.065 + 0.002	0.023	0.000
COMB2	537.75	0.865 (C)	= 0.812 + 0.052 + 0.002	0.010	0.000

Steel Stress Check Data AISC ASD01

AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK  
Combo : COMB2  
Units : Ton, m, C

Frame : 21      Design Sect: W14X132  
X Mid : -3.536      Design Type: Column  
Y Mid : -3.536      Frame Type : Ordinary Moment Frame  
Z Mid : 5.378      Sect Class : Compact  
Length : 10.755      Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 0.000      ALLF : 1.000

Area : 0.025      SMajor : 0.003      rMajor : 0.160      AUMajor : 0.006  
IMajor : 6.360E-04      SMInor : 0.001      rMinor : 0.095      AUMInor : 0.016  
IMInor : 2.281E-04      ZMajor : 0.004      E : 20000000.000  
Ixy : 0.000      ZMinor : 0.002      Fy : 25310.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-262.945	4.054	-0.114	1.410	-0.026	7.679E-06

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (H1-1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0.924	0.043	0.075	0.006	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	P Force	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	-262.945	10504.250	12462.137	15186.000

MOMENT DESIGN

	M Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Ca Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	4.054	1185.090	15186.000	90604.486	0.850	1.000	0.500	1.000
Minor Moment	-0.114	93.799	10902.500	32451.785	0.850	1.000	0.500	1.000

Fuente: Elaboración propia.

## b) DISEÑO DE VIGA

La combinación COMB2 produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura N° 3.08:

- Esfuerzo de compresión axial: 30.03 ton.
- Momento máximo 3-3: -0.10 ton-m.
- Momento mínimo 2-2: 15.87 ton-m.



Por lo tanto, se usará: **Perfil WF 8x24**

Figura N° 3.07 - Fuerzas en viga metálica.

Steel Stress Check Information (AISC ASD01)

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB1	471.40	0.055 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.029	0.000	0.001
COMB1	519.54	0.042 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.015	0.000	0.002
COMB1	565.69	0.030 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.003	0.000	0.003
COMB1	612.83	0.052 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.026	0.000	0.003
COMB1	659.97	0.080 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.053	0.000	0.004
COMB1	707.11	0.111 (T)	= 0.026 + 0.000 + 0.085	0.000	0.004

Steel Stress Check Data - AISC ASD01

AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK  
Combo : COMB2  
Units : Ton, cm, C

Frame : 32      Design Sect: W8X24  
X Mid : 0.000      Design Type: Beam  
Y Mid : -353.553      Frame Type: Ordinary Moment Frame  
Z Mid : 587.750      Sect Class: Compact  
Length : 707.107      Major Axis: 0.000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 0.000      ALLF : 1.000

Area : 45.677      SMajor : 342.207      rMajor : 8.606      AUMajor : 12.585  
IMajor : 3446.396      SMInor : 92.343      rMInor : 4.084      AUMInor : 27.935  
IMInor : 761.783      ZMajor : 308.180      E : 2000.000  
IXY : 0.000      ZMInor : 140.437      Fy : 2.531

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS	Location	P	M33	M22	U2	U3	T
	0.000	30.028	-0.100	15.069	-2.728E-04	0.129	-2.804E-05

P/M DEMAND/CAPACITY RATIO	Governing Equation (H2-1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
		0.524	0.433	0.000	0.091	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN	P Force	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	30.028	0.657	0.343	1.519

MOMENT DESIGN	M Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fc Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-0.100	2.928E-04	0.398	1.554	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	15.069	0.172	1.098	0.343	1.000	1.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia.

**c) DISEÑO DE ARRIOSTRE**

La combinación COMB2 produce los mayores esfuerzos, tal como se muestra en la figura N° 3.09:

Esfuerzo de compresión axial: 26.40 ton.

Momento máximo 3-3: 0.309 ton-m.

Momento mínimo 2-2: -0.656 ton-m.

Por lo tanto, se usará: **Perfil WF 12x65**

Figura N° 3.08 Fuerzas en arriostre metálico.

Steel Stress Check Information (AISC-ASD01)

Frame ID: 52      Analysis Section: W12x65  
Design Code: AISC-ASD01      Design Section: W12x65

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB1	0.00	0.031 (C)	= 0.009 + 0.000 + 0.022	0.000	0.003
COMB1	222.09	0.016 (C)	= 0.008 + 0.001 + 0.008	0.000	0.000
COMB1	444.18	0.013 (C)	= 0.007 + 0.002 + 0.005	0.000	0.002
COMB2	0.00	0.299 (C)	= 0.182 + 0.000 + 0.117	0.002	0.008
COMB2	222.09	0.196 (C)	= 0.181 + 0.008 + 0.007	0.002	0.006
COMB2	444.18	0.289 (C)	= 0.180 + 0.017 + 0.092	0.002	0.004
COMB3	0.00	0.246 (C)	= 0.149 + 0.000 + 0.096	0.002	0.006

Buttons: Modify/Show Overwrites, Display Details for Selected Item, Display Complete Details, Stylesheet: Default, Table Format File, OK, Cancel

Steel Stress Check Data AISC-ASD01

Units: Ton, cm, C

**AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK**  
Combo : COMB2  
Units : Ton, cm, C

Frame : 52      Design Sect: W12X65  
X Mid : 176.777      Design Type: Brace  
Y Mid : -353.553      Frame Type: Ordinary Moment Frame  
Z Mid : 403.313      Sect Class: Compact  
Length : 444.170      Major Axis: 0.000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 0.000      RLLF : 1.000

Area : 129.226      SMajor : 1441.304      rMajor : 13.418      AUMajor: 30.495  
IMajor : 22185.135      SMinor : 475.225      rMinor : 7.666      AUMinor: 70.064  
IMinor : 7242.427      ZMajor : 1586.260      E : 2000.000  
Ixy : 0.000      ZMinor : 722.669      Fy : 2.531

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-26.397	0.793	115.018	0.077	0.634	-0.034

**PMM DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation (H1-1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0.299	0.182	0.000	0.117	1.000	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

Force	P	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	-26.397	0.214	1.170	1.519

**MOMENT DESIGN**

Moment	M	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.793	5.503E-04	1.519	2.349	1.000	1.000	2.000	1.000
Minor Moment	115.018	0.242	1.898	3.068	0.050	1.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia.

d) **ESFUERZO MAXIMO SOBRE PARED DEL SILO**

La combinación COMB2 produce los mayores esfuerzos sobre las paredes del silo, tal como se muestra en la tabla N° 3.15:



Tabla N° 3.15 – Esfuerzos máximos sobre pared del silo

TABLE: Element Stresses - Area Shells						
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	S11Top	S22Top
Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm	Kgf/cm
802	370	Shell-Thin	1160	COMB2	425.8	1514.42
803	371	Shell-Thin	1160	COMB2	428.16	1511.86
806	374	Shell-Thin	1164	COMB2	411.04	1464.04
807	375	Shell-Thin	1164	COMB2	412.26	1456.24
810	378	Shell-Thin	1168	COMB2	416.75	1473.55
811	379	Shell-Thin	1168	COMB2	414.27	1477.21
814	382	Shell-Thin	1172	COMB2	427.9	1510.74
815	383	Shell-Thin	1172	COMB2	425.74	1514.97

Fuente: Elaboración propia.

El esfuerzo máximo actuante es de:  $1,514.97 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$  (160 MPa). Por lo tanto, los espesores de plancha para cada nivel son los adecuados.

## RESUMEN DISEÑO – MODELO 2

El resumen del diseño para el modelo 2, se describe en las siguientes tablas:

Tabla N° 3.16 – Resumen de perfiles modelo 2

Elemento	Perfil
Columna	WF 14x132
Viga	WF 8x24
Arriostre de columnas	WF 12x65
Arriostre de techo	HSS 6"x6"x3/8"

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 3.17 – Espesores de plancha de silo, techo y tolva

Nivel (m)	Espesor de plancha
30.75 – 24.75	1/4"
24.75 – 18.75	5/16"
18.75 – 10.75	3/8"
Tolva	3/8"
Techo	5/16"

Fuente: Elaboración propia.

## CAPÍTULO IV: ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

### 4.1 PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: MODELO 1

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL
<b>1.00</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				
<b>1.01</b>	<b>Techo del cilindro</b>				
	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	15.71	168.56	2,647.66
	Encofrado y desencofrado caravista	m <sup>2</sup>	78.54	22.24	1,746.74
	Acero fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	795.20	1.35	1,071.67
<b>1.02</b>	<b>Silo cilíndrico</b>				
	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	126.92	168.56	21,393.13
	Encofrado y desencofrado caravista	m <sup>2</sup>	1,281.77	22.24	28,506.74
	Acero fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	12,527.57	1.35	16,883.03
<b>1.03</b>	<b>Tolva</b>				
	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	18.48	168.56	3,114.17
	Encofrado y desencofrado caravista	m <sup>2</sup>	184.76	22.24	4,109.00
	Acero fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,852.14	1.35	2,496.07
<b>1.04</b>	<b>Columnas</b>				
	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	86.04	168.56	14,502.52
	Encofrado y desencofrado caravista	m <sup>2</sup>	344.16	22.24	7,654.17
	Acero fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	13,109.38	1.35	17,667.12
<b>1.05</b>	<b>Vigas</b>				
	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	14.89	168.56	2,510.37
	Encofrado y desencofrado caravista	m <sup>2</sup>	61.28	22.24	1,362.88
	Acero fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	950.02	1.35	1,280.31
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>\$126,945.58</b>
<b>GASTOS GENERALES</b>		<b>10%</b>			<b>\$12,694.56</b>
<b>UTILIDAD</b>		<b>8%</b>			<b>\$10,155.65</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>					<b>\$149,795.78</b>

Los precios unitarios están basados en la última edición de la Revista Constructivo (Diciembre 2010 – Enero 2011).

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: SILO DE CONCRETO ARMADO

Producto almacenado:	Soya
Capacidad de almacenamiento:	1,600 m <sup>3</sup> .
Altura del cilindro:	20m.
Diámetro de cilindro:	10m.
Tolva cónica:	Angulo inclinación 60°.
Tipo de flujo:	Flujo de embudo.
Material:	Concreto f'c=280kg/cm <sup>2</sup> . Acero corrugado fy=4200kg/cm <sup>2</sup> .
Encofrado y desencofrado:	Caravista.

## 4.2 PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TECNICAS: MODELO 2

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL
1.00	Suministro y fabricacion de silo	ton	81,086.5	\$2.28	\$185,094.30
2.00	Pintado de silo en taller	m2	2,137.2	\$8.09	\$17,296.52
3.00	Transporte de silo a obra	viaje	3.0	\$3,332.00	\$9,996.00
4.00	Montaje de silo (inc. capa de acabado)	ton	81,086.5	\$2.29	\$185,406.12
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>\$397,792.94</b>
<b>GASTOS GENERALES</b>		10%			<b>\$39,779.29</b>
<b>UTILIDAD</b>		8%			<b>\$31,823.44</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>					<b>\$469,395.67</b>

Ver anexo 2 correspondiente a la elaboración de los costos unitarios.

### ESPECIFICACIONES TECNICAS: SILO DE ACERO ESTRUCTURAL

Producto almacenado:	Soya.
Capacidad de almacenamiento:	1,600 m <sup>3</sup>
Altura del cilindro:	20m.
Diámetro de cilindro:	10m.
Tolva cónica:	Angulo inclinación 60°.
Tipo de flujo:	Flujo de embudo.
Material:	Acero ASTM A-36.
Protección superficial y acabado:	
Protección superficial:	Granallado al metal blanco.
Imprimación:	01 capa de pintura anticorrosiva epoxica a 4.0 mils de eps.
Acabado:	01 capa de pintura poliuretano alifático a 2.0 mils de eps.
Espesor total del sistema:	6.0 mils de eps.

## CONCLUSIONES

- Las relaciones entre propiedades del material almacenado y el componente de la estructura del silo, los procesos de llenado y descarga del silo, los patrones de flujo desarrollados, las presiones en las paredes, las tensiones estructurales, las imperfecciones geométricas de fabricación u otra índole y el modo de fallo estructural que puede darse, son bastante complejas y de hecho no pueden cuantificarse con exactitud para los casos más complicados. Esto hace que sea necesario seguir un método ordenado y muy cuidadoso a la hora de diseñar silos metálicos de pared delgada.
- Los silos en los que se desarrolla flujo en embudo, normalmente conducen a la segregación del sólido almacenado, por lo que sólo son útiles para albergar sólidos en los que la segregación no sea un problema. El patrón de flujo en un silo en el que se desarrolla flujo en embudo sigue siendo un tema en el que se requiere una investigación en profundidad, ya que las asimetrías que se pueden producir en este patrón de flujo pueden poner en peligro la integridad estructural del silo.
- Ambos tipos de silos, de concreto armado y metálicos, desarrollan esfuerzos de membrana en toda la estructura por el hecho de que la estructura es una cáscara de revolución. En los puntos de transición como la conexión del cilindro y el cono, y la conexión con el techo es de esperar que se produzcan concentraciones de esfuerzos flexionales. Cuando las estructuras desarrollan esfuerzos membranales se está optimizando la sección porque todas las fibras del material están siendo forzadas.
- De los tres métodos empleados para pre dimensionar el espesor de pared del silo de concreto, el más confiable es el primero (Método de Reimbert), ya que involucra en el cálculo del espesor, las presiones que actúan sobre el silo, a diferencia de los otros dos que sólo dependen del diámetro y de la altura del silo respectivamente.
- En el cálculo del espesor de plancha metálica que conforman la parte cilíndrica y la tolva del silo de acero, se consideran virolas de 1.5m de altura (formato comercial de plancha: 1.50mx6.00m), las cuales son de espesor

mayor en los niveles inferiores del silo (presiones mayores) y menores espesores en los niveles superiores del silo (presiones menores).

- La estructura del modelo 2 (silo de acero) es ligeramente más flexible (Periodo fundamental  $T=0.241s$ ) que la estructura del modelo 1 (silo de concreto) que presenta un periodo fundamental de vibración de  $T=0.185s$ .
- El costo de fabricación y montaje del silo de acero es aproximadamente tres veces el costo de construcción del silo de concreto. Esta marcada diferencia se encuentra en los costos de acabado y protección superficial que requiere el silo de acero (pintura), así como el costo de las unidades especiales (camabaja) que se requieren para transportar los anillos metálicos que conforman el cilindro y la tolva del silo, considerando que las fabricaciones se realizan en Lima y se trasladan hacia Trujillo (Salaverry). Por último, es incidente en la diferencia de costos, el montaje de las estructuras, ya que se considera no sólo la mano de obra de montaje propiamente dicha sino también soldadores calificados para la unión (mediante soldadura) de los anillos mencionados.
- Los costos unitarios en el presupuesto de silo de acero son los que se manejan actualmente en el mercado nacional, resultando un costo total unitario de \$5.79/kg. Si comparamos el costo total unitario para el silo de concreto, considerando un peso de 629 ton aproximadamente, obtendríamos \$0.24/kg; los costos unitarios por partida para el silo de concreto fueron obtenidos de la última edición de la revista Constructivo.



## RECOMENDACIONES

- Durante la construcción de silos metálicos se requiere de mucho cuidado con el uso de elementos de conexión, especialmente de los pernos o tornillos, debe usarse los especificados en el diseño. El uso de tornillos inadecuados, aún resistiendo los esfuerzos mientras el material está en reposo, pueden ser insuficientes para los esfuerzos durante el movimiento del material causando el colapso de la estructura.
- Un silo diseñado en flujo masivo tiene ciertos beneficios, pero también desventajas. La elección del patrón de flujo es la primera y más importante decisión a tomar en la selección de un silo, es preciso justificar la selección con las razones correctas. El concepto clave de un silo en flujo masivo es que todo el contenido alrededor de la salida está en movimiento durante la descarga. Este modelo de flujo conlleva dos ventajas. Una, la ausencia de regiones estáticas de material durante un tiempo indefinido, lo cual para ciertas sustancias a almacenar les produce deterioro, sobre todo si el silo se rellena antes de vaciarse completamente. El segundo claro beneficio de un silo en flujo masivo es que el sólido a granel fluye mejor que en otro caso. Sustancias de difícil flujo pueden pasar mejor a través de un pequeño orificio de salida en flujo masivo que en otro caso de modelo de flujo. La gran desventaja del empleo de silos en flujo masivo reside en la inclinación que debe tomar la tolva, eso conlleva que para una misma altura de estructura, el silo en flujo masivo requiera una mayor altura de conjunto para igualar la capacidad de almacenamiento.
- Los problemas de flujo más comunes son la formación de bóvedas y los agujeros de rata. Estos términos describen la forma tomada por el material que no fluye por gravedad cuando se abre la salida. En el primer caso, el material estático atraviesa completamente el canal de flujo sobre la salida. Un agujero de rata se forma cuando un estrecho canal de flujo vacía el material desde la superficie superior del volumen almacenado. La habilidad del sólido a granel de sostener una condición de "acantilado" estable cuando no existe una superficie que lo restrinja se debe a su esfuerzo cortante ilimitado. Esta propiedad es inherente a la naturaleza de los sólidos a granel



pero el efecto depende del grado de compactación del sólido. Es obvio que el propio peso del material almacenado compacta al material, lo que no es siempre tan obvio es que grado de compactación se llega a tener. Esto puede resolverse mediante inspección o según la experiencia que se tenga trabajando con el material en cuestión. Por eso en muchas ocasiones si se tienen sospechas de que un material puede dar ciertos problemas de flujo, o no fluye correctamente, es apropiado ponerse en manos expertas sobre el tema con posibilidad de practicar ensayos.

- Es posible que durante un sismo la vibración lateral de la estructura y el material almacenado pueda reducir o eliminar momentáneamente la fricción vertical del material almacenado desarrollada en las paredes, por lo que se sugiere que el fondo de los silos se diseñe para cargar el peso total efectivo ( $W_{eff}$ ) del material almacenado en zonas de alta sismicidad y en proporción a la carga de fondo vertical para otras zonas sísmicas mediante la interpolación lineal (por zona) suponiendo que la carga del fondo para la zona asísmica, es la debida a la presión de diseño  $q_{des}$ . Con este criterio, si la carga que se obtiene sobre la losa de fondo, multiplicada por el factor de reducción de carga accidental de 0.75, es mayor que  $q_{des}$ , entonces, la carga con sismo rige el diseño de esta losa.
- Si la carga de techo de un silo es pequeña comparada con las paredes del silo y las cargas del material almacenado, las cargas del techo se pueden agregar a las cargas de las paredes suponiendo que están aplicadas en el centro de la altura de las paredes del silo; sin embargo, cuando las cargas del techo son demasiado pesadas o cuando la altura del silo se divide verticalmente en pisos, las fuerzas laterales deben distribuirse verticalmente, según lo especifique el código correspondiente. También los momentos horizontales locales que ocurren en las paredes deben considerarse para el diseño de las paredes.

## BIBLIOGRAFÍA

- AGURTO HERRERA, Juan Felipe; Diseño sísmico de un silo de acero, UNI-FIC, 1986.
- GRUPO CONSTRUCTIVO, Constructivo; Lima, 2011, Edición 78.
- HARMSSEN, Teodoro E.; Diseño de Estructuras en Concreto Armado, Lima, 2002, 3ª Edición.
- MEDINA ALAFARO, José Martín; Análisis y diseño de un silo de concreto armado, UNI-FIC, 2002.

### **Páginas web consultadas**

- <http://www.amcaonline.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/1168/1116>.
- [http://oa.upm.es/445/1/EUTIQUEIO\\_GALLEGO\\_VAZQUEZ.pdf](http://oa.upm.es/445/1/EUTIQUEIO_GALLEGO_VAZQUEZ.pdf).
- <http://www.amcaonline.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/742/702>.
- <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4271/fichero/TOMO+I+-+DISE%20DE+UN+SILO+CONFORME+AL+EUROC%20D3DIGO%252F3.CAP%20TULO+2.pdf>.

## **ANEXOS**

ANEXO 1: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE SILO.

ANEXO 2: CÁLCULO DE COSTOS UNITARIOS (PRESUPUESTO SILO DE ACERO).

ANEXO 3: ESFUERZOS PERMISIBLES EN PLANCHAS DE ACERO SEGÚN API ESTÁNDAR 650.

## ANEXO 1: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE SILO

### Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de silos

Tipo	Ventajas	Desventajas
Silo de concreto armado	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Puede configurarse fácilmente.</li> <li>. Dado que el concreto es relativamente inerte no requiere membranas protectoras.</li> <li>. Se les pueden dar acabados estéticos, más fácilmente que en otros materiales.</li> <li>. Debido al gran espesor de sus paredes, son menos vulnerables al pandeo, comparados con silos de otros materiales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. El peso de las estructuras de concreto es mayor que el de las estructuras metálicas, de tal manera que requieren mayores dimensiones en la cimentación.</li> <li>. Son susceptibles de agrietamiento.</li> </ul>
Silos de concreto prefabricado	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Ofrecen mejor calidad, resultante de la fabricación según condiciones estrictas de control de calidad.</li> <li>. Implican un menor costo de montaje, resultante de: (i) poca o no-utilización de cimbra; (ii) menor tiempo de preparación antes de la construcción; (iii) menor necesidad de control de calidad de campo y (iv) la necesidad de menor personal altamente calificado, comparada con la construcción colada en el lugar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Restricciones de transporte derivadas del peso y el tamaño de sus componentes.</li> </ul>

### Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de silos

Tipo	Ventajas	Desventajas
<p style="text-align: center;">Silos de concreto post-tensado</p>	<p>· Su resistencia al agrietamiento. Las paredes se comportan monolíticamente y están sujetas a una compresión horizontal que previene las grietas de contracción.</p> <p>· Reportan economía en la construcción inicial. La mayoría de esta economía resulta de la eliminación de las dificultades de la cimbra deslizable, cuando el post-tensado no se utiliza.</p> <p>Economía en mantenimiento. Como el post-tensado se diseña para prevenir los esfuerzos de tensión horizontal en las paredes, éste puede ser efectivo en el control del agrietamiento vertical, aún en condiciones de vibración.</p> <p>· Las paredes post-tensadas pueden tolerar las irregularidades inesperadas de las distribuciones de presiones de los materiales almacenados, mejor que las de concreto reforzado.</p>	<p>· El diseñador debe familiarizarse con el post-tensado y los problemas de las cimbras deslizables.</p>

### Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de silos

<b>Tipo</b>	<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
Silos de acero	<ul style="list-style-type: none"><li>. Debido al poco espesor de paredes en este tipo de silos, comparado con el de otros materiales, la estructura tiene un peso considerablemente menor.</li><li>. En el caso de silos empernados, los elementos pueden ser desmontados y reubicados en otra lugar.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>. La estructura está sometida a esfuerzos que pueden ocasionar el pandeo en ciertos niveles del mismo, se podrían requerir de elementos de arriostre para prevenir este fenómeno.</li><li>. Presentan corrosión y desgaste por abrasión, requieren de controles rutinarios para verificar las condiciones en las que se encuentran los miembros que lo conforman, para garantizar que estos puedan continuar en servicio.</li></ul>



## ANEXO 2: CÁLCULO DE COSTOS UNITARIOS (PRESUPUESTO SILO DE ACERO)

### 1. CALCULO DEL PESO DE SILO

CODIGO	DESCRIPCION	Long. mm	Ancho mm	Und.	Cant. Unit.	Cant. Total	Peso Total	Costo Total	AREA m2
<b>SILO, TOLVA Y TECHO</b>				Cant	1				
PL3	Plancha Estructural 6.40mm	31,415.93	6,000.00	pza	1	1	9,470.02	8,807.12	376.99
PLES04	Plancha Estructural 5/16"	31,415.93	6,000.00	pza	1	1	11,745.04	10,922.89	376.99
PL6	Plancha Estructural 9.50mm	31,415.93	8,000.00	pza	1	1	18,742.74	17,430.75	502.65
PL6	Plancha Estructural 9.50mm	18,849.56	4,932.88	pza	1	1	6,934.18	6,448.79	185.97
PLES04	Plancha Estructural 5/16"	78,539.82	1,000.00	pza	1	1	4,893.77	4,551.20	157.08
<b>COLUMNAS</b>				Cant	1				
WF14x132	WF14x132	10,750.00		pza	4	4	8,600.00	8,170.00	96.33
<b>ARRIOSTRES DE TECHO</b>				Cant	1				
PL6	Plancha Estructural 9.50mm	5,000.00	609.60	pza	8	8	1,818.44	1,691.15	48.77
<b>VIGAS Y ARRIOSTRES</b>				Cant	1				
WF8x24	WF8x24	7,070.00		pza	4	4	1,028.36	976.95	30.07
WF12x65	WF12x65	4,440.00		pza	32	32	13,992.73	13,293.09	260.56
	Detalles otras conexiones, etc		5%				3,861.26	3,614.60	101.77
	Desperdicio		7%					5,313.46	
<b>TOTALES</b>							<b>81,086.54</b>	<b>\$81,219.98</b>	<b>2,137.18</b>

Peso total del silo: 81.08 ton.

Costo de materiales: \$63,834.84

**Costo de materiales x kg de estructura: \$1.00**

### 2. CÁLCULO DEL COSTO DE FABRICACIÓN

#### COSTO DE INGENIERIA, PRUEBAS Y SERVICIOS

Descripcion	Peso (kg)	Costo Unitario (\$/kg)	Parcial (\$)
Ingenieria de taller	81,086.54	0.100	\$8,108.65
Pruebas	81,086.54	0.039	\$3,125.80
Prearmado	81,086.54	0.105	\$8,505.58
Corte y dobléz	9,030.00	0.210	\$1,896.30
Rolado cilindrico	41,955.69	0.315	\$13,202.84
Rolado conico	7,280.89	0.629	\$4,582.38

#### COSTO DE MANO DE OBRA DE FABRICACION (Incluye consumibles)

##### FABRICACION DE SILO

Descripcion	Peso (kg)	Costo Unitario (\$/kg)	Parcial (\$)
Habilitado	81,086.54	0.035	\$2,835.19
Armado	81,086.54	0.105	\$8,505.58
Arco Sumergido	81,086.54	0.140	\$11,340.77
Estructurado	81,086.54	0.210	\$17,011.16

## MANIPULACIÓN Y EMBALAJE

Descripcion	Peso (kg)	Costo Unitario (\$/kg)	Parcial (\$)
Equipos menores	81,086.54	0.030	\$2,432.60
Equipos de seguridad	81,086.54	0.006	\$494.63
Montacargas	81,086.54	0.056	\$4,536.31

**TOTAL COSTO DE FABRICACION \$86,577.80**

Costo de fabricación x kg de estructura: \$1.07

### 3. CÁLCULO DEL COSTO DE APLICACIÓN DE PINTURA EN TALLER

AREA TEORICA DE PINTADO 2,137.18 m<sup>2</sup>

% pérdida anticorrosivo	50%	3.0 mils de eps
% pérdida mist coat	50%	1.0 mils de eps
% pérdida acabado	50%	5.0 mils de eps

#### COSTO DE MATERIALES

Producto	Rendimiento m <sup>2</sup> -mano/gln	Cantidad manos	Numero galones	Costo galon (\$)	Parcial (\$)
ZINC CLAD 60 BR (A+B)	30.30	1	141	\$48.00	\$6,771.10
MACROPOXY 646 (A+B)	107.29	1	40	\$27.00	\$1,075.62
MACROPOXY 646 (A+B)	21.46	0	0	\$27.00	\$0.00
Diluyente 930 (Zinc Inorganico/550/3917)			28	\$14.00	\$394.98
Diluyente Epoxico Estándar			8	\$11.00	\$87.64

Costo de galones de pintura = \$ 8,329.34

#### COSTO DE MANO DE OBRA

Producto	Area (m <sup>2</sup> )	Costo MO (\$/m <sup>2</sup> x mano)	Cantidad manos	Parcial (\$)
Capas completas	2,137.18	0.52	3	\$3,362.69
Capa de retoque	0.00	0.14	0	\$0.00

Costo de M.O. de pintado = \$ 3,362.69

#### COSTO DE PREPARACION DE SUPERFICIES

Tipo	Area (m <sup>2</sup> )	Costo (\$/m <sup>2</sup> )	Parcial (\$)
Granallado al metal blanco	2,137.18	2.62	\$5,604.49

Costo de preparacion de superficies = \$ 5,604.49

**TOTAL COSTO DE PINTADO EN TALLER \$17,296.52**

Costo de pintado en taller x kg de estructura: \$1.07

#### 4. CÁLCULO DEL COSTO DE TRANSPORTE

Peso total: 81,086.54 kg

##### COSTO DE TRANSPORTE

Nº viajes en camabaja: 3.00  
Costo \$ / viaje: 3,000.00 \$9,000.00

##### COSTO DE CARGA SOBRE CAMION

Nº de Días: 1.00 3.00 \$/hh \$36.00 mano de obra  
Nº de personas: 6.00 2.00 hh/día \$130.00 grua  
Nº de gruas 50 ton: 1.00 65.00 \$/h-maq \$166.00 x camión  
3.00 camiones  
\$498.00

##### COSTO DE DESCARGA SOBRE CAMION

Nº de Días: 1.00 3.00 \$/hh \$36.00 mano de obra  
Nº de personas: 6.00 2.00 hh/día \$130.00 grua  
Nº de gruas 50 ton: 1.00 65.00 \$/h-maq \$166.00 x camión  
3.00 camiones  
\$498.00

**TOTAL COSTO DE TRANSPORTE \$9,996.00**

**Costo de transporte x kg de estructura: \$0.123**

#### 5. CÁLCULO DEL COSTO DE MONTAJE

Peso total: 81,086.54 kg  
Tiempo de montaje: 30.00 días

Mano de Obra	Cantidad	Días	PU (\$/día)	Parcial
Montajistas	12	30	54.97	19,789.3
Ayudantes	10	30	46.70	14,010.7
Soldadores	10	30	116.40	34,920.0

**Costo Mano de Obra: \$ 68,719.95**

Equipos pesados	Cantidad	Días	PU (\$/día)	Parcial
Camión Grúa de 25 ton	1	30	1,339.0	40,170.6
Grúa de 80 ton	1	15	2,055.9	30,839.2

**Costo Maquinaria: \$ 71,009.79**

Pintado en obra	Unidad	Area	PU (\$/m2)	Parcial
Pintado en obra	m2	2,137.2	8.40	17,943.9

**Costo Pintado en obra: \$ 17,943.88**

Equipos, herramientas y consumibles	Cantidad	Días	PU (\$/día)	Parcial
Andamios - 8 torres de 6m	1	30	105.83	3,174.8
Grupo electrogeno 100kw	1	30	231.05	6,931.5
Soldadura en obra	1.0	2838.0	5.0	14,190.1
Herramientas	1	5.0%	68,719.9	3,436.0

**Costo Equipos: \$ 27,732.50**

**COSTO TOTAL MONTAJE: \$ 185,406.12**

**Costo de montaje x kg de estructura: \$2.286**

## ANEXO 3: ESFUERZOS PERMISIBLES EN PLANCHAS DE ACERO SEGÚN API ESTÁNDAR 650

3-8

API STANDARD 650

Table 3-2—Permissible Plate Materials and Allowable Stresses

Plate Specification	Grade	Minimum Yield Strength MPa (psi)	Minimum Tensile Strength MPa (psi)	Product Design Stress $S_d$ MPa (psi)	Hydrostatic Test Stress $S_t$ MPa (psi)
<b>ASTM Specifications</b>					
A 283M (A 283)	C (C)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
A 285M (A 285)	C (C)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
A 131M (A 131)	A, B, CS (A, B, CS)	235 (34,000)	400 (58,000)	157 (22,700)	171 (24,900)
A 36M (A 36)	—	250 (36,000)	400 (58,000)	160 (23,200)	171 (24,900)
A 131M (A 131)	EH 36 (EH 36)	360 (51,000)	490 <sup>a</sup> (71,000 <sup>a</sup> )	196 (28,400)	210 (30,400)
A 573M (A 573)	400 (58)	220 (32,000)	400 (58,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
A 573M (A 573)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
A 573M (A 573)	485 (70)	290 (42,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	193 (28,000)	208 (30,000)
A 516M (A 516)	380 (55)	205 (30,000)	380 (55,000)	137 (20,000)	154 (22,500)
01 A 516M (A 516)	415 (60)	220 (32,000)	415 (60,000)	147 (21,300)	165 (24,000)
A 516M (A 516)	450 (65)	240 (35,000)	450 (65,000)	160 (23,300)	180 (26,300)
A 516M (A 516)	485 (70)	260 (38,000)	485 (70,000)	173 (25,300)	195 (28,500)
A 662M (A 662)	B (B)	275 (40,000)	450 (65,000)	180 (26,000)	193 (27,900)
A 662M (A 662)	C (C)	295 (43,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
A 537M (A 537)	1 (1)	345 (50,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
A 537M (A 537)	2 (2)	415 (60,000)	550 <sup>a</sup> (80,000 <sup>a</sup> )	220 (32,000)	236 (34,300)
A 633M (A 633)	C, D (C, D)	345 (50,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
A 678M (A 678)	A (A)	345 (50,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
A 678M (A 678)	B (B)	415 (60,000)	550 <sup>a</sup> (80,000 <sup>a</sup> )	220 (32,000)	236 (34,300)
A 737M (A 737)	B (B)	345 (50,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
A 841M (A 841)	Class 1 (Class 1)	345 (50,000)	485 <sup>a</sup> (70,000 <sup>a</sup> )	194 (28,000)	208 (30,000)
<b>CSA Specifications</b>					
G40.21M	260W	260 (37,700)	410 (59,500)	164 (23,800)	176 (25,500)
G40.21M	300W	300 (43,500)	450 (65,300)	180 (26,100)	193 (28,000)
G40.21M	350WT	350 (50,800)	480 <sup>a</sup> (69,600 <sup>a</sup> )	192 (27,900)	206 (29,800)
G40.21M	350W	350 (50,800)	450 (65,300)	180 (26,100)	193 (28,000)
<b>National Standards</b>					
	235	235 (34,000)	365 (52,600)	137 (20,000)	154 (22,500)
00	250	250 (36,000)	400 (58,300)	157 (22,700)	171 (25,000)
	275	275 (40,000)	430 (62,600)	167 (24,000)	184 (26,800)
<b>ISO 630</b>					
00 E 275	C, D	265 (38,400)	425 (61,900)	170 (24,700)	182 (26,500)
E 355	C, D	345 (50,000)	490 <sup>a</sup> (71,000 <sup>a</sup> )	196 (28,400)	210 (30,400)

● <sup>a</sup>By agreement between the purchaser and the manufacturer, the tensile strength of these materials may be increased to 515 MPa (75,000 psi) minimum and 620 MPa (90,000 psi) maximum (and to 585 MPa (85,000 psi) minimum and 690 MPa (100,000 psi) maximum for ASTM A 537M, Class 2, and A 678M, Grade B). When this is done, the allowable stresses shall be determined as stated in 3.6.2.1 and 3.6.2.2.