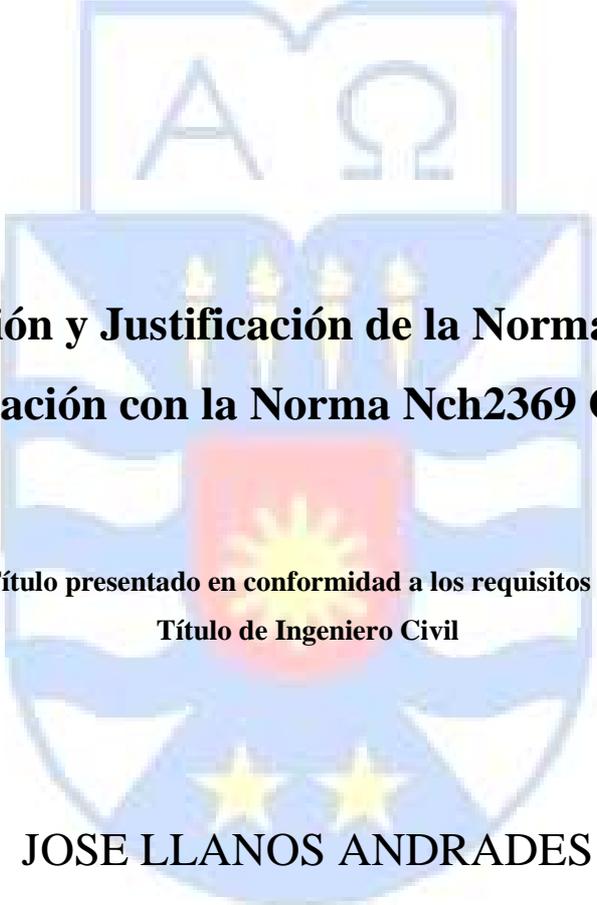


UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO INGENIERIA CIVIL



**“Aplicación y Justificación de la Norma API 650.
Comparación con la Norma Nch2369 Of. 2003”**

**Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el
Título de Ingeniero Civil**

JOSE LLANOS ANDRADES

Prof.Guía: Oscar Gutiérrez Astete

Concepción, Abril del 2009.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
2. NOMENCLATURA	6
2.1 Nomenclatura Para el diseño.....	6
2.2 Nomenclatura para la Silla de Anclaje.....	7
3. MARCO TEORICO.....	8
3.1 Diseño de Estanques Por API 650 año 2007.....	8
3.1.1 Diseño del Fondo del Estanque.....	8
3.1.2 Diseño del Manto del Estanque.....	11
3.1.3 Atiesador Intermedio De Viento	20
3.1.4 Techos de Estanques	21
3.1.5 Carga de Viento en Estanques.....	23
3.2 Diseño Sísmico	23
3.2.1 Periodo Estructural De Vibración	24
3.2.10 Compresión En El Manto.....	47
3.2.2 Coeficientes de Aceleración Espectral	26
3.2.3 Factores De Diseño Sísmico	28
3.2.4 Cargas de Diseño	30
3.2.5 Brazos de Momentos.....	31
3.2.6 Sismo Vertical.....	32
3.2.7 Fuerzas Dinámicas.....	33
3.2.8 Momento Volcante.....	34
3.2.9 Resistencia A Las Cargas De Diseño (Resistencia Al Volcamiento).....	36
3.2.9.1 Anclajes.....	36
3.2.9.1.1 Silla de Anclaje	40
3.2.9.1.2 Llaves de Corte	45
4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ESTANQUES, SEGÚN API 650 AÑO 2007.....	52
4.1 Diseño Del Manto	52
4.1.1 Estabilidad Del Manto	55
4.2 Diseño Del Fondo Del Estanque.....	56
4.3 Calculo De Las Masas.....	57
4.4 Efecto Del Viento En El Estanque.....	61
4.5 Requerimientos Mínimos De Los Anclajes.....	61
4.6 Diseño sísmico, Según API 650 Año 2007.....	63

4.6.1 Periodo Natural Impulsivo (Ti).....	63
4.6.2 Periodo Convectivo (Tc).....	64
4.6.3 Aceleración Espectral Impulsiva ().....	64
4.6.4 Aceleración Espectral Convectiva (Ac).....	67
4.6.5 Pesos Efectivos	68
4.6.6 Brazos de Momento	68
4.6.7 Momento Volcante.....	69
4.6.8 Corte Basal.....	69
4.7 Pernos De Anclajes	70
4.7.1 Silla de Anclaje.....	71
4.8 Freeboard	74
5. COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMICO ENTRE LAS NORMAS API650 AÑO 2003 Y Nch2369 ...	75
5.1 Sismo, por API 650 Año 2003.	75
5.1.1 Momento Volcante.....	81
5.2 Sismo, Por Nch2369 Of. 2003.	83
5.2.1 Momento Volcante.....	87
5.3 Análisis de los efectos de la Nch2369 sobre la norma API650.....	88
6. ANALISIS DE RESULTADOS	90
7. CONCLUSIONES	95
8. BIBLIOGRAFIA	96
9. ANEXOS	97
9.1. Anexo A. Uniones Típicas de los Elementos del Estanque.....	97
9.2. Anexo B. Esfuerzos Admisibles	101
9.3. Anexo C. Secciones Tipos de Wind Girders.....	102
9.4. Anexo D. Combinaciones de Carga	104
9.5. Anexo E. Silla de Anclaje	105
9.6. Anexo F. Manual de Uso de Planillas Excel.....	106

1 INTRODUCCIÓN

El área de la ingeniería civil muchas veces tiene que recurrir a normas extranjeras para desarrollar un diseño mas acabado de algún tipo de estructura, debido a que los países desarrollados tienen una mayor experiencia y un mayor número de estudios en determinadas áreas.

Considerando que no existe un procedimiento claro en el diseño de estanques industriales de acero y en la norma chilena Nch 2369 (Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales) hace referencia a la utilización de normas extranjeras como API 650, AWWA (American Waterworks Association) y NZ (New Zealand National Society for Earthquake Engineers), se opto por tomar una de estas normas y desarrollar el proyecto de titulo “Aplicación y Justificación de la norma API 650. Comparación con la Nch 2369 of. 2003.

La idea de desarrollar el tema es implementar una planilla de cálculos básicos que ayude en el diseño de estanques industriales disminuyendo así los tiempos de cálculo del ingeniero estructural. Por otra parte dejar establecido un procedimiento de diseño de este tipo de estructuras para Chile.

Objetivo General

Desarrollar un procedimiento “amigable” de diseño de estanques de acero soldado con la creación de un software o planilla avanzada.

Objetivos Específicos

- ❖ Analizar la sección de Diseño Sísmico del código API 650 con respecto a la Nch 2369 of. 2003.
- ❖ Generar un procedimiento de diseño de estaques de acero soldado con la norma API 650, edición 11, publicada en junio del año 2007.
- ❖ Crear planillas de cálculo avanzado con rutinas básicas que permitan un diseño y/o Verificación de Estanques.

2 NOMENCLATURA

2.1. Nomenclatura Para el diseño

Símbolo	Definición	Unidad SI
D	Diámetro nominal del estanque.	m
G	Gravedad específica de diseño del líquido.	adimensional
H	Altura total del manto del estanque.	m
h	Altura de diseño del líquido.	m
h_s	Altura del primer anillo.	mm
h_{real}	Altura real de cada anillo.	m
$h_{transformada}$	Altura equivalente de cada anillo del estanque.	m
$t_{uniforme}$	Espesor del anillo superior del estanque.	mm
t_{real}	Espesor real de cada anillo del estanque.	mm
t_s	Espesor del primer anillo del estanque. (Sin corrosión).	mm
t_b	Espesor de la placa anular.	mm
t_d	Espesor del manto, por condiciones de diseño.	mm
t_t	Espesor del manto, por condiciones de prueba hidrostática.	mm
P_w	Presión de viento.	Kg/m ²
R	Radio nominal del estanque.	mm o m
Z	Módulo de sección mínima.	cm ³
V	Velocidad de diseño del viento.	Km/hora
Vol.	Volumen del fluido contenido en el estanque.	m ³
M_{Pi}	Momento en el fondo producido por la presión interna.	Mpa
M_w	Momento volcante en el fondo producto del viento.	N-m
M_{rw}	Momento volcante en la base del estanque.	N-m

2.2 Nomenclatura para la Silla de Anclaje

Símbolo	Definición	Unidad SI
a	Ancho de la placa superior.	mm
C	Espesor de la placa superior.	mm
d	Diámetro del perno de anclaje.	mm
e	Excentricidad de los pernos de anclaje respecto al manto.	mm
f	Distancia entre el borde de la placa superior y el agujero.	mm
g	Distancia entre las placas verticales ($g=d+25,4$).	mm
h	Altura de las placas verticales de la silla.	mm
J	Espesor de las placas verticales.	mm
K	Ancho de la placa vertical.	mm
m	Espesor de la placa base o de fondo.	mm
P	Carga de diseño del perno de anclaje.	N
R	Radio nominal del estanque.	mm o m
S	Tensión en un punto.	Mpa
t	Espesor de la columna o manto (unión silla manto).	mm
Z	Factor de reducción	adimensional

3 MARCO TEORICO

En este capítulo se enuncian los aspectos fundamentales que deben ser considerados en el diseño de un estanque industrial de acero.

3.1 Diseño de Estanques Por API 650 año 2007.

Los estanques industriales de acero están compuestos de diversos elementos tales como: manto, fondo, techo, elementos de refuerzo del manto, elementos utilizados para anclar la estructura al suelo, etc. Los cuales tienen un procedimiento de diseño que es presentado a continuación.

3.1.1 Diseño del Fondo del Estanque

El fondo de un estanque se debe diseñar considerando aspectos de operación y diseño. Algunos de estos son: “forma de extracción del producto almacenado en el interior”, “corrosión a la que estará expuesto el fondo del estanque”, “tamaño del estanque”, “cantidad de sedimentación que producirá el fluido”. Por otro lado también debe ser considerada las condiciones ambientales y topográficas, de tal forma que el diseño se adapte a los requerimientos del lugar y del mandante, por lo cual cada diseño de estanque es un análisis particular.

Las planchas de acero empleadas para la construcción del fondo del estanque por lo general tienen características similares en cuanto a calidad.

Las planchas de acero deben tener como mínimo 50 mm extra a las dimensiones estimadas por diseño, esto se origina debido a que el ancho se proyecta más allá del borde exterior de la soldadura de fijación que une el fondo con las placas del manto y que normalmente deben tener como espesor mínimo nominal 6 mm., incluyendo el sobreespesor por corrosión especificado por el mandante.

Al utilizar *placa anular* (es decir cuando el esfuerzo máximo del acero es < 160 MPa. o la tensión máxima de prueba hidrostática es < 172 MPa.) esta debe tener un ancho radial de por lo menos 600 mm (24 in), medida que va desde el interior del manto hasta

cualquier cordón de soldadura perteneciente al fondo del estanque, y a lo menos 50 mm. fuera del manto.

Cuando se requiere un ancho radial mayor al mencionado anteriormente, este se calcula mediante la expresión Eq. 3.1.1.

$$A_{P.Anular} = \frac{215 * t_b}{(h * G)^{0.5}} \quad (\text{Eq. 3.1.1})$$

El espesor de la placa anular no debe ser menor a los valores que se encuentran tabulados en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Espesores de placa anular de fondo (tb).

Espesor del primer anillo (mm)	Tensión en el primer anillo (Mpa)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 220	≤ 250
t ≤ 19	6	6	7	9
19 < t ≤ 25	6	7	10	11
25 < t ≤ 32	6	9	12	14
32 < t ≤ 28	8	11	14	17
38 < t ≤ 45	9	13	16	19

Fuente: Tabla 5-1, sección 5.5.3, página 5-10 API 650 año 2007.

La tensión en el anillo inferior debido a prueba hidrostática se calcula mediante Eq. 3.1.2.

$$S_{ts} = \frac{4,9 * D * (h - 0,3)}{t_s} \quad (\text{Eq. 3.1.2})$$

De esta manera se ingresa a la tabla con el espesor del primer anillo y la tensión calculada con la expresión anterior.

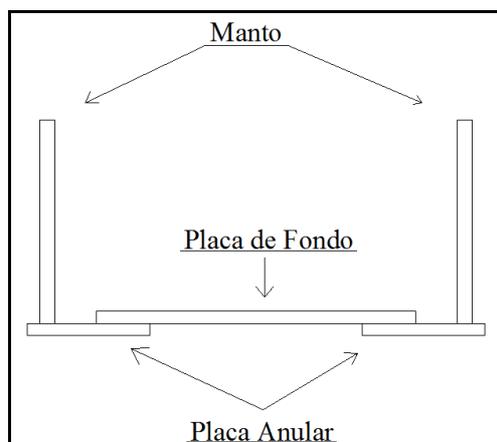
Los valores de la tabla son válidos siempre que se cumpla la relación Eq. 3.1.3.

$$h * G \leq 23m \quad (\text{Eq. 3.1.3})$$

La placa anular en el exterior es circular y en el interior del estanque tiene forma de polígono regular de lados igual a la cantidad de segmentos que forman la placa anular. Para alturas de estanque mayores se realiza un análisis elástico para determinar el espesor de la placa anular.

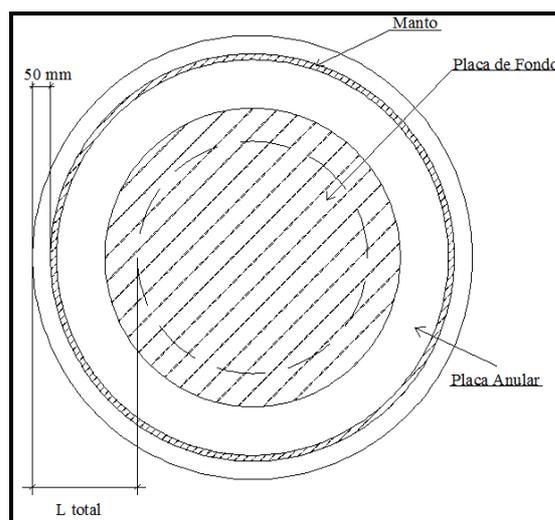
Las mediadas y forma del fondo del estanque se puede visualizar en la figura 3.1.1 y 3.1.2.

Figura 3.1.1. Placa anular y de fondo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.1.2. Placa anular y de fondo



Fuente: Elaboración propia.

3.1.2 Diseño del Manto del Estanque

El espesor del manto corresponde al mayor de los espesores obtenidos bajo las condiciones de diseño, o bajo las condiciones de prueba hidrostática. Estos espesores no deben ser inferiores a los señalados en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Espesores mínimos de las placas del manto.

Diámetro Nominal del Estanque	Espesor Nominal de la placa
<i>m</i>	<i>mm</i>
< 15	5
15 < D ≤ 36	6
36 < D ≤ 60	8
D > 60	10

Fuente: Sección 5.6.1.1, página 5-11, API 650 año 2007.

El cálculo del espesor bajo la condición de diseño se establece en base, al nivel del líquido que será almacenado en el interior del estanque, la tensión máxima (valores tabulados en la Tabla B.1 del anexo “B”), la gravedad específica del fluido y el sobreespesor por corrosión (entregada por el mandante).

Por otro lado el cálculo del espesor por condiciones de prueba hidrostática, se obtiene con el mismo nivel de diseño, pero se utiliza la gravedad específica del agua y la tensión máxima de prueba hidrostática tabulada en el anexo B.

El diámetro nominal se considera desde el punto medio de las planchas.

Se debe verificar la estabilidad del manto frente al pandeo generado por la presión del viento sobre las paredes del estanque. Para restringir el pandeo se utilizan atiesadores intermedios (wind girders) o aumentar el espesor de las paredes, entre otros.

Se debe tener en cuenta que la tensión calculada para cada anillo del manto no debe ser mayor que la tensión permitida por el material utilizado. Además el espesor de un anillo inferior debe ser mayor o igual al anillo que se encuentra sobre él.

Método De Un Pie

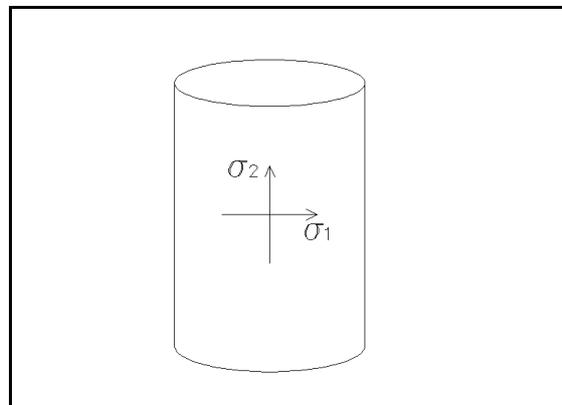
Con la aplicación de este método se calcula el espesor requerido de la pared del estanque, por condiciones de diseño y por condiciones de prueba hidrostática, considerando una sección transversal ubicada a 30.48 cm. (1 pie) por sobre la unión entre anillos o bien en la unión con el fondo del estanque. Este método solo es aplicable a estanques que tienen un diámetro menor o igual a 200 pies que corresponden a 60.96 m.

Deducción Del Método De Un Pie

La expresión se deduce de acuerdo al texto “Mecánica de Materiales” del autor Hibbeler Russel Charles.

Se define un par de esfuerzos en el manto del cuerpo cilíndrico. Un esfuerzo longitudinal (σ_2) y otro circunferencial o anular (σ_1), los cuales pueden ser apreciados en la figura 3.2.

Figura 3.2. Dirección de los esfuerzos en el manto.



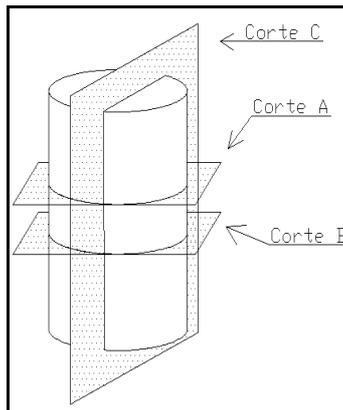
Fuente: Elaboración propia.

A continuación se deduce las variables relacionadas a las tensiones señaladas en la figura 3.2.

Tensión Circunferencial (σ_1)

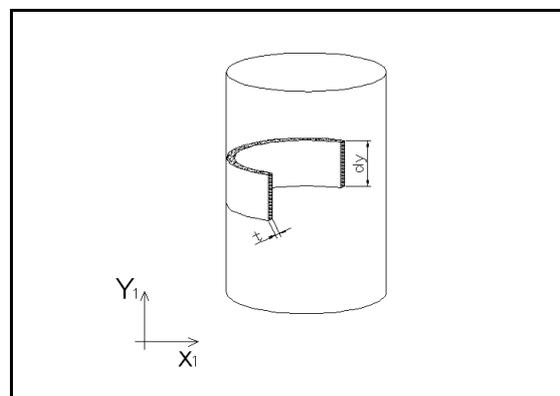
Se analiza el volumen definido por los cortes A, B y C, mostrados en la figura 3.3.

Figura 3.3. Cortes en el cilindro.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4. Volumen considerado en el análisis.

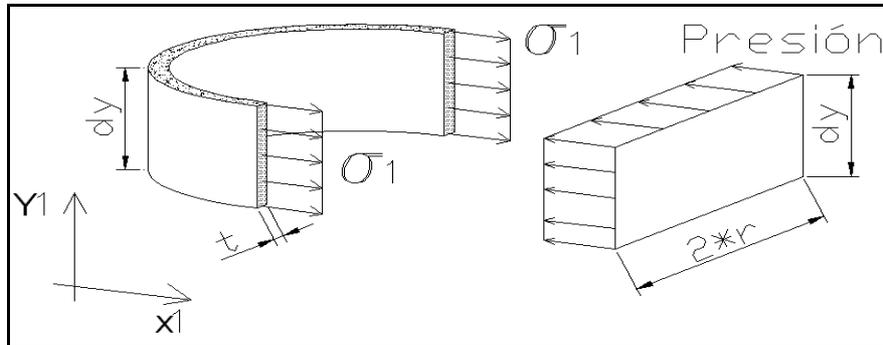


Fuente: Elaboración propia.

La presión del fluido sobre las paredes del estanque actúa uniformemente y además se considera que las cargas son simétricas. Debido a lo anterior la presión es normal a la dirección radial.

El diagrama de cuerpo libre se define en la figura 3.5.

Figura 3.5. Fuerzas que actúan en el análisis de las tensiones en las paredes.



Fuente: Elaboración propia.

Se realiza equilibrio de fuerzas en el eje x.

$$\sum F_x = 0$$

$$2 * [\sigma_1 * (t * d_y)] - p * (2 * r * d_y) = 0$$

Se despeja el espesor “t” de la Eq. 3.3.1.

$$t = \frac{p * r}{\sigma_1} \quad (\text{Eq. 3.3.1})$$

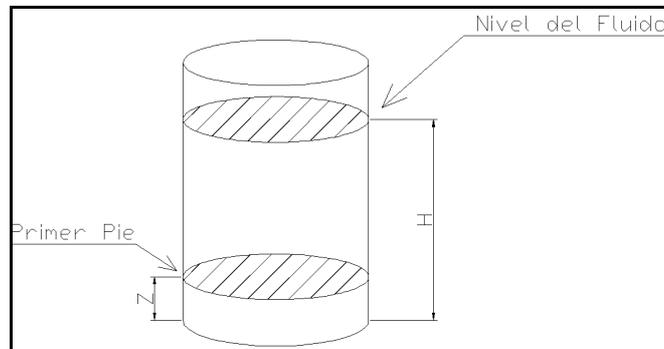
Donde “p” es la presión ejercida por el líquido que se almacena en el interior del recipiente, “r” corresponde al radio, “t” es el espesor del manto y σ_1 es la tensión admisible del material utilizado para la fabricación del manto.

El valor de la presión cambia con la profundidad, es por esto que se define con referencia al fondo del recipiente. Ver Eq. 3.3.2.

$$p(z) = \gamma * (H - z) \quad (\text{Eq. 3.3.2})$$

Donde Z representa la altura desde el inferior del estanque o de los anillos en la figura 3.6.

Figura 3.6. Localización de las variables.



Fuente: Elaboración propia.

El espesor del estanque se define mezclando las Eq. 3.3.1 y Eq. 3.3.2, lo cual se puede ver en la Eq. 3.3.3.

$$t = \frac{\gamma * (H - z) * r}{\sigma_1} = \frac{0.5 * \gamma * (H - z) * D}{\sigma_1} \quad (\text{Eq. 3.3.3})$$

Unidades de medida

$$t(\text{cm}) = \frac{0.5 * \gamma * (H - z) * D}{\sigma_1} = \frac{0.5 * \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} * (\text{cm} - \text{cm}) * \text{cm}}{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

Se sabe que $10^2 \text{ cm} = 1\text{m}$

$$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \frac{\text{kg} * 9.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{10^{-4} * \text{m}^2} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

En resumen

$$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{10^{-4}}{9.8} * 10^6 \text{ Pa} = \frac{10^2}{9.8} \text{ MPa}$$

Luego,

$$t(cm) = \frac{0.5 * \gamma * (H - z) * D}{\sigma_1} = \frac{0.5 * \frac{Kg}{cm^3} * (m - m) * m * 10^4}{\frac{10^2}{9.8} MPa}$$

Se amplifica por 10 para dejar el espesor en milímetros y se divide el peso específico del fluido (almacenado en el estanque) por el peso específico del agua en condiciones normales, es decir a una presión atmosférica de 1 atmósfera y 4 °C., con lo cual se genera la gravedad específica del fluido, “G”. Luego la expresión se reduce a Eq. 3.3.4.

$$t = \frac{4.9 * D * G * (H - Z)}{\sigma_1} \quad \text{(Eq. 3.3.4)}$$

El nombre del “Método de un pie” se origina en que el calculo del espesor se produce a un pie (30.48cm) desde el cordón inferior, por lo cual “Z”=0.3048.

Se debe considerar un sobre-espesor, para la condición de diseño, que tome en cuenta el desgaste del material producto de la corrosión (CA). (Valor entregado por el mandante).

Para la condición de prueba hidrostática no se considera sobre-espesor por corrosión y la gravedad específica es 1.

En base a lo expuesto anteriormente se origina la expresión Eq. 3.3.5 para el cálculo del espesor mínimo del manto dependiendo de la condición de diseño y la Eq. 3.3.6 para la condición de prueba hidrostática.

$$t_d = \frac{4.9 * D * G * (H - 0.3048)}{\sigma_{1d}} + CA \quad \text{(Eq. 3.3.5)}$$

Se supone que $\sigma_{1d} = \frac{F_y}{F_s = 1,5} = S_d$

$$t_t = \frac{4.9 * D(H - 0.3048)}{\sigma_{1t}} \quad (\text{Eq. 3.3.6})$$

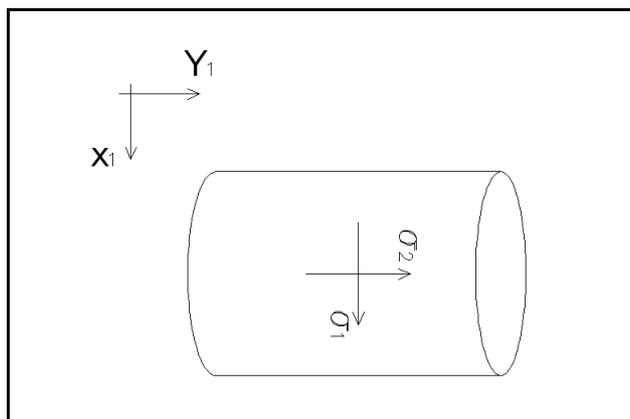
Se supone que $\sigma_{1t} = \frac{F_y}{F_s = 1,33} = S_t$

Tensión Longitudinal (σ_2)

El análisis de la tensión longitudinal y las cargas que en ella participan se realiza lo siguiente:

El sistema de referencia es el que se muestra en la figura 3.7.

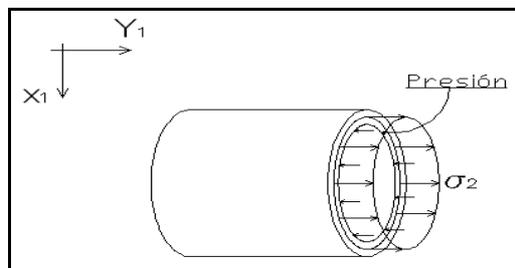
Figura 3.7. Sistema de referencia que se considera para el análisis.



Fuente: Elaboración propia.

El diagrama de cuerpo libre es el que se muestra en la Figura 3.8.

Figura 3.8. Diagrama de cuerpo libre.



Fuente: Elaboración propia.

Equilibrio de fuerzas en el eje y.

$$\sum F_y = 0$$

$$2 * \pi * r * t * \sigma_2 - p * \pi * r^2 = 0$$

Se despeja el espesor del manto como Eq. 3.3.7.

$$t = \frac{p * r}{2 * \sigma_2} \quad (\text{Eq. 3.3.7})$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = \frac{p * r}{2 * t}$$

Finalmente se tiene de las ecuaciones Eq. 3.3.1 y la Eq. 3.3.7 la relación de esfuerzos Eq.3.8.

$$\sigma_1 = 2 * \sigma_2 \quad (\text{Eq. 3.3.8})$$

Por lo tanto el esfuerzo circunferencial es dos veces mayor que el esfuerzo longitudinal o axial, debido a esto el manto se diseña con el esfuerzo circunferencial.

En resumen las expresiones para el cálculo del espesor del manto por condición de diseño es la Eq. 3.3 y por condición de prueba hidrostática es la Eq. 3.4.

$$t_d = \frac{4.9 * D * (h - 0.3) * G}{S_d} + CA \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$t_t = \frac{4.9 * D * (h - 0.3)}{S_t} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Para estanques con diámetro superior a 200 pies o 60,1 metros el diseño del manto se realiza a través del método del punto variable. En general este método no se utiliza, excepto cuando el mandante lo requiere.

Su aplicación consiste básicamente en calcular el espesor iterando a partir del valor que genera el método de un pie. Un ejemplo de su aplicación se puede visualizar en el apéndice “K” de la norma API 650 año 2007.

Espesores Por Análisis Elástico

En estanques en que la relación $L/H > 1000/6$, el espesor del manto se obtiene del análisis elástico, donde el esfuerzo circunferencial en el manto es menor que el esfuerzo admisible que se encuentran en el anexo B. La condición límite para el análisis se genera al asumir que la existencia de un momento completamente plástico producto de la fluencia de la placa bajo el manto y un crecimiento radial nulo.

3.1.3 Atiesador Intermedio De Viento (wind girders)

La máxima altura sin atiesar del manto se calcula mediante la expresión Eq. 3.5.

$$H_1 = 9.47 * t * \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3 * \left(\frac{190}{V}\right)^2} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Donde,

H_1 =distancia vertical, en metros, entre la viga intermedia de viento y el ángulo superior del manto o la viga superior de viento de un estanque de cima abierta.

t =espesor pedido, a menos que de otra manera sea especificado, del cordón superior del manto (virola superior), en mm.

Después de calcular la altura máxima del manto no atiesada, H_1 , se debe encontrar la altura del manto transformada determinada mediante:

- a) Con la ecuación Eq. 3.6 se calcula la altura transpuesta de cada anillo que componen el manto, teniendo como referencia el espesor del anillo superior.

$$h_{tra} = h_{anillo} * \left(\frac{t_{uniforme}}{t_{real}}\right)^{2,5} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

- b) Se suman las alturas transpuestas de los anillos, con lo cual se obtiene el valor de la altura transpuesta del manto, de acuerdo a la ecuación Eq. 3.7.

$$H_{tra} = \sum h_{tra} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

Si la altura del manto transformado, H_{tra} , es mayor que la altura máxima, H_1 , se debe colocar un atiesador intermedio.

Los atiesadores no deben ser unidos al manto dentro de 150 mm. de distancia de una unión horizontal del manto.

Cuando una localización preliminar del atiesador esta dentro de los 150 mm. de la junta horizontal, el atiesador debe ser preferentemente localizado 150 mm. bajo o sobre la unión; sin embargo, la altura máxima del manto sin atiesar no debe ser excedida.

Módulo de sección Mínima

El módulo de sección mínima requerido para los atiesadores, se determina mediante la ecuación Eq. 3.8.

$$Z = \frac{D^2 * H_1}{17} * \left(\frac{V}{190} \right)^2 \quad (\text{Eq. 3.8})$$

La altura H_1 es la distancia entre el atiesador intermedio de viento y el ángulo superior del manto o la viga superior de viento de un estanque de cima abierta.

Nota: Para estanques de diámetro mayor a 60 metros, el módulo de sección mínima requerido puede ser reducido previo acuerdo entre el mandante y la fábrica, pero el módulo no debe ser menor que los requeridos para estanques con diámetro de 60 metros.

El módulo de sección de los atiesadores se basa en las propiedades de los miembros y puede ser incluida una porción del manto una distancia de 16 espesores de placa por sobre y bajo la unión del anillo del manto. (Ver figuras de los anexos C).

3.1.4 Techos de Estanques

Los estanques en su mayoría poseen algún tipo de techo, con la finalidad de evitar el contacto de impurezas con las sustancias almacenadas en los estanques.

La norma API 650 da a conocer algunos tipos de techos, no siendo necesariamente estos los que se deban utilizar, dejando una brecha para el libre diseño.

Algunos tipos de techos y sus características se dan a conocer a continuación:

Techos Cónicos Soportados

Los techos cónicos soportados se utilizan generalmente en estanques de grandes diámetros, debido a esto, necesitan de otros componentes que ayuden a soportar la estructura como por ejemplo columnas.

Techo Cónico Autosoportado

Este tipo de techo tiene la particularidad de estar apoyado únicamente en su periferia, calculado y diseñado para que su forma geométrica, en combinación con el espesor mínimo requerido, absorba la carga generada por su peso propio mas las cargas vivas.

Techo Tipo Domo Autosoportados

Los techos Domo están formados por un polígono regular curvado en el eje vertical. Se caracteriza por estar compuesto por un casquete esférico construido en base a placas soldadas a tope. Usualmente no es muy utilizado debido al gran trabajo que genera su fabricación, puesto que las placas deben unirse en base al radio.

Techo Flotante

Los techos flotantes se utilizan cuando la sustancia que se quiere almacenar es propensa a generar gases por un aumento en la temperatura, lo cual provoca pérdidas por evaporación hacia el exterior y el riesgo de formación de mezclas explosivas en las cercanías del estanque.

Este tipo de techo permite reducir el espacio que queda entre el techo y el espejo de líquido, reduciendo el daño ambiental y minimizando las pérdidas por evaporación.

3.1.5 Carga de Viento en Estanques

Presión de Viento

La norma API 650 (2007) indica que la velocidad de diseño (V) es de 190 Km/h, velocidad que se obtiene de la norma ASCE 7 (figura 6-1, página 33, ASCE 7) o bien la velocidad de diseño que especifique el mandante.

Se debe señalar que para velocidades de diseño diferentes a 190 Km/h, las expresiones deben ser multiplicadas por el factor Eq. 3.9.

$$\left(\frac{V}{190}\right)^2 \quad \text{O bien} \quad \left(\frac{190}{V}\right)^2 \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Factores que se aplican a las expresiones según corresponda.

La presión de viento (de diseño) es de $0.86 * (V/190)^2 \text{ kPa}$. aplicada en el área vertical que proyectan las superficies cilíndricas y $1.44 * (V/190)^2 \text{ kPa}$. sobre la proyección del área horizontal producida por superficies cónicas o curvadas.

3.2 Diseño Sísmico

Zonas Sísmicas No cubiertas Por la ASCE 7.

Para zonas en las cuales los métodos de la norma ASCE 7, en los cuales se basa la norma API650 2007, no son aplicables en el diseño sísmico se utiliza lo siguiente:

1. Se puede utilizar el espectro de respuesta que cumple con la norma reguladora local. Los valores de los coeficientes de diseño de la aceleración espectral, A_i y A_c , que incluye, los efectos de amplificación de zona, factor de importancia y modificación de respuesta pueden ser determinados directamente de la norma local. A_i se basa en

el cálculo del periodo impulsivo del estanque utilizando un 5% del amortiguamiento del espectro, o asumiendo un periodo impulsivo de 0,2 segundos. Ac se basa en el cálculo del periodo convectivo utilizando un 0,5% del amortiguamiento espectral.

2. Si el espectro de respuesta no se adecua y solo se tiene el peak de aceleración del terreno, S_p , se definen las siguientes sustituciones:

$$S_s = 2,5 * S_p \quad (\text{Eq. 3.10.1})$$

$$S_1 = 1,25 * S_p \quad (\text{Eq. 3.10.2})$$

3.2.1 Periodo Estructural De Vibración

El método de análisis modal pseudo-dinámico es el utilizado por la API650, la cual está basada en el periodo natural de las estructuras y contiene las definiciones siguientes:

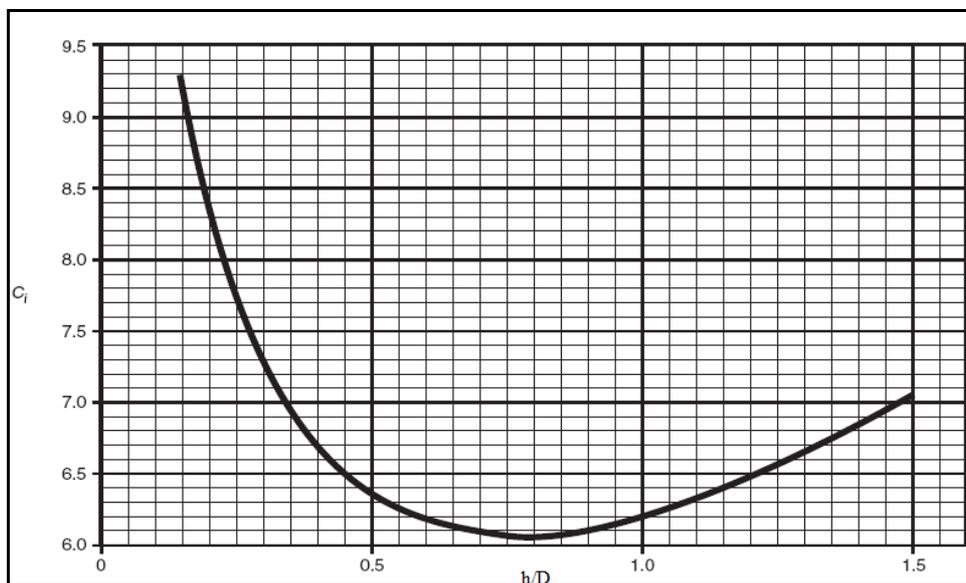
Periodo Natural Impulsivo (Ti)

El método de diseño que presenta la norma API 650 año 2007 es independiente del periodo impulsivo del estanque. Sin embargo se utiliza la siguiente expresión para determinar un valor aproximado.

$$T_i = \frac{C_i * H}{\sqrt{2 * t_u}} * \left[\frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right] \quad (\text{Eq. 3.11})$$

Donde el valor de la variable C_i se obtiene ingresando al siguiente gráfico con la relación h/D .

Figura 3.9. Cálculo de la variable Ci.



Fuente: Figura E-1, página E-10, API 650 año 2007.

Nota: para calcular el periodo impulsivo se utiliza la expresión que aparece en la norma API 650 del año 2005, debido a que los resultados arrojados por la API 650 año 2007 son valores extremadamente lejanos a los calculados por la del año 2005 y 2003.

Periodo Convectivo (Tc)

El periodo convectivo se determina mediante la expresión Eq. 3.12 que involucra el diámetro del estanque y un factor de periodo:

$$T_c = 1.8 * K_s * \sqrt{D} \tag{Eq. 3.12}$$

Donde:

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68 * H}{D}\right)}} \tag{Eq. 3.13}$$

3.2.2 Coeficientes de Aceleración Espectral

Cuando la probabilidad se utiliza en los métodos de diseño, los parámetros de la aceleración espectral para el diseño del espectro de respuesta están dados por las ecuaciones Eq. 3.14, Eq. 3.15, Eq. 3.16 y Eq. 3.17.

Aceleración espectral impulsiva, A_i :

$$A_i = S_{DS} * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) = 2.5 * Q * F_a * S_o * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \quad (\text{Eq. 3.14})$$

Sin embargo, $A_i \geq 0.007$

Y, las categorías de diseño sísmico E y F

$$A_i \geq 0.5 * S_1 * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) = 0.875 * S_p * \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \quad (\text{Eq. 3.15})$$

Aceleración espectral convectiva, A_c :

Cuando $T_C \leq T_L$

$$A_c = K * S_{D1} * \left(\frac{1}{T} \right) * \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) = 2.5 * K * Q * F_v * S_o * \left(\frac{T_s}{T_C} \right) * \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad (\text{Eq. 3.16})$$

Cuando $T_c > T_L$

$$A_c = K * S_{D1} * \left(\frac{T_L}{T_c} \right) * \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) = 2.5 * K * Q * F_v * S_o * \left(\frac{T_s * T_L}{T_c^2} \right) \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad (\text{Eq. 3.17})$$

A menos que otra cosa sea especificada por el mandante, T_L toma los valores definidos por la norma ASCE 7 (según lo descrito en el punto 11.4.5 de la norma ASCE 7 año 2005, página 116). Para estanques que pertenecen a los grupos SUG I o SUG II (ver tabla 3.3), los valores definidos para la variable T_L son utilizados para determinar las fuerzas convectivas, salvo cuando $T_L = 4 \text{ seg}$, pues en este caso se puede utilizar para determinar el valor de la altura de las olas que se originan en el interior del estanque (sloshing). En cambio para estanques incluidos en el grupo SUG III (ver tabla 3.3), el valor de la variable T_L puede ser utilizado para determinar, tanto las fuerzas convectivas como la altura del sloshing, teniendo en cuenta que el factor de importancia, I, debe ser igual a 1. En zonas fuera del alcance de la norma ASCE 7, la variable T_L se considera igual a 4 segundos, valor que se utiliza en Chile.

Para lugares donde solo se define una aceleración máxima, se sustituye S_p por S_o en las ecuaciones anteriormente mencionadas. El factor de escala, Q, es definido como 2/3 en los métodos de la ASCE 7, pero para zonas no contempladas en la norma ASCE 7 el factor es igual a 1.

Los coeficientes de amplificación del suelo, F_a y F_v (Ver tablas 4.2 y 4.3); el valor del factor de importancia, I, y los factores de modificación de respuesta, R_{wi} y R_{wc} (ver tabla 3.4), son los definidos por las normas reguladoras locales. Si estos valores no son definidos por normas locales, pueden ser utilizados los valores de la norma API 650 año 2007.

NOTA: el valor de S_o corresponde a A_o/g de la Nch2369 of. 2003.

Tabla 3.3. Justificación de los Grupos Sísmicos.

Grupo Sísmico	Justificación
SUG I	Estanques que no están contenidos en los grupos SUG II y SUG III.
SUG II	Estanques que almacenan sustancias que pueden representar un peligro para la población, o bien estanques que entregan un suministro directo a instalaciones principales.
SUG III	Estanques que proporcionan un servicio necesario a instalaciones que son esenciales para la vida y la salud pública después de un sismo, o estanques que contienen sustancias peligrosas en las cuales un control inadecuado pone en peligro la población.

Fuente: API 650 año 2007.

3.2.3 Factores De Diseño Sísmico

Fuerza De Diseño Sísmico Vertical

La fuerza de diseño sísmica lateral equivalente se determina por lo general mediante la expresión:

$$F = \pm A * W_{eff}$$

Donde,

A= coeficiente de aceleración lateral, en %g.

W_{eff} = Peso efectivo.

Factor de Modificación de Respuesta

El factor de modificación de respuesta para estanques diseñados para almacenar líquidos, deben ser menores o iguales a los valores tabulados en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Factor de modificación de respuesta (R).

Sistema de Anclaje	Factor de Modificación de Respuesta	
	Rwi (Impulsivo)	Rwc (Convectivo)
<i>Sin Anclaje</i>	3.5	2
<i>Con Anclaje</i>	4	2

Fuente: Tabla E-4, página E-13 API 650 año 2007.

Factor de Importancia

El factor de importancia (I) corresponde a la importancia que desempeña la estructura, es decir representa, en cierta forma, el nivel de pérdidas económicas o el riesgo al que se puede exponer las vidas humanas. El valor del factor debe ser definido por el mandante y cuyos valores son los tabulados en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Factor de importancia (I).

Grupo Sísmico	Factor de Importancia "I"
I	1
II	1.25
III	1.5

Fuente: Tabla E-5, API 650 año 2007.

Nota: los valores anteriormente señalados son solo útiles para zonas en las cuales es utilizable la norma americana ASCE 7, en lugares donde esta no tiene validez se utilizan los valores que entregan las normas locales. Esto corre para los valores de factores de modificación, factor de importancia y los coeficientes de amplificación del suelo.

3.2.4 Cargas de Diseño

La fundación, el fondo plano de estanques, y el almacenamiento de sustancias deben estar presentes cuando se diseña la estructura para resistir las fuerzas sísmicas.

El corte basal sísmico se define por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (suma de las componentes impulsiva y convectiva).

La expresión Eq. 3.18 se utiliza para determinar el valor del corte basal de la estructura.

Corte Basal

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (\text{Eq. 3.18})$$

Donde,

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

$$V_c = A_c * W_c$$

Peso Efectivo

Los pesos efectivos W_i y W_c se determinan al multiplicar el peso total, W_p , por los ratios W_i/W_p y W_c/W_p , respectivamente. El peso efectivo impulsivo se determina a través de las expresiones Eq. 3.19, Eq. 3.20, Eq. 3.21.

Cuando $D/h \geq 1.333$, el peso efectivo impulsivo se define como:

$$W_i = \left[\frac{\tanh\left(0.866 * \frac{D}{h}\right)}{0.866 * \frac{D}{h}} \right] * W_p \quad (\text{Eq. 3.19})$$

Cuando $D/h < 1.333$, el peso efectivo impulsivo se calcula con Eq. 3.20.

$$W_i = \left[1 - 0.218 * \frac{D}{h} \right] * W_p \quad (\text{Eq. 3.20})$$

El peso efectivo Convectivo se define como:

$$W_c = 0.230 * \frac{D}{h} * \tanh\left(\frac{3.67 * h}{D}\right) * W_p \quad (\text{Eq. 3.21})$$

3.2.5 Brazos de Momentos

Brazo de Momento Volcante Del Anillo De Fundación

El momento volcante del anillo de fundación, M_{rw} , es una porción del momento volcante total que actúa en la base del perímetro del manto del estanque. Este momento se utiliza para determinar por ejemplo las fuerzas en los anclajes del estanque o para chequear la compresión longitudinal del manto.

La altura desde el fondo del estanque al centro de acción de la fuerza sísmica lateral W_i y W_c , X_i y X_c , se determinan multiplicando la altura h por los radios X_i/h y X_c/h , respectivamente. El valor de las variables X_i y X_c se obtienen de acuerdo a las expresiones Eq. 3.22, Eq. 3.23, Eq. 3.24.

Cuando $D/h \geq 1.333$, la altura X_i se determina por Eq. 3.22.

$$X_i = 0.375 * h \quad (\text{Eq. 3.22})$$

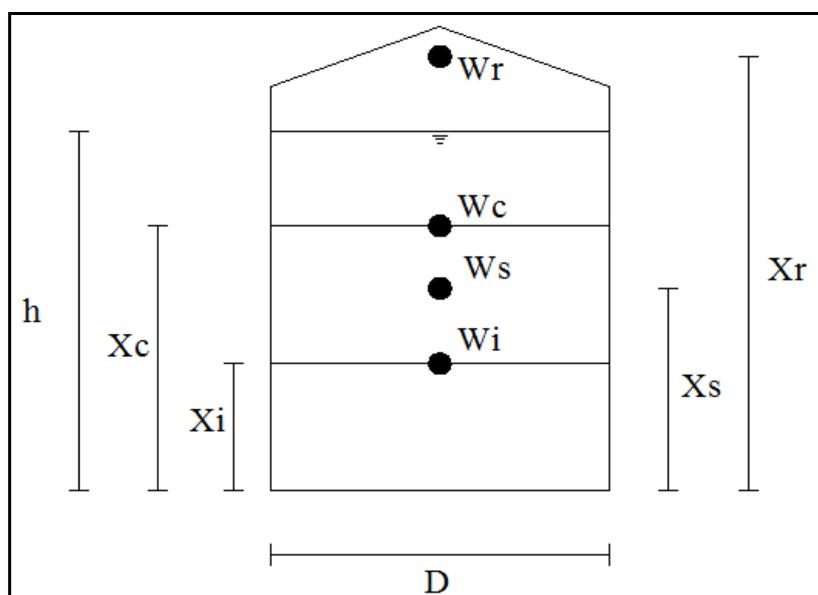
Cuando $D/h < 1.333$, la altura X_i Eq. 3.23.

$$X_i = \left[0.5 - 0.094 * \frac{D}{h} \right] * h \quad (\text{Eq. 3.23})$$

La altura X_c se determina mediante la expresión Eq. 3.24.

$$X_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 * h}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 * h}{D} * \sinh\left(\frac{3.67 * h}{D}\right)} \right] * h \quad (\text{Eq. 3.24})$$

Figura 3.10. Esquema de la ubicación de las masas y distancias.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.6 Sismo Vertical

Cuando es especificado, los efectos de la aceleración vertical en ambas direcciones (arriba y abajo) son considerados y combinados con los efectos de la aceleración lateral a través del método de la suma de los cuadrados. Los efectos de la aceleración vertical no necesariamente deben ser combinados simultáneamente para determinar las cargas, fuerzas, y resistencia al volcamiento del estanque.

En zonas en las cuales las normas API 650 y ASCE 7 no son válidas, la combinación de los efectos de la aceleración vertical con la aceleración lateral se aplica de

acuerdo a lo definido por las normas que regulan la zona (en Chile se utiliza la Nch2369 of. 2003).

Según la norma chilena la aceleración vertical corresponde a 2/3 de la aceleración impulsiva.

3.2.7 Fuerzas Dinámicas

El anillo resistente al esfuerzo de tracción debido al movimiento sísmico del líquido se determina mediante las fórmulas Eq. 3.25, Eq. 3.26, Eq. 3.27, Eq. 3.28.

Para $D/h \geq 1.333$

$$N_i = 21.4 * A_i * G * D * h * \left[\frac{Y}{h} - 0.5 * \left(\frac{Y}{h} \right)^2 \right] * \tanh \left(0.866 * \frac{D}{h} \right) \quad (\text{Eq. 3.25})$$

Para $D/h < 1.333$ y $Y < 0.75 * D$

$$N_i = 13.16 * A_i * G * D^2 * \left[\frac{Y}{0.75 * D} - 0.5 * \left(\frac{Y}{0.75 * D} \right)^2 \right] \quad (\text{Eq. 3.26})$$

Para $D/h < 1.333$ y $Y \geq 0.75 * D$

$$N_i = 6.6 * A_i * G * D^2 \quad (\text{Eq. 3.27})$$

Para todas las proporciones D/h

$$N_c = \frac{33.1 * A_c * C_c * S * G * D^2 * \cosh \left(\frac{3.68 * (h - Y)}{D} \right)}{\cosh \left(\frac{3.68 * h}{D} \right)} \quad (\text{Eq. 3.28})$$

Cuando el mandante especifica que la aceleración vertical no debe ser considerada ($A_v=0$), la combinación del anillo de tensión se define mediante las ecuaciones Eq. 3.29, Eq. 3.30, Eq. 3.31.

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} \quad (\text{Eq. 3.29})$$

La tensión dinámica del anillo a tracción puede ser combinada directamente con el producto de la tensión hidrostática para determinar la tensión total, tal como se aprecia en la expresión Eq. 3.30.

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} \quad (\text{Eq. 3.30})$$

Cuando la aceleración vertical es especificada, entonces se utiliza Eq. 3.31.

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v * N_h)^2}}{t} \quad (\text{Eq. 3.31})$$

3.2.8 Momento Volcante

El momento volcante en la base del estanque producto del sismo, corresponde a la suma de las componentes impulsiva y convectiva, multiplicadas por el brazo palanca al centro de acción de cada una de las fuerzas.

Momento en el anillo de fundación, M_{rw}

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i * (W_i * X_i + W_s * X_s + W_r * X_r)]^2 + [A_c * (W_c * X_c)]^2} \quad (\text{Eq. 3.32})$$

A menos que un estudio más riguroso se realice, el momento volcante en el fondo de cada anillo puede ser definido por una aproximación lineal teniendo en cuenta lo siguiente:

- Si el estanque es equipado con un techo fijo, el corte impulsivo y el momento volcante es aplicado en la parte superior del manto.
- El corte impulsivo y el momento volcante para cada anillo del manto se basan en el peso y centroide de cada anillo.
- El momento volcante debido al líquido almacenado, se aproxima mediante una variación lineal con el momento del anillo de fundación, M_{rw} , en la parte inferior del manto, para un nivel de líquido nulo.

Interacción Estructura-Suelo

Si es especificado por el mandante, los efectos de la interacción suelo-estructura, tanto en el amortiguamiento efectivo como en el periodo de vibración puede considerarse, de acuerdo a la norma ASCE 7, las siguientes limitaciones:

- ❖ El estanque debe estar equipado con un anillo de fundación de concreto, en un grado similar a la fundación de soporte.
- ❖ Los estanques deben ser anclados mecánicamente a la fundación.
- ❖ El valor del corte basal y el momento volcante calculados con el modo impulsivo incluye los efectos de la interacción del suelo con la estructura y no debe ser menor al 80% de los valores determinados sin considerar la interacción suelo-estructura.
- ❖ El factor de amortiguamiento del sistema fundación-estructura no debe exceder el 20%.

3.2.9 Resistencia A Las Cargas De Diseño (Resistencia Al Volcamiento)

El código de diseño API 650 del año 2007 utiliza el método de tensiones admisibles (ASD), lo cual debe ser considerado al momento de realizar los cálculos debido a que cuando se consideran los efectos de las cargas sísmicas estas deben ser amplificadas en un 33%.

3.2.9.1 Anclajes

La resistencia al momento volcante en la base del manto es generada por:

- Peso del manto, W_s , peso del techo sobre el manto W_{rs} .
- Dispositivos mecánicos.

Requerimientos Mínimos De Los Anclajes

Cuando un estanque requiere de anclajes, ya sea por viento, sismo, presión interna, o cuando un estanque es anclado por alguna otra razón, los requerimientos mínimos son los siguientes:

Los anclajes deben ser diseñados para resistir las cargas de levantamiento (U) presentados en la tala 3.6. La carga por anclaje se calcula mediante la expresión Eq. 3.33.

$$t_b = \frac{U}{N} \quad (\text{Eq. 3.33})$$

Donde,

t_b = Carga por anclaje.

U = carga de la tabla 3.6.

N = Número de anclajes.

Tabla 3.6. Cargas de levantamiento.

Casos de Cargas	Expresión de la Carga "U"	Tensión admisible del perno de anclaje
	N	Mpa
Presión de diseño	$\{(P - 0.08 \cdot th) \cdot D^2 \cdot 0.785\} - W1$	105
Presión de prueba	$\{(Pt - 0.08 \cdot th) \cdot D^2 \cdot 0.785\} - W1$	140
Presión de falla	$\{(1.5 \cdot Pf - 0.08 \cdot th) \cdot D^2 \cdot 0.785\} - W3$	Fy
Carga de viento	$\{4 \cdot Mw/D\} - W2$	$0.8 \cdot Fy$
Carga de sísmica	$\{4 \cdot Ms/D\} - W2$	$0.8 \cdot Fy$
Presión de diseño + viento	$\{(P - 0.08 \cdot th) \cdot D^2 \cdot 0.785\} + \{4 \cdot Mw/D\} - W1$	140
Presión de diseño + Sismo	$\{(P - 0.08 \cdot th) \cdot D^2 \cdot 0.785\} + \{4 \cdot Ms/D\} - W1$	$0.8 \cdot Fy$

D: diámetro del estanque, en m.
P: Presión de Diseño, en kPa.
Mw: Momento debido al viento, en N-m.
Ms: Momento debido al sismo, en N-m.
W2: Carga muerta del manto mas la carga de techo, sin considerar la corrosión admisible, en N.

Fuente: Tabla 5-21a, sección 5.12.9, página 5-69, API 650 año 2007.

Relación de Anclaje (J).

La relación de anclaje, J, es una proporción de las fuerzas en los anclajes, su valor se determina utilizando la expresión Eq. 3.34.

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 \cdot (W_t \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) + W_a)} \tag{Eq. 3.34}$$

Donde

$$W_t = \left[\frac{W_s}{\pi \cdot D} + W_{rs} \right] \tag{Eq. 3.35}$$

La fuerza resistente en la parte superior de la fundación se determina mediante la expresión Eq. 3-36.

$$W_a = 99 \cdot t_a \cdot \sqrt{F_y \cdot H \cdot G_e} \leq 1,96 \cdot H \cdot D \cdot G_e \tag{Eq. 3.36}$$

Los criterios desarrollados en base a la Eq. 3.34 para definir la utilización de anclajes en la estructura se describen en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Criterios del radio de los anclajes.

Relación de Anclaje J	Criterio
$J \leq 0.785$	No es necesario colocar anclajes.
$0.785 < J \leq 0.785$	El estanque es estable ante las cargas de diseño y satisface los requerimientos de compresion del manto. No es necesario colocar anclajes.
$J > 0.785$	El estanque no es estable, por lo cual es necesario colocar anclajes. Modificar la placa anular si $L < 0.035 * D$ no controla.

Fuente: Tabla E-6, página E-18 API 650 año 2007.

Requerimientos De La Placa Anular

El espesor de la placa del piso del estanque bajo el manto posee un espesor mayor o igual respecto a la placa de piso general ($t_a > t_b$) con las siguientes restricciones.

- El espesor, t_a , utilizado para calcular W_a en la ecuación Eq. 3.36, no debe exceder el espesor del primer anillo, t_s , sin corrosión admisible del manto.
- Ni excederá el espesor nominal actual de la placa debajo del manto.
- Cuando la placa de fondo bajo del manto es mas gruesa que el resto de la placa de fondo ($t_a > t_b$), la mínima proyección aplicada al grosor de la placa anular en el interior de la pared del estanque, L_s , debe ser igual o mayor que L:

$$L = 0.01723 * t_a * \sqrt{\frac{F_y}{H * G_e}} \leq 0.035 * D \tag{Eq. 3.37}$$

Anclajes Mecánicos

Cuando se requiere la utilización de anclajes, estos deben entregar una resistencia mínima calculada por la expresión Eq. 3.38.

$$W_{AB} = \left(\frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} - w_t * (1 - 0.4 * A_v) \right) \quad (\text{Eq. 3.38})$$

La carga de viento necesariamente no debe ser considerada en la combinación con la carga sísmica.

La carga de diseño del anclaje, P_{AB} , se define mediante la expresión Eq. 3.39.

$$P_{AB} = W_{AB} * \left(\frac{\pi * D}{n_A} \right) \quad (\text{Eq. 3.39})$$

Donde, n_A es el número de anclajes en la circunferencia del estanque. P_{AB} debe ser incrementado considerando los espaciamientos desiguales.

La carga de diseño del anclaje, P_A , será la menor carga que resulta de la multiplicación de la tensión mínima especificada por el área de la sección transversal del anclaje o tres veces el valor de P_{AB} .

La máxima tensión admisible para las partes ancladas no debe exceder los siguientes valores para diseñar anclajes por cargas sísmicas o en combinación con otros casos de cargas.

- La tensión admisible resistente a la compresión para los pernos de anclaje y correas igual al 80% de la tensión mínima entregada.
- Para otras partes, 133% de las tensiones admisibles en acuerdo con lo definido en el punto de tensiones admisibles.
- La tensión admisible máxima de diseño en el manto con la unión con el anclaje tienen como límite 170 MPa., no incrementado para cargas sísmicas.

El espaciamiento máximo entre anclajes es de 3 m.

El mandante debe especificar la utilización de sobreespesor (por corrosión) en los pernos de anclaje, teniendo en cuenta que el diámetro mínimo de los pernos es de 25.4 mm., sin considerar corrosión.

Los pernos de anclaje deben ser reforzados mediante un ensamble llamado “silla”.

La silla para el anclaje se diseña mediante la norma AISI E-1. Volumen 2, parte 7, llamado “Anchor Bolt Chairs”, recomendado por la API 650.

A continuación se describe lo mencionado en la norma AISI.

3.2.9.1.1 Silla de Anclaje

Cuando se requiere pernos de anclaje por lo general se utilizan sillas para transmitir de mejor forma la carga a la fundación.

A continuación se describe el diseño de cada componente de la silla para anclaje.

Placa Superior

La tensión crítica en la placa superior ocurre entre el orificio y el borde libre de la placa. Por conveniencia, se considera esta parte de la placa como una viga con extremos parcialmente fijos, con una parte del total de la carga de los pernos de anclaje distribuida a lo largo de toda su envergadura. (Se puede apreciar en la figura del anexo “H.1”).

La tensión crítica en un punto se puede calcular mediante la expresión Eq. 3.40.

$$S = \frac{P}{f * C^2} * (0.375 * g - 0.22 * d) \quad (\text{Eq. 3.40})$$

Dicha tensión se utiliza para verificar la tensión en la placa superior de un anclaje perteneciente a un estanque ya construido, y donde el valor del espesor de la placa es conocido, así como también el resto de las variables que participan.

Por otro lado, cuando no se conoce el espesor de la placa superior, y la mayoría de las variables son conocidas es posible estimar dicho espesor.

De acuerdo a la API650 la tensión S , para este caso es la tensión admisible, y además por tratarse de un análisis sísmico se aumenta en un 33%, es decir como lo señala la Eq. 3.41.

$$S_{adm} = 1,33 * 0,75 * F_y \quad (\text{Eq. 3.41})$$

De esta forma el espesor de la placa superior se calcula con Eq. 3.42.

$$C = \left[\frac{P}{S * f} * (0.375 * g - 0.22 * d) \right]^{0.5} \quad (\text{Eq. 3.42})$$

Altura De La Silla

La silla debe tener una altura suficientemente alta, para que las cargas generadas por el estanque sean distribuidas por los pernos o columnas sin que estos sufran sobre-esfuerzo. Si los pernos de anclaje estuvieran en línea con el estanque, el problema sería sencillo, la dificultad se genera cuando la excentricidad del perno con respecto al manto del estanque produce flexión. Excepto el caso en que se utiliza un anillo continuo en la parte superior de la silla.

La tensión máxima generada por la excentricidad se puede calcular mediante la expresión Eq. 3.43.1.

$$S = \frac{P * e}{t^2} * \left[\frac{1.32 * Z}{\frac{1.43 * a * h^2}{R * t} + (4 * a * h^2)^{0.333}} + \frac{0.031}{\sqrt{R * t}} \right] \quad (\text{Eq. 3.43.1})$$

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

Nota: La Nch2369 of. 2003, especifica que la altura “h” de la silla sin considerar la altura de mortero es igual a 8 veces el diámetro del perno de anclaje o bien 250 mm.

La tensión máxima recomendable es de 25 Ksi. (Esta tensión local ocurre justo por sobre la parte superior de la silla, ya que fuera de esta, la tensión disminuye rápidamente). Un mayor esfuerzo normal se justifica, pero un incremento de las cargas temporales, como sismo y viento no son recomendables. Las siguientes consideraciones son recomendadas.

- ✓ Si la altura calculada es excesiva, si es posible reducir la excentricidad (e), o utilizar más pernos de anclaje con diámetros más pequeños. Otra solución es utilizar anillos continuos en la parte superior de la silla.
- ✓ Si se utilizan anillos continuos, chequear la tensión máxima en la dirección circunferencial, considerando el anillo como si estuviera cargado y distanciado de la misma forma, esta tensión máxima se calcula de acuerdo a Eq. 3.43.2.

$$\frac{P * e}{h} \quad (\text{Eq. 3.43.2})$$

Una porción del manto dentro de los 16*t, en cualquier lado debe contener una parte del anillo.

Nota: La placa base está sujeta a fuerzas horizontales, salvo que van hacia adentro en vez de ir hacia afuera. Esto es real aunque el anillo continuo no sea utilizado en la parte superior de la silla, pero nunca debería producir una alta tensión en la base, es por esta razón que normalmente no se comprueba.

Placas Laterales Verticales

Se debe asegurar que la placa superior no sobresalga mas de 0.5 pulgadas (12,7 mm) radialmente.

El espesor de la placa vertical debe ser el mayor de Eq. 3.44.1 y Eq. 3.44.2.

$$j_{\min} = 0.5in. \quad (\text{Eq. 3.44.1})$$

$$0.04 * (h - c) \quad (\text{Eq. 3.44.2})$$

Otro requerimiento es el señalado en Eq. 3.44.3

$$j * K \geq \frac{P}{25} \quad (\text{Eq. 3.44.3})$$

Donde k es el ancho promedio en una placa cónica (si se diera el caso).

Cuando los anclajes sean sometidos a una temperatura mayor a 93°C, el mandante debe informar tal situación, con la finalidad de ser considerado al momento de diseñar los anclajes.

Los pernos de anclaje deben ser reforzados uniformemente y ajustados de manera conveniente.

Los esfuerzos de los anclajes deben ser transmitidos a la fundación de tal manera que se logre desarrollar el límite elástico mínimo especificado para los anclajes.

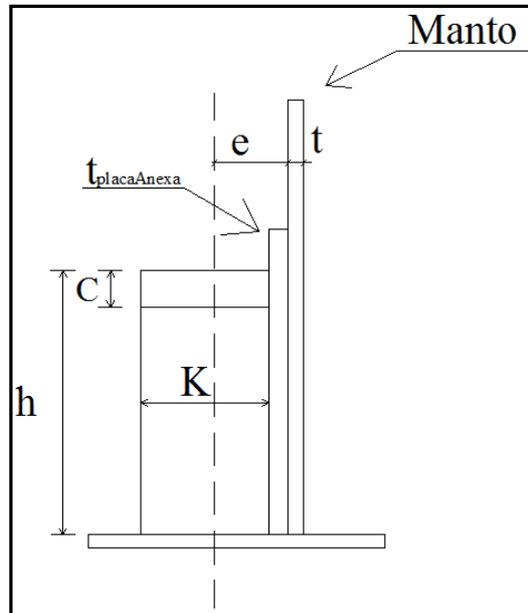
La fundación debe proporcionar un adecuado peso de contrabalanceo para poder resistir las cargas de levantamiento. El peso de contrabalanceo debe de acuerdo a lo siguiente:

El peso de contrabalanceo, como el concreto del anillo de fundación, puede ser diseñado para resistir la fuerza de levantamiento de la tabla 3. Cuando se considera la fuerza de levantamiento debido al viento o al sísmico, se puede realizar una evaluación, con la finalidad de garantizar la estabilidad al volcamiento de la fundación y soporte del suelo.

Cuando la base es incluida en el diseño del anillo de fundación, el peso efectivo del suelo sobre la base debe ser incluido en el peso de contrabalanceado.

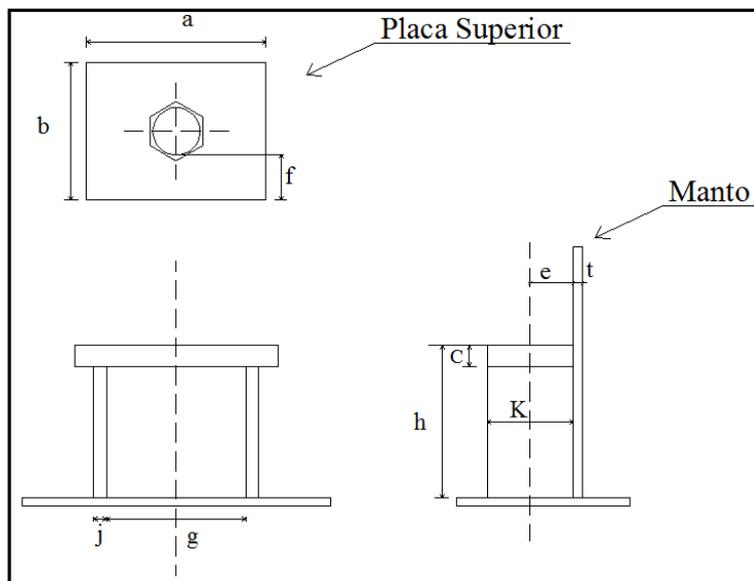
Nota: las unidades de las variables presentadas en las expresiones anteriores en que respecta a longitud están en pulgadas, las de carga en kips y presión en ksi. Por o cual se debe tener en cuenta al momento de realizar los cálculos.

Figura 3.11. Vista lateral de la silla de anclaje.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12. Piezas de la silla de anclaje.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.9.1.2 Llaves de Corte

Los elementos encargados de tomar el corte basal generado por el sismo son las “llaves de corte”, no existe alguna bibliografía clara al respecto al diseño de estos elementos, con lo único que se cuenta es con lo que aparece en la segunda edición del “Base Plate and Anchor Rod Design”, documento que pertenece a la American Institute of steel construction del año 2006 (AISC). Este documento plantea el diseño de placa de corte para columnas y que consiste básicamente en lo siguiente:

- Se calcula el corte para cada llave de corte de acuerdo a Eq. 3.45.1

$$V = \frac{V_T}{N^{\circ}llaves} \quad (\text{Eq. 3.45.1})$$

- Se calcula el momento máximo en la placa de corte a través de la ecuación Eq. 3.45.2.

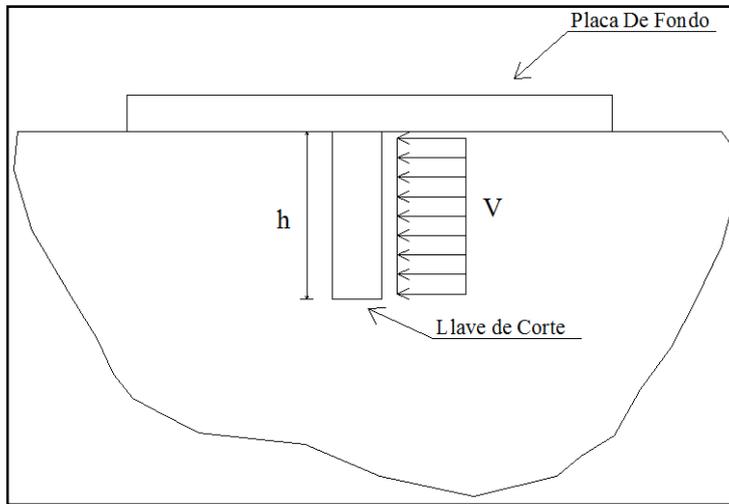
$$M = V * \frac{h}{2} \quad (\text{Eq. 3.45.2})$$

- Se calcula el espesor de la llave de corte de acuerdo a la expresión Eq. 3.45.3

$$e = \sqrt{\frac{4 * M}{b * \phi * F_y}} \quad (\text{Eq. 3.45.3})$$

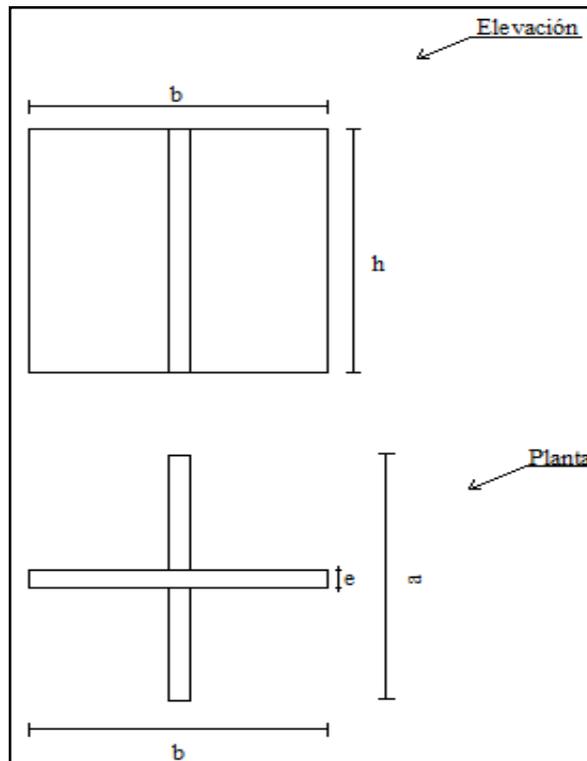
La disposición de la altura de la llave de corte se puede visualizar en la figura 3.13.

Figura 3.13. Distribución del corte en la llave de corte.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.14. Vistas de la llave de corte.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.10 Compresión En El Manto

Máxima Compresión Longitudinal En el Manto.

Estanques Libres de Anclajes

En estanques libres de anclajes la compresión longitudinal máxima se calcula dependiendo de la fuerza de levantamiento, es así como se generan las siguientes situaciones:

Cuando $J < 0.785$, la compresión máxima longitudinal se determina mediante la expresión Eq. 3.45.

$$\sigma_c = \left(W_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rv}}{D^2} \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (\text{Eq. 3.46.1})$$

Cuando $J > 0.785$, la compresión máxima longitudinal se determina mediante la expresión Eq. 3.46.

$$\sigma_c = \left(\frac{W_r * (1 + 0.4 * A_v) + W_a}{0.607 - 0.18667 * [J]^{2.3}} - W_a \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (\text{Eq. 3.46.2})$$

Estanques Anclados Mecánicamente

Para estanques anclados mecánicamente la compresión máxima longitudinal en la parte inferior del manto se calcula mediante la expresión Eq. 3.47.

$$\sigma_c = \left(W_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rv}}{D^2} \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (\text{Eq. 3.47})$$

Compresión Longitudinal Admisible Del Manto

La compresión longitudinal máxima, σ_c , debe ser menor a la tensión sísmica admisible, F_c . El cálculo de la tensión sísmica admisible incluye un aumento del 33% debido a que la expresión se encuentra formulada en base al método de diseño ASD, además se incluyen los efectos de presión interna que genera la sustancia almacenada en el recipiente.

La compresión admisible se calcula en base a las expresiones Eq. 3.47, Eq. 3.48.

$$\begin{aligned} \text{Cuando } \frac{G * H * D^2}{t^2} &\geq 44 \\ F_c &= \frac{83 * t_s}{D} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 3.48})$$

$$\text{Cuando } \frac{G * H * D^2}{t^2} < 44$$

$$F_c = \frac{8 * t_s}{2.5 * D} + 7.5 * \sqrt{G * H} < 0.5 * F_{ty} \quad (\text{Eq. 3.49})$$

Si el espesor del anillo inferior del manto calculado para resistir el momento volcane sísmico es mayor que es el espesor requerido por presión hidrostática, excluyendo en ambos el sobreespesor por corrosión, entonces el espesor calculado para cada anillo superior por presión hidrostática deben ser incrementados en la misma proporción, a menos que un análisis especial sea realizado para determinar el momento volcane sísmico y los esfuerzos correspondientes en la parte inferior de cada uno de los anillos. (Tal situación se puede analizar según lo descrito en el cálculo del momento volcane sísmico)

Fundaciones

Las fundaciones y las bases que se anclan mecánicamente al fondo de los estanques deben proporcionar resistencia al máximo levantamiento de los anclajes producido por la presión que genera el momento volcante. Debido a que la carga del suelo esta directamente sobre la base y el anillo de fundación se utiliza para resistir el máximo levantamiento de los anclajes en la fundación, además la base y el anillo de fundación son diseñados para almacenar estas cargas excéntricas.

Las cargas generadas no se pueden utilizar para reducir la carga en los anclajes.

Cuando se aplica la aceleración sísmica vertical, la carga producida va directamente sobre la base y el anillo de fundación:

- Cuando se utiliza la resistencia máxima al levantamiento del anclaje en la fundación, la presión producida se debe multiplicar por el factor $(1 - 0.4 * A_v)$ y la base y el anillo de fundación deben ser diseñados para resistir las cargas excéntricas con o sin la aceleración sísmica vertical.
- Cuando se quiere evaluar la carga generada, el resultado de la presión sobre el anillo de fundación se debe multiplicar por el factor $(1 - 0.4 * A_v)$ la base y el anillo de fundación deben ser diseñados para resistir las cargas excéntricas con o sin la aceleración vertical.

La relación de estabilidad al volcamiento para el sistema de anclajes mecánicos de estanques excluye los efectos del sismo vertical pudiendo ser mayor o igual a 2 la expresión Eq. 3.50.

$$\frac{0.5 * D * [W_p + W_f + W_T + W_{fd} + W_g]}{M_s} \geq 2 \quad (\text{Eq. 3.50})$$

El anillo de fundación del estanque de fondo plano y libre de anclaje debe proporcionar resistencia al volcamiento generada por la fuerza de compresión longitudinal máxima en la parte inferior del manto, esta resistencia se determina mediante la expresión Eq. 3.51.

$$P_f = \left(W_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} \right) \quad (\text{Eq. 3.51})$$

Las losas y pilotes de estanques libres de anclajes deben ser diseñados para resistir las cargas máximas calculadas mediante la expresión Eq. 3.52.

$$\sigma_c = \left(W_t * (1 + 0.4 * A_v) + \frac{1.273 * M_{rw}}{D^2} \right) * \frac{1}{1000 * t_s} \quad (\text{Eq. 3.52})$$

3.1.9 Revancha (Freeboard)

El movimiento del líquido en el interior del estanque o recipiente, deben ser considerados en la determinación de los freeboard requeridos para un nivel superior al de diseño del líquido contenido. Un mínimo freeboard son los entregados en la siguiente tabla 3.8.

Tabla 3.8. Revancha mínima.

SUG I	SUG II	SUG III
0.7 * δs	0.7 * δs	δs

Fuente: Tabla E-7, página API 650 año 2007.

La altura de diseño de las del líquido almacenado puede ser estimada mediante la expresión Eq. 3.53.

$$\delta_s = 0,5 * D * A_f \quad (\text{Eq. 3.53})$$

La variable Af se determina de acuerdo a las expresiones Eq. 3.54 y Eq. 3.55.

Para los SUG I y II, donde,

$$\text{Cuando, } T_c \leq 4 \quad A_f = K * S_{D1} * I * \left(\frac{1}{T_c} \right) = 2,5 * K * Q * F_v * S_0 * I * \left(\frac{T_s}{T_c} \right) \quad (\text{Eq. 3.54})$$

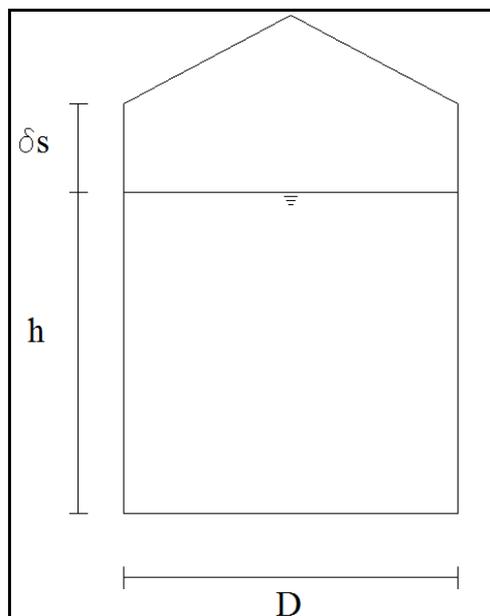
$$\text{Cuando, } T_c > 4 \quad A_f = K * S_{D1} * \left(\frac{4}{T_c^2} \right) = 2,5 * K * Q * F_v * S_0 * I * \left(\frac{4 * T_s}{T_c^2} \right) \quad (\text{Eq. 3.55})$$

Nota: debido a que la variable TL es igual a 4, se utilizan las mismas expresiones para el caso de SUG III.

La descripción de los grupos SUG se encuentra en la Tabla 3.3.

En la figura 3.13 se puede apreciar la ubicación geométrica de la revancha considerada en el diseño de estanques.

Figura 3.13. Ubicación de la revancha.



Fuente: Elaboración propia.

4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ESTANQUES DE ACERO SOLDADO, SEGÚN API 650 EDICION 11, AÑO 2007.

Los diferentes elementos del estanque se diseñan de acuerdo a lo que menciona la norma americana API 650, es por esta razón que a continuación se entrega el procedimiento de utilización de mencionada norma.

4.1 Diseño Del Manto

El diseño del manto consiste en comparar los espesores calculados por condición de “Diseño”, condición de “Prueba Hidrostática”, y los valores tabulados en la tabla 2 (Tabla extraída de la API 650) y se elige el mayor valor de los tres.

Para realizar los cálculos se debe tener en cuenta que:

- El espesor del anillo inferior es siempre mayor o igual al anillo que se encuentra sobre él.
- El diámetro nominal se considera desde el centro de las placas.
- El sobreespesor considerado debido a la corrosión del material y la gravedad específica del fluido que se almacenará deben ser proporcionados por el mandante.

Para determinar los espesores de los anillos que componen el manto del estanque, existen fundamentalmente dos métodos el “Método de un Pie” y el “Método del Punto Variable”, cuyas características de aplicación están mencionadas en el marco teórico.

A continuación se define el procedimiento de aplicación del “Método de un Pie”.

Cálculo del Espesor Del manto (“Método de un Pie”).

1. Este método se aplica para condiciones de:

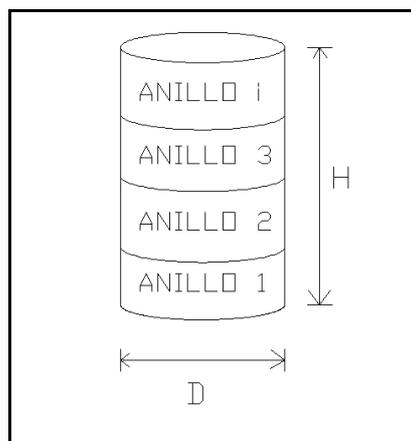
- Diseño
- Prueba hidrostática.

2. La información básica para realizar los cálculos, es la siguiente:

- Diámetro nominal del estanque (en m).
- Altura total del manto del estanque, H (m).
- Nivel de diseño del líquido, h (m).
- Gravedad específica del líquido, G (adimensional).
- Definir el tipo de material (acero) que se utilizará para la fabricación del recipiente, definiendo las tensiones máximas (S_d y S_t) de acuerdo a la tabla del anexo B.
- Peso específico del acero, γ (Kg/m³).
- Sobreespesor por Corrosión del Material, CA (mm).
- Velocidad del viento, V (Km/h).
- Presión de diseño en la parte superior, P (MPa).
- Espesor nominal de las planchas comerciales.

3. Con los datos anteriores se calcula el espesor del primer anillo del manto, mediante las expresiones Eq. 3.3 y Eq. 3.4 pertenecientes al método de un pie y teniendo como referencia la numeración de los anillos mostrados en la Figura 4.1.

Figura 4.1. Referencia de los anillos.



Fuente: Elaboración Propia.

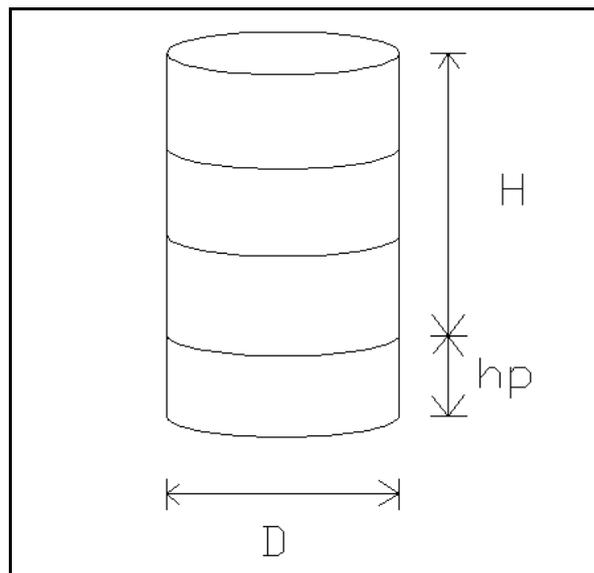
4. El espesor mínimo se obtiene de la tabla 3.2 a la cual se ingresa con el diámetro nominal del estanque.
5. De los tres valores encontrados anteriormente se elige el mayor. Ver Eq. 4.1.

$$t \geq t_d, t_t, t_{tabla} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

El valor seleccionado es el espesor del primer anillo del manto.

6. Se determina el espesor del segundo anillo.

Figura 4.2. Referencia de las dimensiones consideradas.



Fuente: Elaboración propia.

Se utilizan las ecuaciones Eq. 3.3 y Eq. 3.4, con la diferencia que al valor “h” utilizado en el cálculo del anillo anterior se le resta el $h_{plancha}$.

7. Se extrae el espesor tabulado en tabla 3.2.

8. Se elige el mayor de los tres valores. Ver Eq. 4.2.

$$t_2 \geq t_{d2}, t_{t2}, t_{tabla} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

9. Para encontrar el espesor de los anillos superiores, se realiza el mismo procedimiento descrito anteriormente.

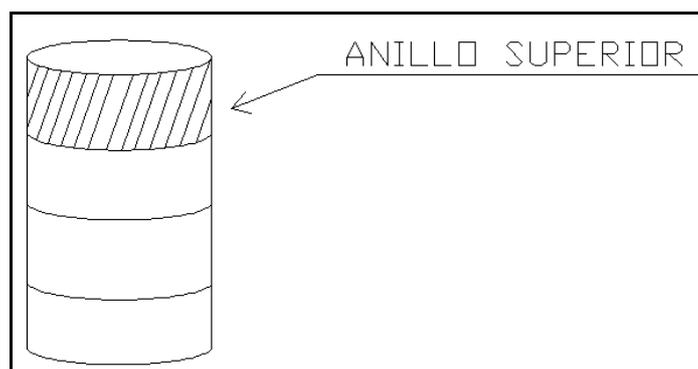
NOTA: Los espesores a utilizar en cálculos de diseño, corresponde a los valores seleccionados anteriormente, menos el sobreespesor por corrosión.

4.1.1 Estabilidad Del Manto

La estabilidad del manto frente a la presión de viento debe ser verificada. Para tal efecto se calcula la altura máxima del manto sin atiesar mediante la expresión Eq. 3.5.

Donde t es el espesor sin corrosión del anillo superior. La ubicación del anillo superior se aprecia en la figura 4.3.

Figura 4.3. Ubicación del anillo superior.



Fuente: Elaboración propia.

Se debe determinar la altura transpuesta para cada uno de los anillos que componen el manto, mediante la expresión Eq. 3.6.

Donde $t_{uniforme}$ es el espesor del anillo Superior, definido anteriormente, t_{real} es el espesor calculado con el método de un pie. El valor de h_{anillo} es el ancho o altura de cada uno de los anillos (por lo general es el ancho de las placas).

Las alturas transpuestas se suman, obteniendo con ello la altura transformada del manto. Lo anterior se describe en la expresión Eq. 3.7.

El valor de la altura transformada del manto se compara con la altura máxima sin atiesar, y **si la altura del manto es mayor que el valor de la altura máxima sin atiesar**, es necesario emplear atiesadores intermedios.

Si esta situación se genera los atiesadores se ubican a alturas de H_1 a lo largo de la altura total del manto, es decir que la cantidad de atiesadores corresponden a $H/H_1 = N^{\circ} \text{atiesadores}$.

Los atiesadores intermedios deben tener un módulo de sección mínima determinado mediante la expresión Eq. 3.8.

4.2 Diseño Del Fondo Del Estanque

El fondo del estanque se compone por planchas de fondo y planchas anulares, cada una de ellas con espesores mínimos. A continuación se describe la obtención de sus respectivos espesores.

Planchas de Fondo

El espesor mínimo para las placas de fondo es de 6 mm. (*Según sección 5.4.1, API 650 2007*).

El espesor total de la placa de fondo es el espesor mínimo más el sobreespesor por corrosión considerado, lo cual se puede ver en la ecuación Eq. 4.3.

$$t_{bp} = t_{\min} + CA_b \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Placa Anular

Para el caso de la placa anular el espesor mínimo se obtiene de la tabla 11, a la cual se ingresa con el espesor del primer anillo del manto y la tensión a la cual se encuentra expuesto.

El esfuerzo por la presión hidrostática del primer anillo se calcula mediante la expresión Eq. 3.2. y el espesor del mínimo se obtiene ingresando a la tabla 3.1.

Finalmente el espesor de la placa anular es la suma del espesor mínimo más el sobreespesor por corrosión, tal como lo señala la expresión Eq. 4.4.

$$t_{bA} = t_{\min} + CA_b . \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Las placa de fondo debe tener como mínimo 600 mm. (24 in) de ancho hacia el interior del estanque y para anchos superiores se calculan con la ecuación Eq. 3.1.

Además se debe proyectar como mínimo 50mm fuera del manto, por lo cual el ancho total de la placa es la suma del ancho calculado anteriormente mas el mínimo ancho dispuesto hacia el exterior del estanque.

4.3 Calculo De Las Masas

Es importante considerar los pesos de material, ya sea del manto, techo, fondo o el peso que aporta la sustancia que se almacenará. A continuación se determina cada uno de los pesos que interfieren en el diseño del estanque.

Peso de la Sustancia Almacenada (W_p)

Se determina el volumen del líquido almacenado en el recipiente mediante la expresión Eq. 4.5.

$$Vol = \frac{\pi * D^2 * h}{4} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

El peso de la sustancia se obtiene multiplicando la densidad de la sustancia por el volumen calculado anteriormente, tal como lo señala la expresión Eq. 4.6.

$$W_p (Kg) = Vol * G * \rho \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Peso del Manto

El peso del manto se determina de la siguiente forma:

- Se multiplica el espesor adoptado de cada anillo por el perímetro del estanque, altura del anillo y por la densidad del acero utilizado. Ver ecuación Eq. 4.7.

$$W_{anillo} (Kg) = Perimetro * t_{anilloAdoptado} * h_{Anillo} * \rho_{acero} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

Nota: El espesor del anillo adoptado incluye el sobreepesor por corrosión.

- Finalmente el peso del manto del estanque corresponde a la suma de todos los pesos de los anillos. Ver ecuación Eq. 4.8.

$$W_{manto} (Kg) = \sum W_{anillos} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Peso De Los Accesorios Del Manto

El peso de los accesorios del manto se determina en base a la experiencia de diferentes maestranzas.

Los accesorios del manto representan alrededor del 8% del peso total del manto, lo cual debe ser chequeado para cada caso de diseño. Lo anterior se puede visualizar en la Eq. 4.9.

$$W_{Accesorios.Manto} (Kg) = 0,08 * W_{manto} \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Peso del Fondo

El peso del fondo es la suma del peso de las placas de fondo más el peso de la placa anular, los cuales se calculan como se presenta a continuación.

Peso de la placa de fondo

El peso de la placa de fondo se calcula como lo muestra la ecuación Eq. 4.10.

$$W_{Placa.fondo} = t_{bp} * \rho_{P.Fondo} * D * \pi \quad (\text{Eq. 4.10})$$

Peso de la placa anular

Por otro lado el peso de la placa de anular de fondo se determina mediante Eq. 4.11.

$$W_{Placa.Anular} = t_{bA} * \rho_{P.Anular} * \pi * \left[D^2 - (D - 2 * A_{P.Anular})^2 \right] \quad (\text{Eq. 4.11})$$

El peso del fondo del estanque se calcula mediante la aplicación de la ecuación Eq. 4.12.

$$W_f = W_{Placa.Anular} + W_{Placa.fondo} \quad (\text{Eq. 4.12.})$$

Peso del Techo

El peso del techo lo compone el peso de la estructura de techo más el peso de las planchas de techo.

El peso de la estructura de techo se puede estimar en $50(Kg/m^2)$, debido a que el diseño del techo es relativo a cada ingeniero. Lo anterior se expresa en la ecuación Eq. 4.13.

$$W_{EstrucTecho} (Kg) = 50 * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

El peso de las placas de techo se determina mediante Eq. 4.14.

$$W_{planchas} (Kg) = \frac{\pi * D^2}{4} * t_r * \rho_{planchasTecho} \quad (\text{Eq. 4.14})$$

En definitiva el peso del techo es la suma de los dos pesos descritos anteriormente, lo cual se expresa en la Eq. 4.15.

$$W_r = W_{EstrucTecho} + W_{planchas} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

Peso Accesorios del Techo

El peso de los accesorios del techo se estiman en alrededor del 25% del peso del techo, lo cual se debe chequear para cada diseño en particular. De acuerdo a lo descrito el peso de los accesorios del techo se calculan según Eq. 4.16.

$$W_{Accesorios.Techo} (Kg) = 0,25 * W_r \quad (\text{Eq. 4.16})$$

4.4 Efecto Del Viento En El Estanque

La presión del viento sobre el manto genera un momento volcante en la base del estanque y que se calcula según Eq. 4.17.

$$M_w = P_w * D * \frac{H^2}{2} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

4.5 Requerimientos Mínimos De Los Anclajes

Viento

Se debe realizar un análisis de la necesidad de utilizar anclajes del estanque frente a la sollicitación del viento y que consiste en lo siguiente:

1. Se tiene que el momento volcante que genera la presión es el calculado por Eq. 4.17.
2. El peso generado por el manto y el techo, sin considerar el sobreespesor por corrosión es W_2 .
3. De la tabla 3.6 para la carga de viento se tiene que la carga de levantamiento es Eq. 4.18.

$$U = \left[4 * \frac{M_w}{D} \right] - W_2 \quad (\text{Eq. 4.18})$$

4. Se divide la carga calculada por Eq. 4.18 por la cantidad de anclajes que se emplearán. Lo anterior genera la carga de diseño para cada anclaje mostrada por Eq. 4.19.

$$\text{Carga Anclaje} = \frac{U}{nA} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

5. La tensión admisible de cada perno de anclaje se calcula según Eq. 4.20.

$$S_{adm} = 0,8 * F_y \quad (\text{Eq. 4.20})$$

6. Se multiplica la tensión admisible por el área del perno. Ver Eq. 4.20.

$$Cara.Adm = A_{perno} * S_{adm} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

7. Se compara la carga por anclaje y la carga admisible, si la carga admisible es mayor que la carga por anclaje, el anclaje resiste adecuadamente la sollicitación por viento.

Sismo

Al igual que el viento se realiza un análisis para ver la necesidad de utilizar pernos de anclajes frente a la sollicitación del sismo y que consiste en lo siguiente:

1. Se tiene que el momento volcante que genera el sismo, calculado en Eq. 3.32.
2. El peso generado por el manto y el techo, sin considerar el sobreespesor por corrosión es W_2 .
3. De la tabla 3.6 para la cargas de sismo se tiene que la carga de levantamiento es Eq. 4.21.

$$U = \left[4 * \frac{M_s}{D} \right] - W_2 \quad (\text{Eq. 4.21})$$

4. Al dividir la carga calculada por Eq. 4.21 por la cantidad de anclajes que se emplearán, se tiene la carga de diseño de cada anclaje, es Eq. 4.22.

$$Carga.a.Anclaje = \frac{U}{nA} \quad (\text{Eq. 4.22})$$

5. La tensión admisible de cada perno de anclaje se calcula según Eq. 4.23.

$$S_{adm} = 0,8 * F_y \quad (\text{Eq. 4.23})$$

6. Se multiplica la tensión admisible por el área del perno. Ver Eq. 4.24.

$$Cara.Adm = A_{perno} * S_{adm} \quad (\text{Eq. 4.24})$$

7. Se comparan las cargas, por anclaje y carga admisible, si la carga admisible es mayor que la carga por anclaje, el anclaje resiste adecuadamente la solicitud de sísmica.

4.6 Diseño sísmico, Según API 650 Año 2007.

El diseño mediante la norma API 650 en su última edición (11 Edición), se realiza según los siguientes puntos:

4.6.1 Periodo Natural Impulsivo (Ti)

El cálculo del periodo natural impulsivo considera conocer el valor de las siguientes variables:

Coeficiente C_i , se ingresa al siguiente gráfico de la figura 3.9 con la relación h/D .

t_u Corresponde al espesor uniforme equivalente del manto. Para efectos de cálculo el valor de esta variable se obtiene mediante Eq. 4.25.

$$t_u = \frac{\sum(h_{anillo} * t_{anillo})}{H} \quad (\text{Eq. 4.25})$$

“E” módulo de elasticidad, se utiliza el que pertenece al material que se utiliza en la fabricación del estanque.

ρ es la densidad de la sustancia almacenada en el estanque.

Por lo tanto el periodo natural impulsivo se determina utilizando la expresión Eq. 3.11.

NOTA: la ecuación Eq. 3.11 es la que aparece en la API 650 del año 2005, se utiliza en los cálculos debido a que la API 650 del año 2007 presenta una expresión con errores de tipeo y cuyos resultados son alejados de la realidad.

4.6.2 Periodo Convectivo (T_c)

Para determinar el periodo Convectivo primero se determina el valor de la variable “k” definida por Eq. 3.13.

El periodo Convectivo se define como Eq. 3.12.

El análisis sísmico contempla conocer las aceleraciones, impulsiva y convectiva, cuya forma de cálculo se describe a continuación.

4.6.3 Aceleración Espectral Impulsiva (A_i)

Para determinar la aceleración espectral impulsiva para nuestro país utilizaremos las ecuaciones que se encuentran en la sección E.4.6.1 de la API 650 del año 2007.

En esta sección se especifica que para zonas que se encuentran fuera del alcance de la norma API 650 año 2007, el valor de las variables corresponden a las entregadas por las normas que regulan ese lugar. Sin embargo, señala además que de no existir una norma que defina la determinación de las variables se puede utilizar los entregados por la API 650 año 2007.

Debido a que en la Nch2369 no contiene una clasificación de los factores de amplificación del suelo (F_a y F_v), ni tampoco clasifica los factores de modificación de respuesta (R_{wi} y R_{wc}), para los cálculos que se desarrollen se utilizarán los factores entregados por la norma API 650 año 2007. Sin embargo el coeficiente de importancia se calcula de acuerdo a lo que define la Nch2369.

De acuerdo a lo anterior se define:

El factor de modificación de respuesta (R) se obtiene mediante el conocimiento del tipo de anclaje y tipo de respuesta que se quiere analizar, con esta información se ingresa a la Tabla 3.4.

Nota: *se consideran solo los factores de modificación que corresponden a estanques anclados, pues en nuestro país todas las estructuras de estas características deben ser ancladas.*

El factor de importancia se determina utilizando la Tabla 3.5.

El valor de la aceleración máxima en Chile corresponde a “Ao”, por lo cual está directamente relacionada con la aceleración peak descrita por la API 650. Lo anterior se representa en la Eq. 4.26.

$$S_p = \frac{A_0}{g} = S_0 \quad (\text{Eq. 4.26})$$

El valor de la variable S_0 se encuentra tabulado en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Valores de aceleración máximas.

Zona Sísmica	Ao	So
1	0,2*g	0,2
2	0,3*g	0,3
3	0,4*g	0,4

Fuente: Tabla 5.2 de la Nch2369 of. 2003.

Con el valor de la aceleración máxima se determinan S_s y S_1 mediante las expresiones Eq. 3.9 y Eq. 3.10.

Con estos valores se ingresa a las tablas 4.2 y 4.3 y se obtiene el valor de los coeficientes de amplificación del suelo, F_a y F_v .

Tabla 4.2. Valores del factor de amplificación del suelo, Fa.

Tipo de suelo	Máximo sismo considerado para un periodo corto				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Fuente: Tabla E-1, sección E.4.4, API650 año 2007.

Tabla 4.3. Valores del factor de amplificación del suelo, Fv.

Tipo de suelo	Máximo sismo considerado para un periodo de 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Fuente: Tabla E-2, sección E.4.4, API650 año 2007.

La descripción de los tipos de suelo según la norma API 650 del año 2007 es la que entrega la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Descripción de los tipos de suelo.

Suelo	Descripción
A	Roca dura con velocidades de propagación de la onda de corte $V_s > 1500$ m/s
B	Roca con velocidades entre los 760 y 1500 m/s.
C	Suelo denso con roca suave y velocidades entre los 360 y 760 m/s y una resistencia al corte no drenado igual a $S_u > 100$ Kpa
D	suelo rígido con velocidades de propagación entre 180 y 360 m/s y una resistencia al corte entre los 50 y los 100 Kpa.
E	Perfil de suelo con velocidades menores a los 180 m/s y una resistencia al corte menor a los 25 Kpa.
F	Suelo que requieren de un estudio específico.

Fuente: Sección 4.6, página E-5, API650 año 2007.

El factor de escala “Q=1” para zonas fuera de los alcances de la norma API 650 del año 2007, a menos que las normas reguladoras de la región específica indique otros valores. Con los datos descritos anteriormente se obtiene la Aceleración Impulsiva con la expresión Eq. 3.14 o bien Eq. 3.15.

4.6.4 Aceleración Espectral Convectiva (Ac).

Para el caso de la aceleración Convectiva los valores anteriores son los mismos y se agrega además la variable T_L , que en lugares donde la API 650 no es cien por ciento aplicable esta se asume como igual a 4 segundos.

La aceleración convectiva se calcula según Eq. 3.16, Eq. 3.17.

4.6.5 Pesos Efectivos

Peso Efectivo Impulsivo

El peso efectivo del modo impulsivo se determina mediante la aplicación de las ecuaciones Eq. 3.19, Eq. 3.20.

Peso Efectivo Convectivo

Se calcula según la ecuación Eq. 3.21.

Peso Efectivo del techo

Se calcula de acuerdo a la expresión Eq. 4.15.

Peso Efectivo Manto

El peso efectivo del manto, al igual que el del techo, se calcula de acuerdo a Eq. 4.27.

$$W_s (Kg) = W_s + W_{AccesoriosManto} \quad (\text{Eq. 4.27})$$

4.6.6 Brazos de Momento

Momento Volcante

El brazo del momento volcante se calcula de acuerdo a las expresiones descritas en Eq. 3.23, Eq. 3.23 y Eq. 3.24. y señaladas en la figura 3.10.

Brazo de la Masa del manto, W_s .

El brazo de momento para la masa generada por el manto se calcula como la sumatoria de la multiplicación del peso de cada anillo por la altura acumulada (altura que se mide desde el fondo a la altura media de cada anillo), dividido por el peso total del estanque representado por el peso del fondo, peso del techo y el peso del manto. La expresión que representa lo descrito anteriormente es Eq. 4.28.

$$X_s(m) = \frac{\sum(W_{Anillo_i} * h_{acumulada})}{(W_f + W_r + \sum W_{anillo})} \quad (\text{Eq. 4.28})$$

Brazo de la Masa del Techo, W_R .

El brazo de momento para la masa que produce el techo y sus accesorios se determina mediante Eq. 4.29.

$$X_r(m) = H + 0.5 * h_{techo} \quad (\text{Eq. 4.29})$$

4.6.7 Momento Volcante

Momento en el anillo de fundación se determina mediante la ecuación Eq. 3.32.

4.6.8 Corte Basal

El corte basal se calcula mediante la aplicación de la expresión Eq. 3.18.

4.7 Pernos De Anclajes

Para determinar los pernos de anclaje se debe hacer lo mencionado en los siguientes puntos:

- 1) Se debe conocer el momento volcante generado por el sismo, calculado por Eq. 3.32.
- 2) Se debe tener en cuenta que el espaciamiento máximo entre anclajes es el entregado por la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Espaciamiento máximo.

Diámetro	Espaciamiento
D < 15 m	1,8 m
D > 15 m	3 m

Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre anclajes se calcula según Eq. 4.30 y consiste en dividir el perímetro del estanque por la cantidad de anclajes que se utilizarán en el estanque. (La cantidad de anclajes es relativa pues depende de la capacidad de carga de cada anclaje).

$$\text{Espaciamiento} = \frac{\text{Perímetro}}{nA} \quad (\text{Eq. 4.30})$$

- 3) Se calcula la relación de anclaje, J, de acuerdo a Eq. 3.34.

Y además la variable “ G_e ” se calcula con Eq. 4.31.

$$G_e = (1 - A_v) \quad (\text{Eq. 4.31})$$

Donde la variable $A_v = \frac{2}{3} * A_i$

- 4) El valor de la relación “J” es un indicador para utilizar anclajes, se debe señalar que para Chile la utilización de anclajes se hace necesario debido a la alta sismicidad existente.

La descripción de los criterios adoptados según el valor de la relación J se encuentra tabulada en la tabla 3.7.

- 5) La resistencia mínima de los anclajes se calcula mediante la expresión Eq. 3.38.
- 6) La carga de diseño para cada perno de anclaje se determina con Eq. 3.39.
- 7) La carga de diseño de los pernos de anclaje se compara con la carga admisible de cada perno de anclaje determinada por Eq. 4.24.
- 8) Si la carga admisible es mayor que la carga de diseño del perno, entonces el perno resiste adecuadamente la carga de sismo.
- 9) Debido a que debe existir alguna manera de unir el perno con el estanque es que se debe calcular una silla, con la finalidad que el anclaje sea efectivo.

4.7.1 Silla de Anclaje

La silla esta formada por placas laterales y una placa superior cuyas características se calculan de la siguiente forma:

El diseño de la placa superior considera el cálculo de su espesor y en el caso de estar construida la verificación de la tensión crítica, a continuación se presenta la expresión para el cálculo del espesor y la tensión de verificación:

- *Espesor de la placa superior*

El espesor de la placa superior se determina mediante la aplicación de la expresión Eq. 3.42

La selección de la carga P, es la menor de las cargas calculadas en base a Eq. 4.32 y 4.33.

$$3 * P_{AB} \quad (\text{Eq. 4.32})$$

$$F_y * A_{\text{areaPerno}} \quad (\text{Eq. 4.33})$$

- *Tensión de verificación*

Esta tensión se calcula mediante la expresión Eq. 3.40.

Tensión Producida por la Excentricidad

La tensión producida por la excentricidad de la silla de anclaje respecto al manto del estanque se calcula de la siguiente forma:

- 1) Primero se determina el valor del factor de reducción de la mediante Eq. 3.43.1.
Donde la variable “t” corresponde al espesor del manto del estanque mas, si fuera necesaria, el espesor de una placa que tiene como finalidad aumentar la sección de unión para disminuir la tensión crítica. (Ver figura 3.11).
- 2) La tensión producida por la excentricidad se calcula mediante Eq. 3.43.
- 3) Después de calcula la tensión generada por la excentricidad, esta se compara con la tensión admisible de la placa (Eq. 3.41), si la tensión admisible es mayor que la tensión calculada, entonces la placa soporta adecuadamente las cargas.

Espesor De Las Placas Verticales

El espesor mínimo de las placas verticales corresponde al mayor de los valores calculados entre Eq. 3.44.1 y Eq. 3.44.1.

Además se debe cumplir la relación Eq. 3.44.3.

4.7.2 Llave de Corte

El diseño de llave de corte se realiza siguiendo el siguiente procedimiento:

- Se deben conocer las dimensiones de altura ancho de las placas.
- Se calcula el corte por cada una de las llaves que se van a utilizar de acuerdo a la expresión Eq. 3.45.1.
- Se calcula el momento máximo en la placa producto del corte basal de acuerdo a la Eq. 3.45.2.
- Se calcula el espesor mínimo de las placas de corte calculada de acuerdo a la expresión Eq. 3.45.3.
- Se calcula la tensión admisible de la placa de acuerdo a Eq. 4.34.

$$CorteAdm = e * a * F_y \quad (Eq. 4.34)$$

- El corte admisible se compara con el corte para cada llave, calculado por Eq. 3.45.1 y si el corte admisible es mayor que el corte por cada llave, entonces la llave de corte es adecuada.

Compresión Del Manto

Tensión De Compresión Máxima

La compresión máxima del manto se determina mediante la expresión Eq. 3.45.1.

Tensión De Compresión Máxima Admisible

La compresión máxima admisible se determina aplicando las expresiones Eq. 3.48 o 3.49 según corresponda.

Después de calcular ambas tensiones, estas se comparan y si $F_c > \sigma_c$, entonces el manto soporta adecuadamente.

4.8 Freeboard (Revancha).

Es importante saber la altura que puede llegar a tener la ola que se genera en el interior del estanque cuando ocurre un sismo, pues al momento de realizar el diseño debe ser considerado.

La altura de la ola se calcula como se indica a continuación:

- ✓ El mínimo valor corresponde a los entregados por la tabla 3.8.
- ✓ La altura de diseño de las olas del líquido almacenado, se determina mediante la expresión Eq. 3.53.
- ✓ El valor de A_f se determina dependiendo del grupo sísmico que se esta analizando, es por esto que primero se debe ver la tabla 3.3.
El cálculo de esta variable se realiza mediante la aplicación de las ecuaciones Eq. 3.54 y Eq. 3.55.
- ✓ La altura calculada debe ser mayor que la mínima altura sugerida.

5 COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMICO ENTRE LAS NORMAS API650 AÑO 2003 Y LA Nch2369.

Las modificaciones que realiza la norma Chilena a la norma API 650 están realizadas a la 10 edición publicada en el año 1998, pero son igualmente aplicables a la publicada en el año 2003, debido a que no presenta grandes modificaciones de diseño. Por lo tanto se realiza un análisis con la API 650 año 2003.

El análisis contempla ver la influencia que tienen las modificaciones de la Nch2369 sobre la API 650 en el diseño de estanques.

A continuación se describe los puntos que considera la norma americana API 650 del año 2003 en el diseño sísmico.

Para realizar la comparación de las normas primero se debe conocer el procedimiento de diseño de cada una de ellas.

A continuación se presenta el procedimiento general de la API 650 año 2003.

5.1 Sismo, por API 650 Año 2003.

Los movimientos telúricos son un tema importante en el diseño de estanques, sobre todo en Chile, el cual se caracteriza por tener una elevada actividad sísmica.

En general los movimientos sísmicos generan una serie de reacciones en las estructuras, por lo cual para efectos de análisis en el diseño de estanques se consideran dos de ellas:

- Respuesta Horizontal Impulsiva
- Respuesta Horizontal Convectiva

Los oleajes de las masas de fluido producen fuerzas que actúan principalmente en el centro de gravedad del estanque, generando inestabilidad global del recipiente, además si se multiplican estas cargas por el “brazo palanca” respecto del fondo del estanque, se origina un momento de volcante que produce una compresión longitudinal en el manto, deformando el cuerpo.

A continuación se dan a conocer los parámetros que son considerados por la norma americana API 650 del año 2003.

Factor de Importancia

El factor de importancia para todos los estanques es 1, excepto cuando el mandante especifica un valor mayor, teniendo en cuenta que como máximo puede ser igual a 1,25, para el caso de tratarse de estanques que son vitales, es decir que son necesarios después de ocurrido el sismo o bien que su ruptura ocasione serios daños a la población o al medio ambiente.

Coefficiente Sísmico, Z.

La determinación del coeficiente “Z” depende de la zona sísmica en análisis, es por esto que la API 650 entrega la siguiente clasificación:

La norma contiene tabulada zonas sísmicas fuera de los Estados Unidos, y que puede apreciar en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Clasificación de las zonas sísmicas fuera de USA.

Table E-1—Seismic Zone Tabulation for Areas Outside the United States			
Location	Seismic Zone	Location	Seismic Zone
Asia		Pacific Ocean area	
Turkey		Caroline Islands	
Ankara	2B	Koror, Paulau	2B
Karamursel	3	Ponape	0
Atlantic Ocean area		Johnston Island	1
Azores	2B	Kwajalein	1
Bermuda	1	Mariana Island	
Caribbean		Guam	3
Bahama Islands	1	Saipan	3
Canal Zone	2B	Tinain	3
Leeward Islands	3	Marcus Island	1
Puerto Rico	3	Okinawa	3
Trinidad Island	2B	Philippine Islands	3
North America		Samoa Islands	3
Greenland	1	Wake Island	0
Iceland			
Keftavik	3		

Fuente: Tabla E-1, página E-4, API 650 año 2003.

De acuerdo a la tabla 5.1 se genera la tabla 5.2 con los factores de zona sísmica, que son definidos en la Nch2369 como A_0/g .

Tabla 5.2. Factor de Zona Sísmica

Factor de Zona Sísmica	
<i>Zona Sísmica</i>	<i>Factor por Zona Sísmica (aceleración horizontal)</i>
1	0.075
2A	0.15
2B	0.20
3	0.30
4	0.40

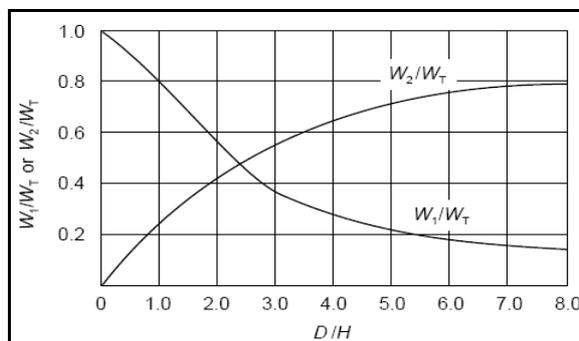
Fuente: Tabla E-2, página E-4, API 650 año 2003.

Debido a que Chile no aparece en la tabla se utiliza el valor especificado para otras zonas, donde $Z = 0,4$.

Masas Efectivas (del líquido almacenado en el estanque)

Las masas efectivas W_1 y W_2 se determinan multiplicando la masa de agua total, W_T , por los radios W_1/W_T y W_2/W_T respectivamente. Los valores de los radios se obtienen ingresando con la relación D/h al gráfico de la figura 5.1.

Figura 5.1. Gráfica de las masas efectivas.



Fuente: Figura E-2, página E-5, API 650 año 2003).

Donde,

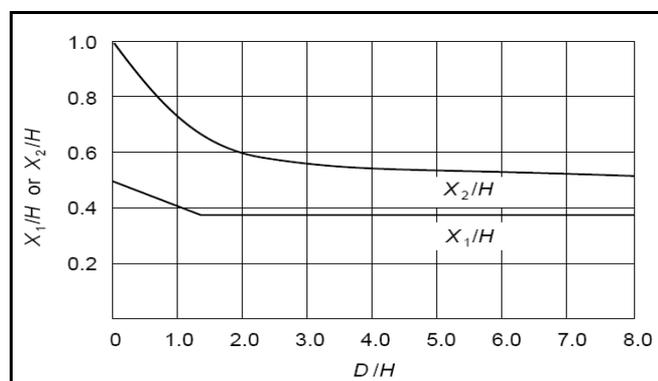
W_T = Peso total del contenido del estanque, en N. (la gravedad específica del producto es entregada por el usuario).

D = Diámetro nominal, en m.

h = Máxima altura de diseño del líquido, en m.

Las alturas del manto desde el fondo del estanque a los centroides de las fuerzas sísmicas laterales aplicadas a W_1 y W_2 , X_1 y X_2 , pueden ser determinadas multiplicando h por las relaciones, X_1/h y X_2/h , respectivamente. Los valores de estas relaciones se obtienen ingresando con D/h al gráfico de la figura 5.2.

Figura 5.2. Centroides de las fuerzas sísmicas.



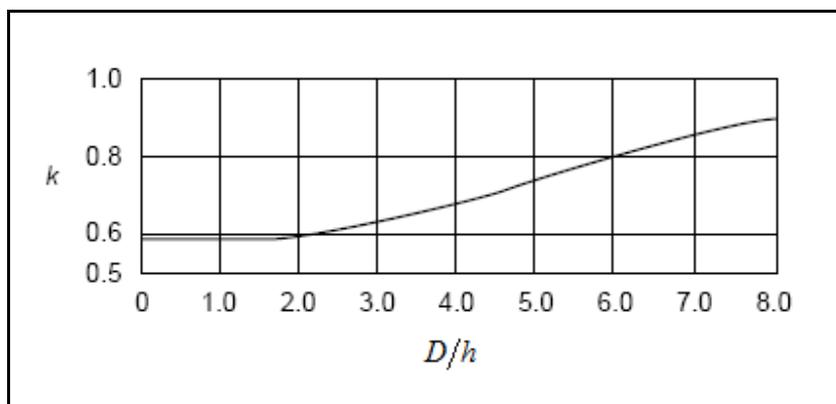
Fuente: Figura E-3, página E-5, API 650 año 2003.

Nota: Los valores de las variables W_1, W_2, X_1 y X_2 pueden ser determinados mediante otros procedimientos que estén basados en las características dinámicas del estanque.

Periodo Natural, T.

El primer periodo de vibrar de la estructura se calcula determinan el valor de la variable “K” del gráfico de la Figura 5.3, al cual se ingresa con la relación entre el diámetro y la altura del líquido.

Figura 5.3. Gráfico del factor “k”.



Fuente: Figura E-4, página E-5, API 650 año 2003)

El periodo natural se calcula con la ecuación Eq. 5.1.

$$T = 1.8 * k * (D^{0.5}) \tag{Eq. 5.1}$$

El periodo natural se utiliza para determinar los coeficientes sísmicos, presentados a continuación:

Coefficientes De Fuerza Lateral

El coeficiente de fuerza lateral C_1 debe ser 0.6 a menos el producto de $Z * I * C_1$ y el producto de $Z * I * C_2$ determinados de acuerdo a lo mencionado a continuación:

Alternativamente, por acuerdo entre el mandante y el fabricante, la fuerza lateral determinada por los productos $Z * I * C_1$ y $Z * I * C_2$, puede ser determinada desde el espectro de respuesta establecido según la ubicación del estanque y entregado por el mandante, sin embargo, la fuerza lateral $Z * I * C_1$ no debe ser menor a $C_1=0.6$ y el valor calculado a continuación.

El coeficiente de fuerza lateral C_2 se determina en función del periodo natural (T) del primer modo, y las condiciones de terreno del lugar donde se ubicará el recipiente.

El coeficiente sísmico se calcula mediante las expresiones Eq. 5.2 y Eq. 5.3 según el valor del periodo calculado por Eq. 5.1.

$$\text{Cuando } T \leq 4.5, \text{ entonces } C_2 = \frac{0.75 * S}{T} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

$$\text{Cuando } T > 4.5, \text{ entonces } C_2 = \frac{3.375 * S}{T^2} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

Donde,

S= Coeficiente del suelo, cuyo valor se saca de la tabla 5.3

La descripción de los tipos de suelo de acuerdo a la API 650 del año 2003 y su correspondiente factor asociado se describen en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Valor del factor “S”.

Suelo	Descripción	Si
S1	a)Material de roca viva caracterizada por una velocidad de onda de corte mayor que 760 m/s, o por otra medida de clasificación apropiada. b)Condiciones de terreno duro o denso donde la profundidad del terreno es menor que 60 metros.	1
S2	Un contorno de terreno con condiciones de terreno duro o denso donde la profundidad del terreno excede 60 metros.	1,2
S3	Un contorno de terreno de 12 metros o más en profundidad conteniendo mas de 6 metros de arcilla media dura o blanda pero mayores que 12 metros de arcilla blanda.	1,5
S4	Contorno de terreno conteniendo mas de 12 metros de arcilla blanda.	2

Fuente: Tabla E-3, página E-6, API 650 año 2003.

El espectro de respuesta para un lugar determinado puede ser establecido considerando la fallas activas dentro de la zona contemplada, los tipos de fallas, magnitud de los sismos que se pueden generar producto de las fallas, proximidad de la ubicación del estanque a las zonas de falla. El espectro para el factor $Z * I * C_1$, puede ser establecido con la utilización de un factor de amortiguamiento crítico del 2%. El escalamiento del espectro de respuesta a calcular para la capacidad de reserva del estanque es permisible. La aceptable capacidad de reserva debe ser especificada por el usuario y puede ser determinada a través de la tabla de pruebas, observaciones en terreno y por la ductilidad de la estructura.

5.1.1 Momento Volcante

El momento volcante generado por el sismo se determina mediante la expresión Eq. 5.4.

$$M = Z * I * (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_r * H_r + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2) \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Donde,

M : Momento volcante, en N-m.

Z : Coeficiente Sísmico.

I : Factor de importancia =1 para todos los estanques excepto cuando un incremento en este factor es especificado por el mandante. Esta variable puede tomar el valor máximo de 1,25 cuando se trata de estanques que son vitales, es decir que son necesarios después de ocurrido el sismo o bien que su ruptura ocasione serios daños a la población o al medio ambiente.

C_1, C_2 : Coeficientes de fuerza lateral.

W_s : Peso total del cuerpo del estanque, en N.

X_s : Altura desde el fondo estanque al centro de gravedad del estanque, en m.

W_r : Peso total del techo del estanque, mas una carga viva especificada por el usuario, en N.

H_t : Altura total del estanque, en m.

W_1 : Peso de la masa efectiva contenida en el estanque que se mueve al unísono con el cuerpo de éste, en N.

X_1 : Altura desde el fondo del cuerpo del estanque al centroide de la fuerza lateral sísmica aplicada a W_1 , en m.

W_2 : Peso efectivo de la masa contenida por el estanque que se mueve en el oleaje, en kg.

X_2 : Altura desde el fondo del estanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W_2 , en m.

Por otro lado la Nch2369 realiza modificaciones a algunas de las variables calculadas anteriormente. A continuación se presenta el diseño sísmico según la norma Chilena.

5.2 Sismo, Por Nch2369 Of. 2003.

El diseño sísmico de estanques de acero soldado a través de la Nch2369 consiste en realizar modificaciones a algunos factores de la norma API 650, pero principalmente la base de cálculo es la misma.

La Nch2369 Of. 2003 especifica que las modificaciones son aplicables solo a estanques que con forma cilíndrica o rectangular, con simetría respecto a su eje vertical y el fondo del recipiente apoyado directamente sobre el suelo.

Las modificaciones que realiza la Nch2369 son las siguientes:

- El diseño debe considerar dos tipos de respuesta una horizontal impulsiva y otra horizontal convectiva, asociada al oleaje en la superficie libre del líquido (sloshing).
- Para efectos de cálculo se supone que el estanque es infinitamente rígido.
- El cálculo de las masas hidrodinámicas y periodos asociados a las respuestas impulsiva y convectiva se realiza según lo estipulado en la norma API 650.
- El máximo valor del factor de modificación de respuesta "R" corresponde a 4.
- La aceleración espectral de diseño o el coeficiente sísmico del modo impulsivo para la acción sísmica horizontal es igual al coeficiente sísmico máximo.
- Para la acción sísmica vertical, el coeficiente sísmico es igual a 2/3 del coeficiente sísmico del modo impulsivo.
- Los coeficientes de importancia son los descritos en la norma Nch2369, en la sección 4.3.2, página 12.
- El diseño de los pernos de anclaje para estanques de fondo plano, se debe realizar de tal forma que 1/3 de los pernos sean capaces de soportar la totalidad del esfuerzo de corte sísmico, a menos que se garantice la efectividad del 100% de los anclajes. Además se debe considerar que puede generarse el caso de la existencia de dos tensiones simultáneamente, tracción y corte.
- Para el caso del diseño de estanques no anclados, deben tener el fondo con una inclinación cónica de 1% como mínimo.

- Para reducir los riesgos de derrames y prevenir daños en el techo y en la parte superior de la pared del estanque, se debe dejar una revancha entre la superficie libre del líquido y la estructura del techo mayor o igual que la altura de la ola del modo convectivo.

Factor de Importancia

El factor de importancia correspondiente a las categorías descritas en la tabla 5.5 son los presentados en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Factor de Importancia.

Grupo	"I"
C1	1,2
C2	1,0
C3	0,8

Fuente: Sección 4.3, Nch2369 of 2003.

Tabla 5.5. Descripción de las categorías según importancia de la estructura.

Categoría	Descripción
C1	a) Vitales, que se deben mantener en funcionamiento para controlar incendios o explosiones y daño ecológico, y atender las necesidades de salud y primeros auxilios a los afectados.
	b) Peligrosas, cuya falla involucra riesgo de incendio, explosión o envenenamiento del aire o las aguas.
	c) Escenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción
C2	Obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles a reparación rápida que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción y que tampoco pueden poner en peligro otras obras de categoría C1.
C3	Obras y equipos menores, o provisionales, cuya falla sísmica no ocasiona detenciones prolongadas, ni tampoco, ni tampoco puede poner en peligro otras obras de las categorías C1 y C2.

Fuente: Sección 4.3 de la Nch2369 of. 2003.

Al igual que en la API650 el valor del factor de importancia radica en la relevancia que tiene la estructura. (Ver tabla 5.5).

Coefficiente Sísmico

La determinación del coeficiente depende de la zona sísmica en análisis, a continuación se presenta una Tabla 5.6 que contiene los valores tabulados de la aceleración efectiva máxima y el factor de zona sísmica (A_0/g).

Tabla 5.6. Aceleración efectiva máxima.

Zona Sísmica	Factor por Zona Sísmica	Ao
1	0,2	0,2*g
2	0,3	0,3*g
3	0,4	0,4*g

Fuente: Tabla 5.2, página 29 Nch2369 of. 2003.

Masas Efectivas (del líquido almacenado en el estanque)

Las masas efectivas y los centroides se calculan de la misma forma como lo presenta la norma API650 año 2003. Es decir ingresando a los gráficos de las figuras 5.2 y 5.3.

Coefficientes De Fuerza Lateral

Coefficiente C1

El coeficiente de fuerza lateral impulsivo se calcula ingresando a la tabla 24 con un coeficiente de amortiguamiento igual a 0,02 y el valor del factor de modificación de respuesta, R, que según la Nch2369, para estanques de acero puede tomar un valor máximo de 4.

Tabla 5.7. Valor de C1.

R	Cmax
1	0,79
2	0,6
3	0,4
4	0,32

Fuente: Tabla 5.7, página 33, Nch2369 of. 2003.

Por lo general se analiza el caso mas desfavorable, por lo cual se toma un R=4.

Coefficiente C2. (Convectivo)

El coeficiente de fuerza lateral C2 se calcula de acuerdo al punto 5.3.3 de la Nch2369 of. 2003, mediante la expresión Eq. 5.5.

$$C_c = \frac{2,75A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \tag{Eq. 5.5}$$

Donde el valor de la aceleración efectiva máxima se obtiene de la tabla 5.6. Las variables T' y n se obtienen ingresando a la tabla 5.8 con el tipo de suelo en el que se instalará la estructura.

Tabla 5.8. Parámetros del suelo

Tipo de suelo	T'	n
1	0,2	1
2	0,35	1,33
3	0,62	1,8
4	1,35	1,8

Fuente: Tabla 5.4, página 30 de la Nch2369 of. 2003.

En ningún caso el valor de esta variable debe ser menor a $0,1 * \frac{A_0}{g}$.

Periodo Natural, T^* .

El periodo natural es el calculado en la API650 año 2003, es decir

$$T = 1.8 * k * (D^{0.5}) \quad (\text{Eq. 5.6})$$

5.2.1 Momento Volcante

El momento volcante generado por el sismo se determina mediante la expresión Eq. 5.6.

$$M = I * (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_r * H_t + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2) \quad (\text{Eq. 5.7})$$

Donde,

M : Momento volcante, en N-m.

I : Factor de importancia

C_1, C_2 : Coeficientes de fuerza lateral.

W_s : Peso total del cuerpo del estanque, en N.

X_s : Altura desde el fondo estanque al centro de gravedad del estanque, en m.

W_r : Peso total del techo del estanque, mas una carga viva especificada por el usuario, en N.

H_t : Altura total del estanque, en m.

W_1 : Peso de la masa efectiva contenida en el estanque que se mueve al unísono con el cuerpo de éste, en N.

X_1 : Altura desde el fondo del cuerpo del estanque al centroide de la fuerza lateral sísmica aplicada a W_1 , en m.

W_2 : Peso efectivo de la masa contenida por el estanque que se mueve en el oleaje, en kg.

X_2 : Altura desde el fondo del estanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W_2 , en m.

5.3 Análisis de los efectos de la Nch2369 sobre la norma API650

La Nch2369 of. 2003 realiza una serie de cambios a la norma API650, con la finalidad de poder utilizar la metodología de diseño que esta contiene.

Las principales modificaciones están enfocadas a la metodología de cálculo de los coeficientes sísmicos impulsivo y convectivo, factores que afectan directamente el cálculo del momento volcante.

Por otro lado la expresión para determinar el momento volcante que entrega la API650 año 2003 considera la multiplicación directa del factor de zona sísmica “Z”, que en el caso de la norma chilena interfiere de forma más indirecta, en el cálculo del coeficiente sísmico convectivo. El resto de los parámetros se calculan de la misma forma en ambas normas.

Un ejemplo de la diferencia entre el coeficiente sísmico mínimo para el modo impulsivo para la API650 es de 0,6, en cambio según la Nch2369 es de 0,32.

Expresiones para el cálculo del momento volcante Según:

Nch2369 of. 2003, ecuación Eq. 5.7.

$$M = I * (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_r * H_t + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2)$$

API 650 año 2003, ecuación Eq. 5.4.

$$M = Z * I * (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_r * H_t + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2)$$

Se puede apreciar que las expresiones de cálculo son similares con la diferencia que en la norma americana la expresión se encuentra multiplicada por el factor de zona sísmica, encerrado en el cuadro de color rojo.

Para el caso del corte basal ocurre lo mismo tal como se puede apreciar a continuación:

Corte basal de acuerdo a la Nch2369 of. 2003, se calcula de acuerdo a la Eq. 5.8.1.

$$Q = I * (C_i * W_s + C_i * W_r + C_i * W_1 + C_c * W_2) \quad (\text{Eq. 5.8.1})$$

En cambio el corte basal según la norma americana se determina a través de Eq. 5.8.2.

$$Q = \boxed{Z} * I * (C_i * W_s + C_i * W_r + C_i * W_1 + C_c * W_2) \quad (\text{Eq. 5.8.2})$$

Finalmente las modificaciones que realiza la norma chilena producen un aumento en el valor del momento volcante y el corte basal.

6 ANALISIS DE RESULTADOS

El análisis de resultado se realiza en base a las variaciones o tendencias de los resultados que se generan al aplicar las diferentes normas estudiadas en el proyecto de título.

Para poder visualizar la tendencia de los resultados generados al aplicar la norma Chilena Nch2369 of. 2003 y las normas API 650 décima edición del año 2003 y la décimo primera edición del año 2007, se generan dos tablas (Tablas 6.1 y 6.2) con resultados de las cargas producidas por el sismo, es decir el “Momento Volcante” en la base del estanque y “el Corte Basal”, para una altura de 8 y 16 metros.

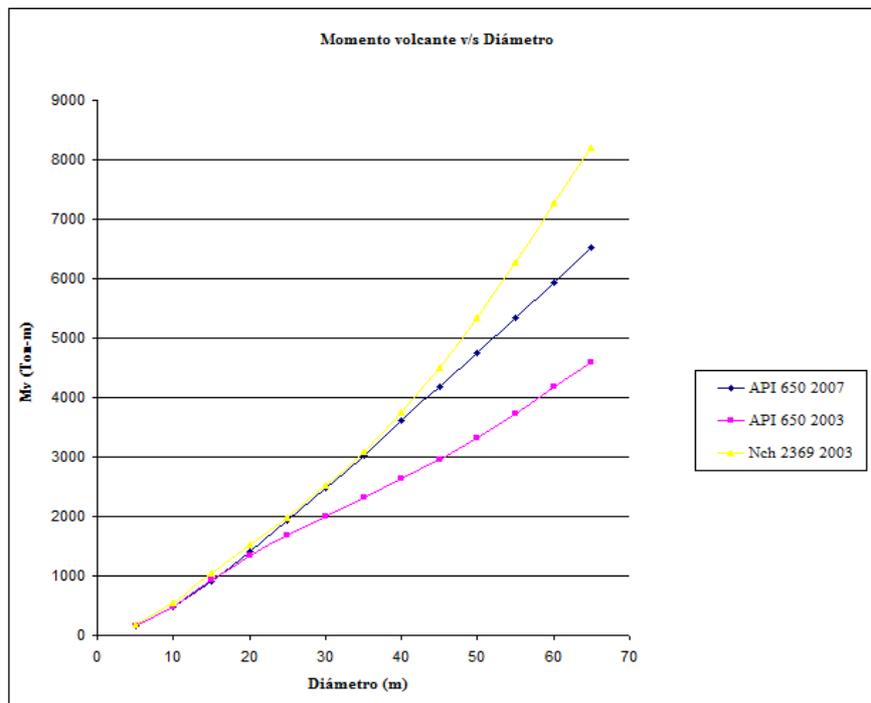
Luego los datos almacenados en las tablas 6.1 y 6.2 se representan en los gráficos 6.1, 6.2, 6.3 y el gráfico 6.4.

Tabla 6.1. Momentos Volcantes y Cortes basales.

		API 650 2007	API 650 2003	Nch 2369	API 650 2007	API 650 2003	Nch 2369
Diámetro	Altura h	Momento Volcante	Momento Volcante	Momento Volcante	Corte Basal	Corte Basal	Corte Basal
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>Ton-m</i>	<i>Ton-m</i>	<i>Ton-m</i>	<i>Ton</i>	<i>Ton</i>	<i>Ton</i>
5	8	150	152	181	41	38	48
10	8	478	487	552	138	135	163
15	8	909	932	1042	257	262	308
20	8	1398	1341	1521	386	375	442
25	8	1924	1676	1985	524	466	566
30	8	2471	2008	2519	667	556	706
35	8	3033	2315	3097	814	639	855
40	8	3610	2627	3757	964	723	1024
45	8	4187	2954	4501	1115	813	1219
50	8	4758	3311	5333	1264	913	1440
55	8	5338	3721	6267	1414	1029	1694
60	8	5935	4179	7275	1567	1156	1970
65	8	6519	4598	8215	1718	1274	2239

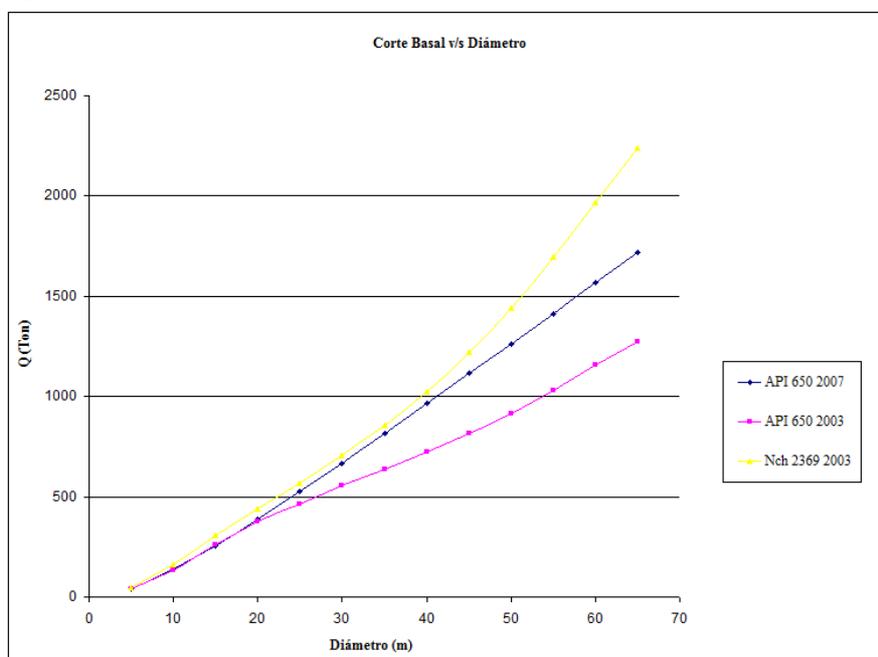
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 6.1. Momentos Volcantes



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 6.2. Cortes Basales.



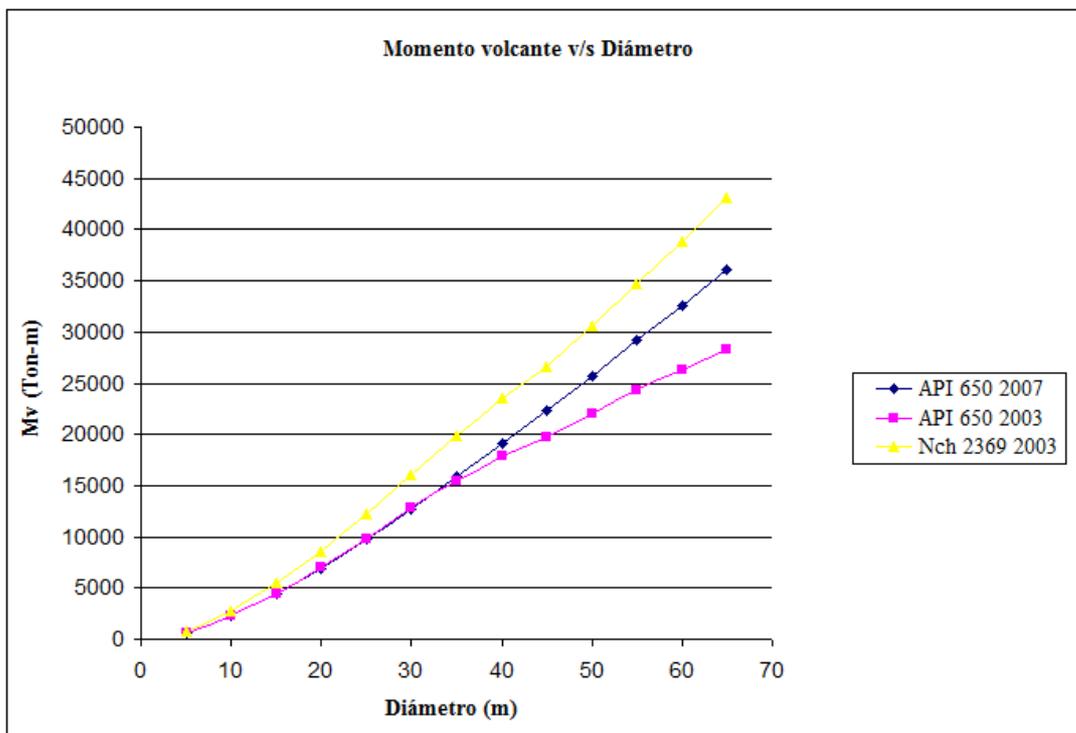
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.2. Momentos Volcantes y Cortes basales.

		API 650 2007	API 650 2003	Nch 2369	API 650 2007	API 650 2003	Nch 2369
Diámetro	Altura h	Momento Volcante	Momento Volcante	Momento Volcante	Corte Basal	Corte Basal	Corte Basal
m	m	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton	Ton
5	16	649	619	778	85	77	100
10	16	2267	2230	2728	311	292	370
15	16	4479	4506	5460	648	620	780
20	16	6952	7038	8548	1062	1023	1288
25	16	9747	9860	12181	1497	1463	1857
30	16	12755	12778	16097	1934	1904	2443
35	16	15869	15509	19940	2380	2313	3006
40	16	19103	17887	23510	2834	2659	3509
45	16	22387	19749	26620	3295	2926	3933
50	16	25734	22085	30606	3762	3271	4490
55	16	29137	24284	34663	4235	3594	5047
60	16	32581	26364	38819	4711	3896	5609
65	16	36.051	28.353	43.111	5.193	4.187	6.190

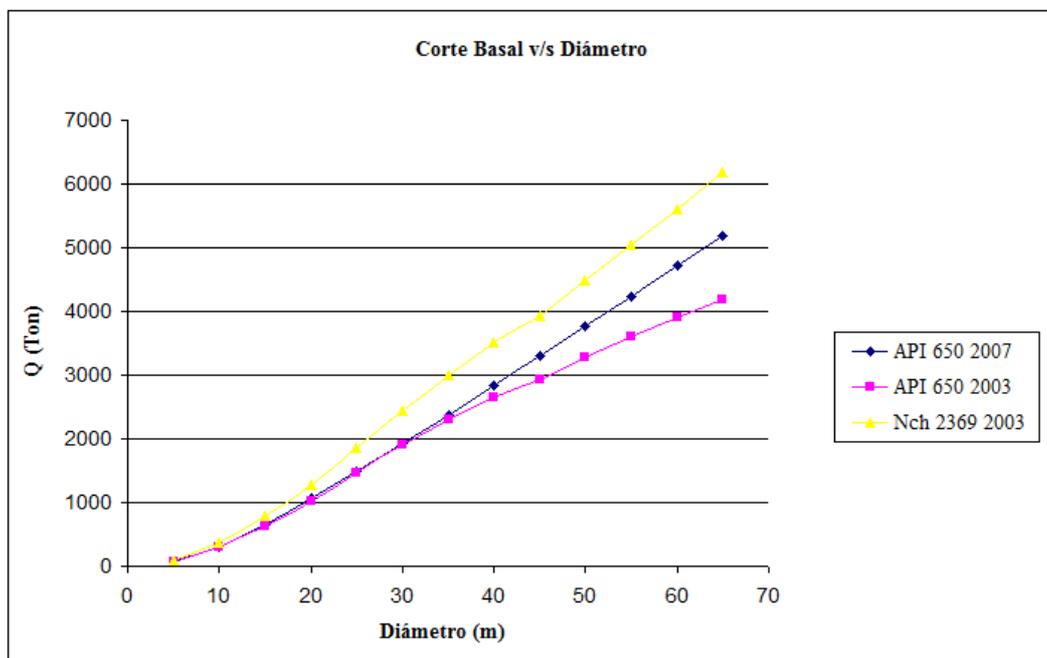
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 6.3. Momentos Volcantes.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 6.4. Cortes Basales.



Fuente: Elaboración Propia.

Se puede apreciar claramente en los gráficos que la tendencia tanto del Momento Volcante como del Corte Basal, que la norma chilena genera un valor mas elevado de estas cargas respecto de las normas americanas. Una explicación lógica a esta tendencia, es que Chile posee una alta actividad sísmica, por lo cual es necesario diseñar anclajes más resistentes y por ende obtener estructuras más resistentes a la carga sísmica.

Por otro lado la última versión de la norma americana API 650 edición 11 del año 2007 tiende a considerar más el momento y el corte basal a medida que los estanques son de mayor diámetro.

Se debe mencionar a demás que se realizó el mismo análisis haciendo variar la altura del estanque manteniendo el diámetro y el resultado es la misma tendencia, la Nch2369 tiende a obtener valores de momento volcante y corte basal superior al arrojado por las normas americanas.

Por otro lado se analiza la utilización de atiesadores intermedios para la estabilidad del manto, utilizando las mismas variaciones tanto de diámetro como de altura utilizados en el análisis anterior y los resultados se pueden apreciar en las Tablas 6.3 y 6.4.

Tabla 6.3. Utilización de Wind Griders.

Diámetro	Altura h	Utilización de atiesador	Altura h	Utilización de atiesador
<i>m</i>	<i>m</i>		<i>m</i>	
5	8	no	16	no
10	8	no	16	no
15	8	no	16	no
20	8	no	16	si
25	8	no	16	si
30	8	si	16	si
35	8	si	16	si
40	8	no	16	no
45	8	no	16	no
50	8	no	16	si
55	8	si	16	no
60	8	no	16	no
65	8	no	16	no

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.4. Utilización de Wind Girders.

Altura h	Diámetro	Utilización de atiesador intermedio	Diámetro	Utilización de atiesador intermedio	Diámetro	Utilización de atiesador intermedio
<i>m</i>	<i>m</i>		<i>m</i>		<i>m</i>	
5	15	no	30	no	45	no
8	15	no	30	si	45	no
10	15	no	30	si	45	no
12	15	no	30	si	45	si
14	15	no	30	si	45	no
16	15	no	30	si	45	no
18	15	no	30	si	45	si
20	15	no	30	si	45	no

Fuente: Elaboración Propia.

De las Tablas 6.3 y 6.4 se desprende que la utilización de atiesadores intermedios no se rige por algún patrón general debido a que la forma de determinar su uso depende de varias variables.

7 CONCLUSIONES

- El análisis de las normas se realiza con satisfacción y de acuerdo a lo planteado al inicio de la investigación. Se entrega un criterio a adoptar al momento de diseñar estanques industriales de acero. Con lo cual se cumple con el objetivo 1.
- La planilla cumple con las expectativas, al lograrse un desarrollo que permite el diseño intuitivo de un estanque de acero. Se agregan notas aclaratorias y se elabora un manual de diseño. De esta manera, se cumple con el objetivo número 2.
- Se entrega una herramienta de diseño para los proyectistas e ingenieros estructurales, al poder realizar de manera rápida y fácil los principales cálculos requeridos en el diseño de un estanque de acero.
- Finalmente se debe indicar, que aunque está claro que las normas de diseño se deben cumplir a cabalidad, el caso de las indicaciones de la NCh 2369, es de vital importancia en el caso de los estanques de acero, pues al no considerársela, los estanques quedan subdimensionados en lo referente a su anclaje y a la resistencia a pandeo del manto.

8 BIBLIOGRAFIA

- AISC. Base Plate and Anchor Rod Design [Second Edition]. American Institute of Steel Construction, 2006. 69 p.
- API 650. Welded Steel Tanks for Oil Storage [Eleventh Edition]. American Petroleum Institute, June 2007. 394 p.
- API 650. Welded Steel Tanks for Oil Storage [Tenth Edition]. American Petroleum Institute, December 2005. 296 p.
- API 650. Welded Steel Tanks for Oil Storage [Tenth Edition]. American Petroleum Institute, September 2003. 280 p.
- API 650. Welded Steel Tanks for Oil Storage [Tenth Edition]. American Petroleum Institute, November 1998. 289 p.
- ASCE 7. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2005. 460 p.
- Errata. Welded Steel Tanks for Oil Storage. American Petroleum Institute, April 2007. 9 p.
- Hibbeler Russel Charles. Mecánica de Materiales. México: Prentice-Hall, 1998. 854 p.
- Nch 2369 OF 2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización, 2003. 120 p.

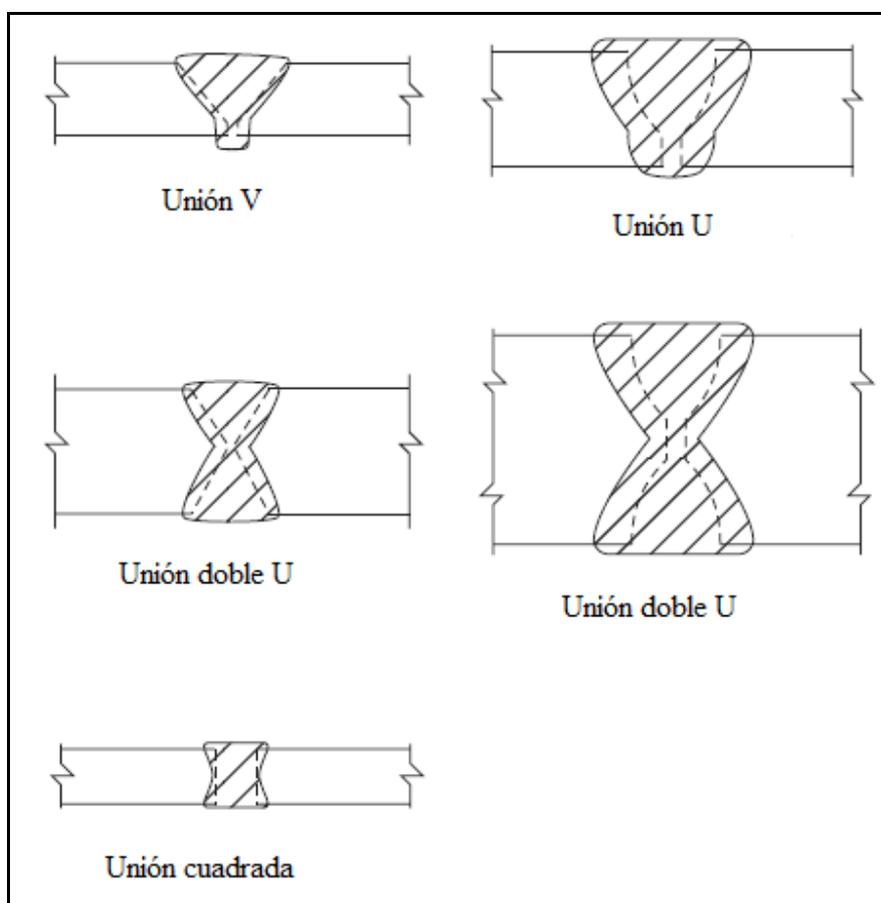
9 ANEXOS

9.1 Anexo A. Uniones Típicas de los Elementos del Estanque

A.1 Uniones típicas del manto

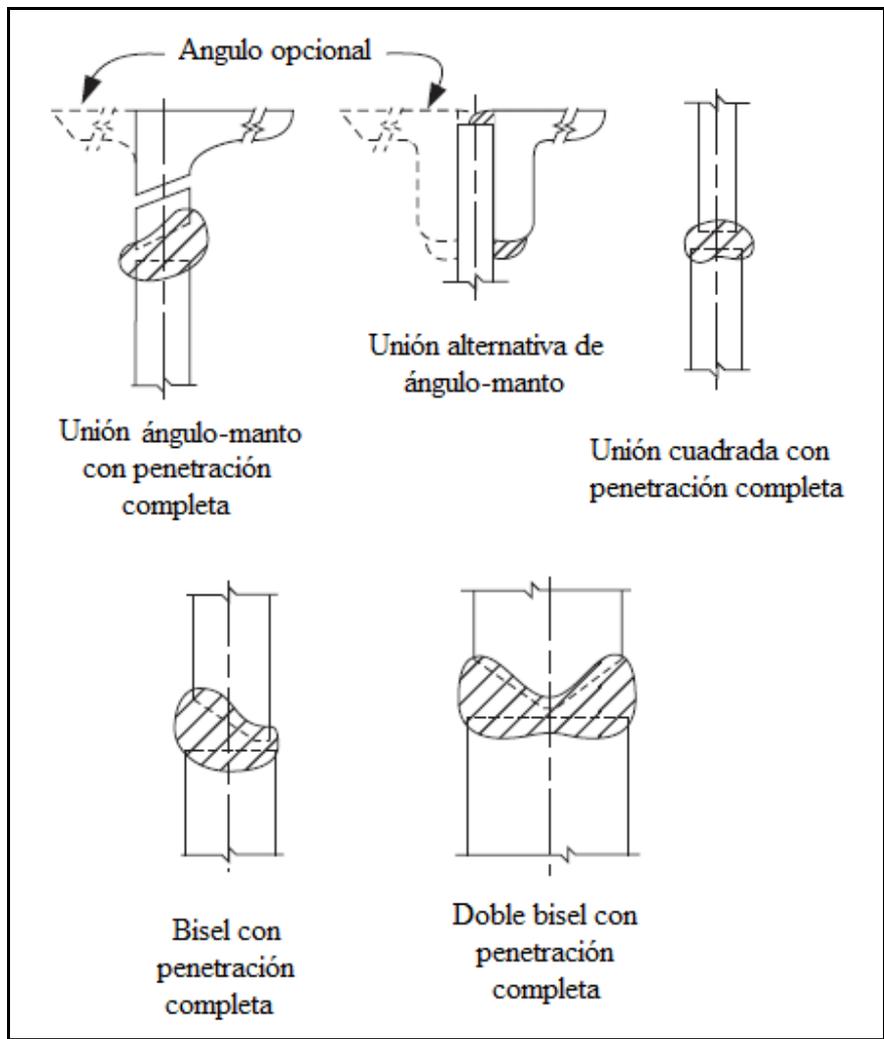
Las uniones verticales típicas del manto son las que se presentan en la figura A.1.1.

Figura A.1.1. Uniones típicas verticales del manto.



Fuente: Figura 5-1, página 5-2, API 650 año 2007.

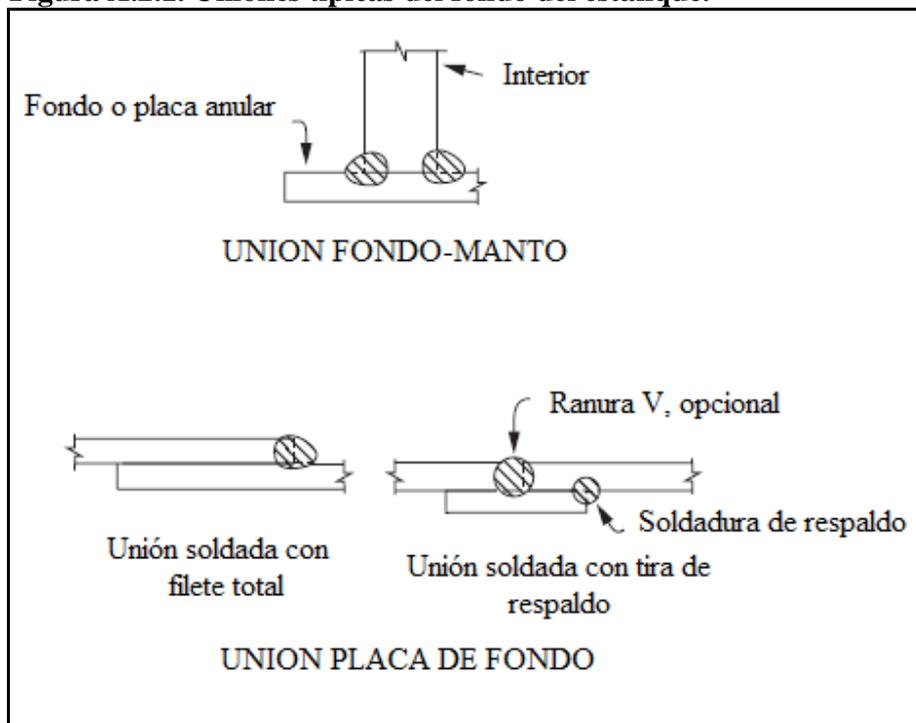
Figura A.1.2. Uniones típicas horizontales del manto.



Fuente: Figura 5-2, página 5-2, API 650 año 2007.

A.2. Uniones típicas del fondo del estanque.

Figura A.2.1. Uniones típicas del fondo del estanque.



Fuente: Figura 5-3A, página 5-3, API 650 año 2007.

La soldadura mínima requerida según el tamaño de las placas que serán unidas se encuentra tabulada en la tabla A.2.1.

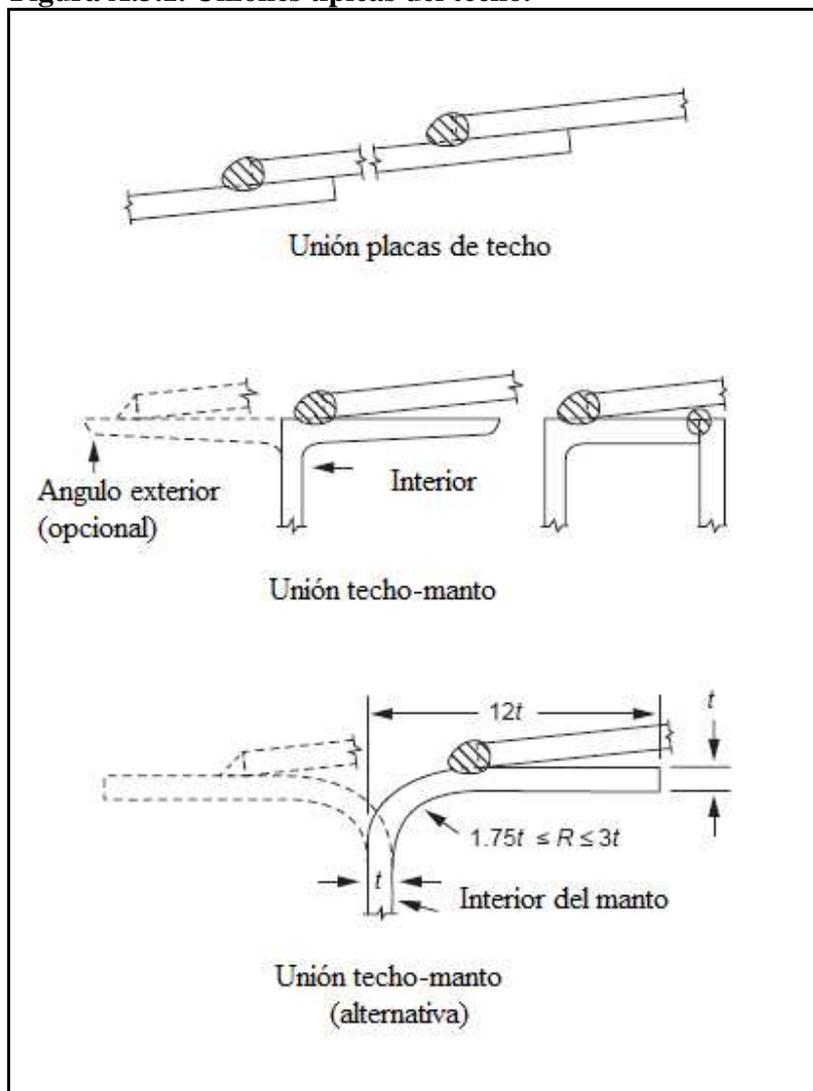
Tabla A.2.1. Tamaño mínimo de la soldadura según espesor de placa.

Espesor nominal de la placa del manto	Mínimo tamaño de la soldadura
<i>mm</i>	<i>mm</i>
t = 5	5
5 < t ≤ 20	6
20 < t ≤ 32	8
32 < t ≤ 45	10

Fuente: Sección 5.1.5.7, página 5-4, API 650 año 2007.

A.3. Uniones típicas del techo.

Figura A.3.1. Uniones típicas del techo.



Fuente: Figura 5-3A, página 5-3, API 650 año 2007.

9.2 Anexo B. Esfuerzos Admisibles.

Tabla B.1. Esfuerzos Admisibles para el diseño de estanques de acero.

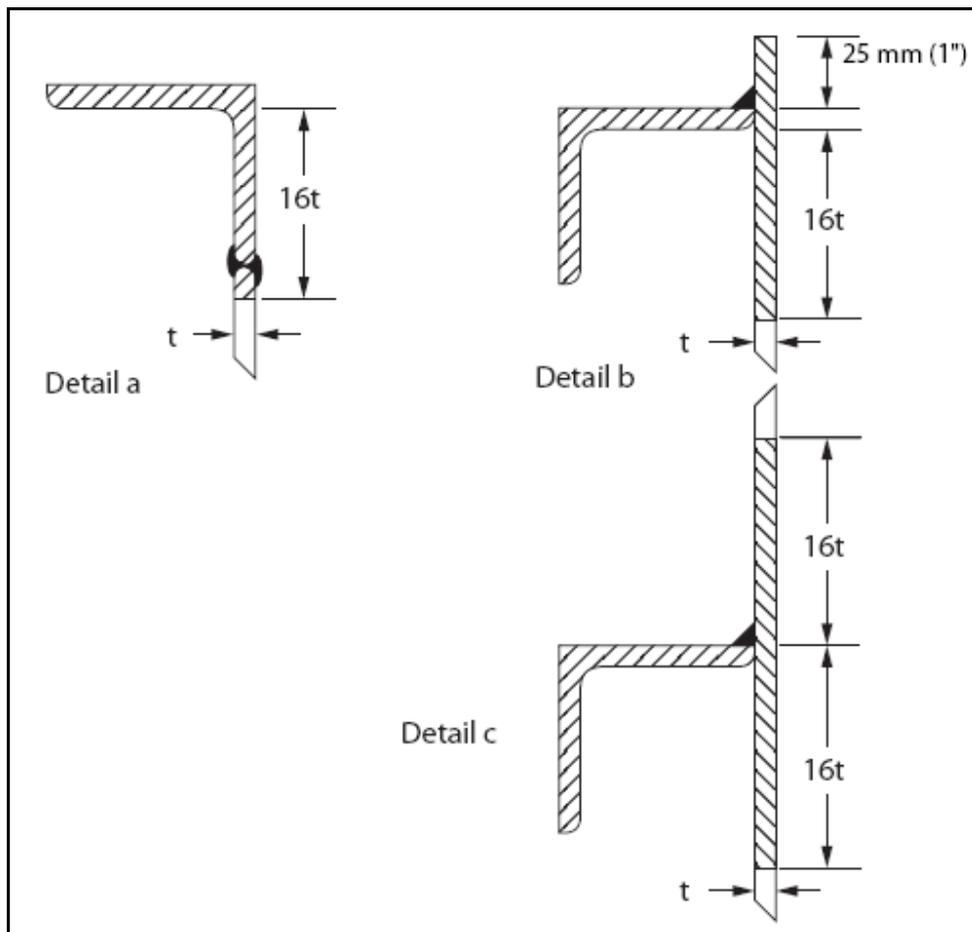
Especificación de la placa	Grado	Mínimo Esfuerzo Resistente		Mínimo Esfuerzo de Tensión		Esfuerzo de Diseño "Sd"		Esfuerzo de Presión Hidrotática	
		Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa	psi
Especificaciones ASTM									
A 283M (A 283)	C (C)	205	30000	380	55000	137	20000	154	22500
A 285M (A 285)	C (C)	205	30000	380	55000	137	20000	154	22500
A 131M (A 131)	A, B, CS	235	34000	400	58000	157	22700	171	24900
	A, B, CS								
A36M (A36)	-	250	36000	400	58000	160	23200	171	24900
A 131M (A 131)	EH 36 (EH 36)	360	51000	490	71000	196	28400	210	30400
A 573M (A 573)	400 (58)	220	32000	400	58000	147	21300	165	24000
A 573M (A 573)	450 (65)	240	35000	450	65000	160	23300	180	26300
A 573M (A 573)	485 (70)	290	42000	485	70000	193	28000	208	30000
A 516M (A 516)	380 (55)	205	30000	380	55000	137	20000	154	22500
A 516M (A 516)	415 (60)	220	32000	415	60000	147	21300	165	24000
A 516M (A 516)	450 (65)	240	35000	450	65000	160	23300	180	26300
A 516M (A 516)	485 (70)	260	38000	485	70000	173	25300	195	28500
A 662M (A 662)	B (B)	275	40000	450	65000	180	26000	193	27900
A 662M (A 662)	C (C)	295	43000	485	70000	194	28000	208	30000
A 537M (A 537)	1 (1)	345	50000	485	70000	194	28000	208	30000
A 537M (A 537)	2 (2)	415	60000	550	80000	220	32000	236	34300
A 663M (A 663)	C,D (C,D)	345	50000	485	70000	194	28000	208	30000
A 678M (A 678)	A (A)	345	50000	485	70000	194	28000	208	30000
A 678M (A 678)	B (B)	415	60000	550	80000	220	32000	236	34300
A 737M (A 737)	B (B)	345	50000	485	70000	194	28000	208	30000
A 841M (A 841)	Class 1 (class 1)	345	50000	485	70000	194	28000	208	30000

Fuente: Tabla 5-2, página 5-12, API 650 edición 11 del año 2007.

9.3 Anexo C. Secciones tipos de wind girders.

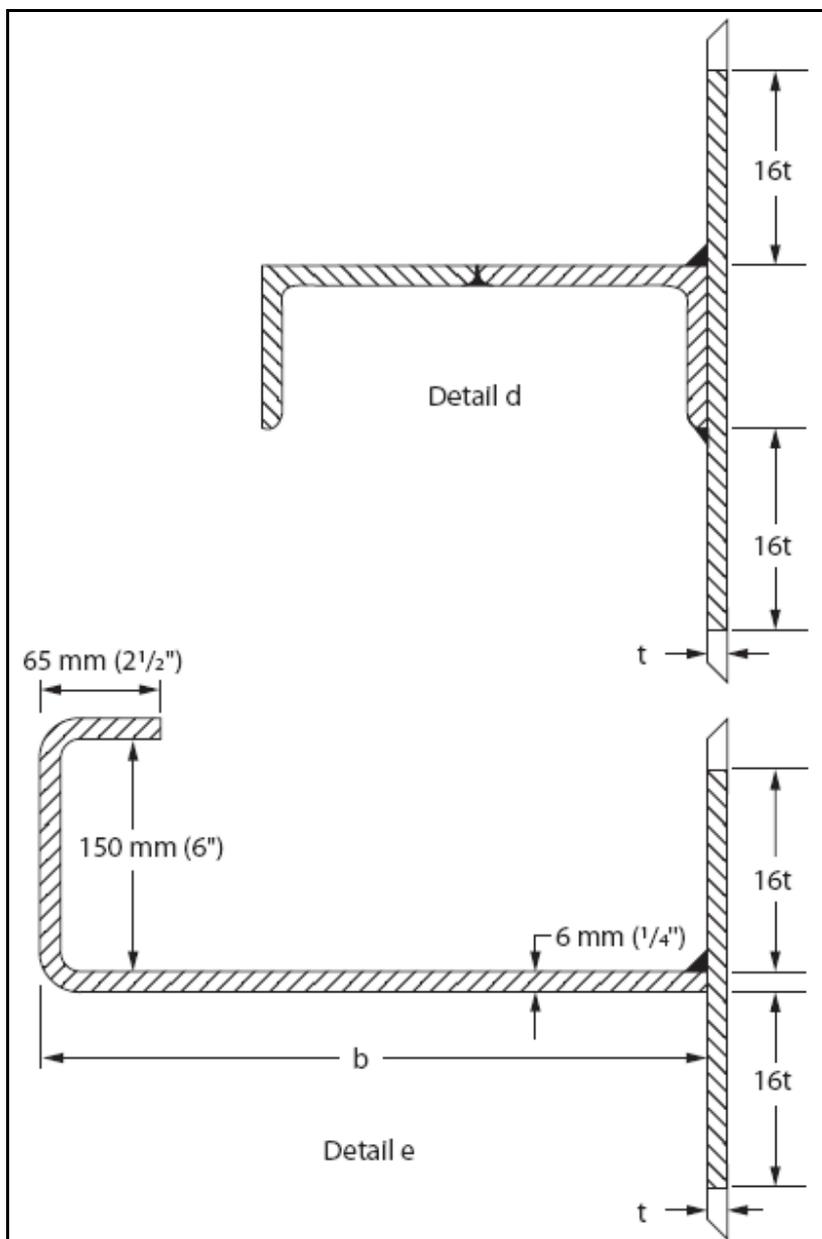
Secciones tipos de atiesadores intermedios de viento (wind girders), recomendadas por la API 650 año 2007.

Figura C.1. Secciones tipos de wind girders.



Fuente: Figura 5-24, página 5-54, API 650 año 2007.

Figura C.2. Secciones tipos de wind girders.



Fuente: Figura 5-24, página 5-54, API 650 año 2007.

9.4 Anexo D. Combinaciones de Carga.

Combinaciones de carga

Para los propósitos de la API 650, las combinaciones de carga son las que se muestran a continuación.

- a. Presión interna y fluido

$$D_L + F + P_i$$

- b. Prueba hidrostática

$$D_L + (H_i + P_i)$$

- c. Presión interna y viento

$$D_L + F + P_i$$

- d. Presión externa y viento

$$D_L + W + 0.4 * P_e$$

- e. Cargas gravitacionales

$$1. D_L + (L_r \text{ or } S) + 0.4 * P_e$$

$$2. D_L + 0.4 * (L_r \text{ or } S) + P_e$$

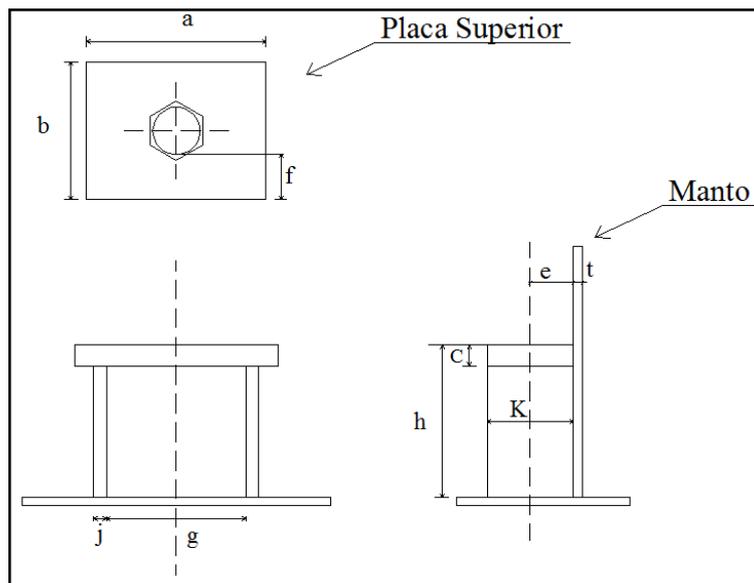
- f. Sismo

$$D_L + F + E + 0.1 * S + 0.4 * P_e$$

9.5 Anexo E. Silla de Anclaje.

Silla de anclaje

Figura E.1. Silla de anclaje.



Fuente: Página 50, Anchor bolt chair, parte vii, Aisi 2005.

9.6 Anexo F. Manual de Uso de Planillas Excel.

MANUAL DE USO DE PLANILLAS EXCEL

Información Básica

La combinación de colores empleada en las planillas de cálculo se define a continuación:

El color verde significa que el usuario debe ingresar el valor de la variable, o bien “arrastrar las celdas hacia abajo”, según sea el caso.

El color **amarillo** representa valores que son fijos, o valores que han sido calculados con anterioridad.

El color **anaranjado claro** indica el resultado de algún cálculo.

A continuación se describe el contenido y descripción de uso de las planillas creadas para el diseño de estanques de acero soldado.

Planilla 1°, Datos básicos de diseño.

La primera planilla se enfoca a reunir información básica para desarrollar el diseño del estanque. Los pasos a seguir para la utilización de la planilla 1 es el que se detalla a continuación:

Paso1. Se ingresan los valores de las variables con color verde de la figura 1.1.

Figura 1.1. Información geométrica

1 Datos para el Diseño		
Diámetro Nominal "D"	14	m
Altura Total del Estanque "H"	12,2	m
Máx. nivel de diseño del liq. "h"	9,745	m
Capacidad con fluido "Vol."	1.500	m ³
Freeboard Geométrico	2,46	m
Perímetro del Estanque "P"	43,98	m
Área planta	153,9	m ²
Gravedad Específica del Liq. "G"	1	
Corrosión Admisible "CA"	1,2	mm

Fuente: Elaboración Propia.

Paso2. Se ingresan las características del material que se va a emplear en la construcción del estanque.

Figura 1.2. Información acero

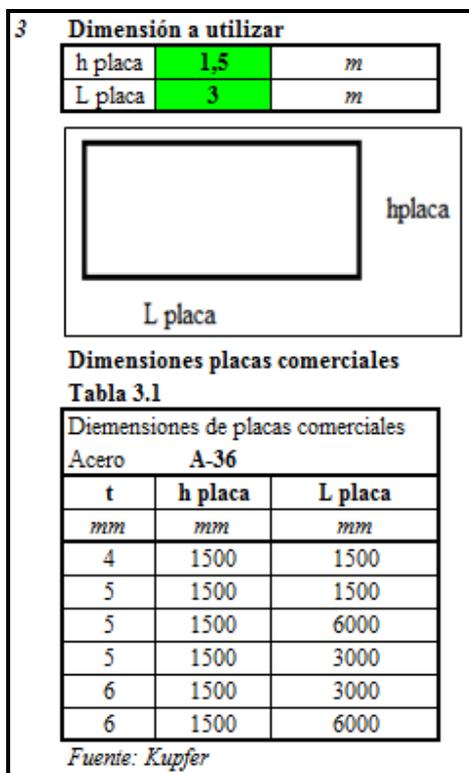
2 Características del Material		
Acero	A-36	
γ	7850	Kg/m ³
F _y	253	Mpa
F _r	400	Mpa
S _d	160	Mpa
S _t	171	Mpa

Fuente: Elaboración Propia

Notar que los valores de las variables S_d y S_t se extraen de la Tabla B1.

Paso3. Se ingresa las dimensiones de las placas comerciales que se van a utilizar en la fabricación del estanque. Algunos valores se encuentran en la tabla 3.1 de la figura 1.3.

Figura 1.3. Datos de la plancha.



Fuente: Elaboración Propia

Paso 4. Se realiza una aproximación (entero que continua) del número de anillos.

Figura1.4. Número de anillos

4	Número de anillo	6,50
	Usar	7

Fuente: Elaboración Propia

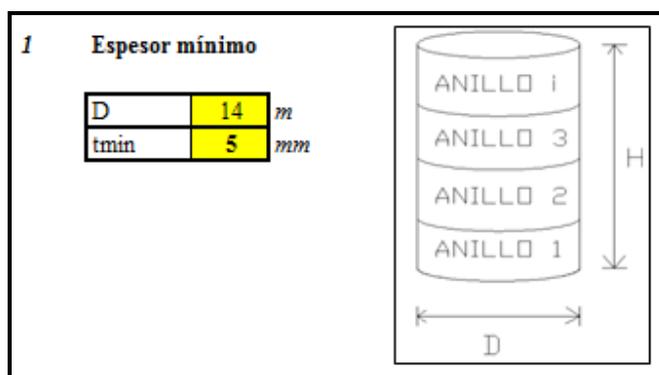
Planilla 2°, Diseño del manto y calculo de la altura Xs..

La planilla está orientada a determinar el espesor, peso y espesor uniforme del manto. Además determinar distancia al punto de acción de la fuerza generada por el peso del manto y sus accesorios.

A continuación se define la forma de cálculo del manto.

Paso1. El valor del espesor mínimo normalmente se extrae desde tabla, pero con la finalidad de crear una planilla mas automática los valores que se extraen de tablas se calculan automáticamente.

Figura2.1. Espesor mínimo



Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Se debe ingresar en forma manual el número de anillos calculados en la planilla 1 y ordenados en forma correlativa. Además se debe ingresar el valor del espesor sugerido de los anillos.

Los otros cálculos se realizan en forma automática. Dependiendo de la cantidad de anillos, la última fila de la tabla 2.1 se arrastra con el objetivo de obtener los resultados de todos los anillos.

Se debe señalar que la altura del último anillo (marcado en cuadro azul) corresponde al último valor que aparece en la columna de la altura "H" (encerrada en cuadro rojo) más el valor del freeboard geométrico.

Figura2.2. Espesor y peso del manto.

2 Espesores del manto													
Tabla 2.1													
N°anillo	H	h anillo	td	tt	tmin	tsug.	t adop.	t real	Vol.	Peso	h*treal	Vol. Sin CA	Peso sin CA
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m ³	Kg		m ³	kg
1	9,745	1,5	5,25	3,787	5	5,25	10	8,8	0,660	5.179	13,2	0,581	4.557
2	8,245	1,5	4,60	3,185	5	5,00	10	8,8	0,660	5.179	13,2	0,581	4.557
3	6,745	1,5	3,96	2,584	5	5,00	8	6,8	0,528	4.143	10,2	0,449	3.522
4	5,245	1,5	3,32	1,982	5	5,00	6	4,8	0,396	3.107	7,2	0,317	2.486
5	3,745	1,5	2,67	1,380	5	5,00	6	4,8	0,396	3.107	7,2	0,317	2.486
6	2,245	1,5	2,03	0,778	5	5,00	5	3,8	0,330	2.589	5,7	0,251	1.968
7	0,745	0,745	1,39	0,177	5	5,00	5	3,8	0,164	1.286	2,831	0,125	977

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. Se ingresa el espesor sin corrosión del último anillo. Los otros valores se generan automáticamente.

Figura2.3. Espesores.

3 Espesores			
Espesor anillo 1 (con CA)	10	mm	
Espesor anillo Superior (sin CA)	3,8	mm	Espesor Uniforme del Manto
Espesor real primer anillo, ts.(sin CA)	8,8	Kg	suma
Peso manto del estanque (con CA)	24.591	Kg	tu
			59,53
			6,11

Fuente: Elaboración propia.

Paso4. Se arrastra la última fila de de la tabla 4.1 según la cantidad de anillos. Además se ingresan los las alturas a los centroides del techo y del fondo.

El valor de la altura Xs se calcula en forma automática.

Figura 2.4. Distancia Xs.

4 Cálculo del Xs

Tabla 4.1

Anillo	W	h anillo	h acum	h /2	W*(h/2)
	kg	m	m	m	
1	9.488	2,42	2,42	1,21	11.481
2	3.795	1,21	3,63	3,025	11.481
3	2.846	1,21	4,84	4,235	12.055
4	4.658	1,98	6,82	5,83	27.155
5	4.658	1,98	8,8	7,81	36.377
6	4.658	1,98	10,78	9,79	45.600
7	4.046	1,72	12,5	11,64	47.097
TOTAL	34.149				191.246
Xs	5,60	m			

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 3, Diseño del Fondo del Estanque

El diseño del fondo del estanque consiste en determinar el espesor de la placa de fondo y el espesor y ancho de la placa anular.

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo mediante la planilla 3.

Paso1. Se debe ingresar el espesor de la placa comercial más cercana al valor que arroja la tabla y según el criterio del diseñador.

Figura 3.1. Espesor placa de fondo.

1 Placa de Fondo
sección 5.4.1, página 5-9, API 650 año 2007

t _b min	6	mm	
CA	1,2	mm	
t _b total	7,2	mm	
t _b total	8	mm	usar de acuerdo a las placas comerciales

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Se debe ingresar el espesor de la placa comercial más cercana al valor que arroja la tabla y según el criterio del diseñador.

Figura 3.2. Espesor placa anular.

2 Placa de Fondo Anular		
<i>el espesor es dado por la tabla 3-1, utilizando el esfuerzo en el primer anillo y su espesor</i>		
<i>Espesor Primer anillo "ts"</i>	8,8	<i>mm</i>
<i>Esfuerzo del primer anillo</i>	74	<i>Mpa</i>
<i>tb min</i>	6	<i>mm</i>
<i>CA</i>	1,2	<i>mm</i>
<i>tb total</i>	7,2	<i>mm</i>
<i>tb total</i>	8	<i>mm</i>
<i>usar de acuerdo a las placas comerciales</i>		

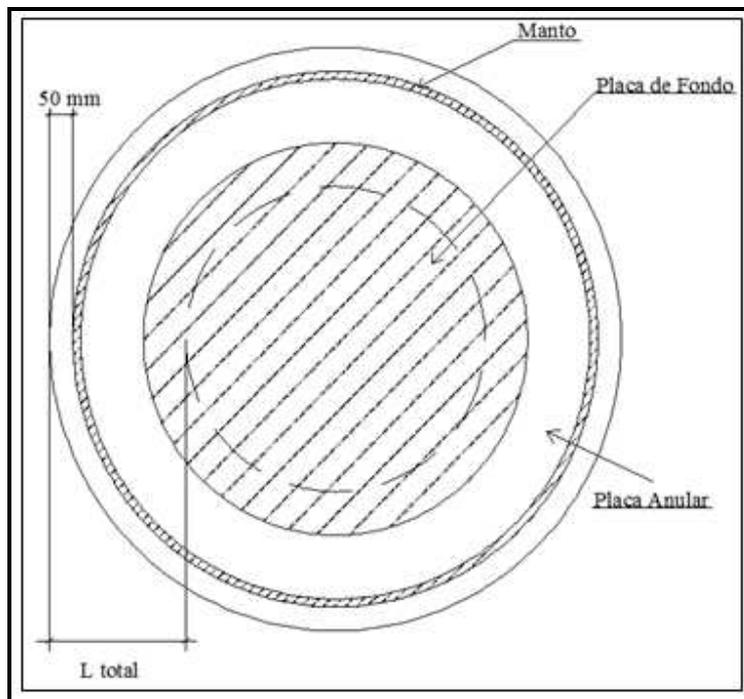
Fuente: Elaboración propia.

Paso3. Se ingresa el ancho interior de la placa anular según criterio del diseñador, teniendo en cuenta el valor mínimo y el valor sugerido.

Figura 3.3. Ancho placa anular.

3 Ancho Mínimo de la Placa Anular		
<i>Ancho P. anular (sugerido)</i>	551,0	<i>mm</i>
<i>Ancho mínimo</i>	600	<i>mm</i>
<i>Usar</i>	600	<i>mm</i>
<i>L fuera manto</i>	50	<i>mm</i>
<i>L interior manto</i>	600	<i>mm</i>
<i>L total de la placa anular</i>	650	<i>mm</i>

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.4. Fondo del estanque.

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 4°, Cálculo de las masas involucradas en el diseño (Pesos).

La finalidad de crear esta planilla es determinar los kilos de material que participan en el diseño del estanque, esto se refiere por ejemplo a calcular cuantos kilos de sustancia será almacenada, el peso del manto, peso del techo, peso de los accesorios del manto y del techo, peso del fondo del estanque.

La interferencia que realiza el usuario en esta planilla es sólo la definición del espesor de las placas del techo de acuerdo a los valores de las planchas comerciales.

Figura 4.1. Peso del techo.

1 Peso del Techo		
<i>sección 5.10.2.1, página 5-60. API 650 2007</i>		
<i>tr min</i>	5	<i>mm</i>
<i>CA</i>	1,2	<i>mm</i>
<i>tr</i>	6,2	<i>mm</i>
<i>tr</i>	6	<i>mm</i>
		<i>usar</i>
<i>Wplacas techo</i>	7.250	<i>kg</i>
<i>Westruc techo</i>	3.079	<i>Kg</i>
<i>Waccesorios</i>	1.450	<i>kg</i>
<i>Wr</i>	10.329	<i>Kg</i>
		<i>sin accesorios</i>
<i>W total</i>	11.779	<i>Kg</i>
		<i>Peso total del techo</i>
<i>W total</i>	115.438	<i>N</i>

Fuente: Elaboración propia.

El resto de los pesos se determinan en forma automática y cuyas planillas son presentadas en la figura 4.2 y 4.3.

Figura 4.2. Peso del manto y sustancia almacenada.

2 Peso del Manto y Accesorios		
<i>Wmanto</i>	24.591	<i>Kg</i>
<i>Wmanto</i>	240.994	<i>N</i>
<i>Waccesorios</i>	1.230	<i>Kg</i>
<i>peso total</i>	25.821	<i>kg</i>
<i>peso total</i>	253.044	<i>N</i>
3 Peso del estanque		
<i>sin los accesorios</i>		
<i>Wmanto+Wtecho</i>	34.920	<i>Kg</i>
	342.221	<i>N</i>
4 Peso de la Sustancia almacenada		
<i>Wp liq.</i>	1.500.126	<i>kg</i>
	14.701.237	<i>N</i>
	1500,13	<i>Ton</i>

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.3. Peso del fondo y otros.

5 Peso del Fondo			
Wfondo	9.667	Kg	placa de fondo
Wpanular	1.712	Kg	placa anular de fondo
Wf	11.379	Kg	
	11,4	T	
	111.517	N	
6 Peso del manto sin corrosión			
Ws sin CA	20.554	Kg	
	201.427	N	
7 Peso de las placas de techo sin corrosión			
Wplacas techo	5.800	Kg	
	56.844	N	

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 5, Viento en Estakes

La planilla 5 se utiliza para determinar la fuerza de momento que se genera en la base del estanque producto de la presión de viento sobre el manto.

Además se utiliza para determinar el valor del corte basal generado por la presión de viento.

Paso1. Se debe ingresar la velocidad de diseño del viento, el resto de los cálculos se realizan automáticamente.

Figura 5.1. Datos.

1 Datos		
Vel. Viento	140	Km/h
Presión viento	48,2	Kg/m ²
D	14	mm
H	12,2	mm
Peso estang	34,92	Tons
peso manto	24,59	Tons
Peso Techo	10,33	Tons

sección 5.2.1.j, API 650 2007

Fuente: Elaboración propia

Paso2. El momento volcante se calcula en forma automática.

Figura5.2. Momento volcante.

2 Momento volcante		
$M_v = P_b * D * H * H * 0,5$	50.175	Kg-m
	50	Ton-m

Fuente: Elaboración propia

Paso3. Al igual que el momento volcante el corte basal se determina en forma automática.

Figura5.3. Corte basal.

3 Corte en la base debido al viento		
Corte	8.225	Kg
	8	Ton

Fuente: Elaboración propia

Planilla 6, Verificación de la estabilidad del estanque.

La planilla 6 se utiliza para determinar la necesidad de ocupar atiesadores intermedios, los cuales brindan una mayor estabilidad del manto.

Paso1. Se determina en forma automática el valor de la altura máxima del manto que puede estar sin atiesar.

Figura 6.1. Altura máxima sin atiesar.

1 Altura máxima sin atiesar		
Sección 5.9.7.1, página 5-57, API 650 2007		
t anillo sup.	3,8	mm
Velocidad del Viento	140	Km/h
H1	9,37	m

Fuente: Elaboración propia

Paso2. Se ingresa la cantidad de anillos en orden correlativo y se arrastra la última fila de la tabla presentada en la figura 6.2.

Figura 6.2. Altura transformada.

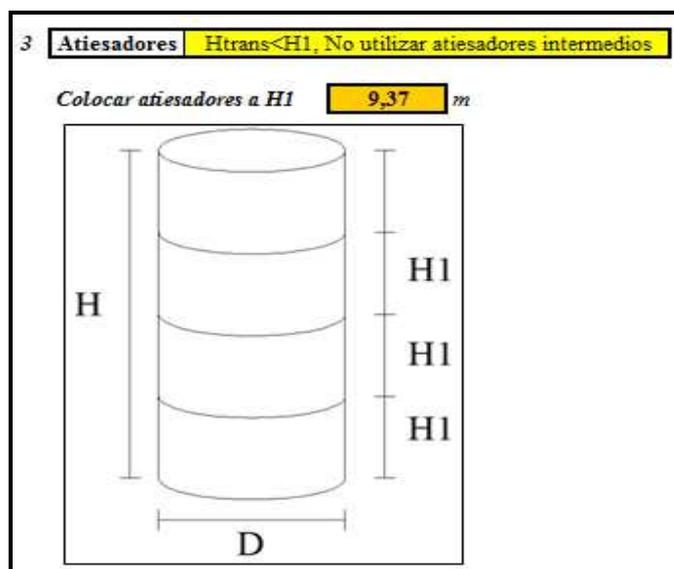
2 Datos de anillos			
Nº anillo	h anillo (m)	treal (mm)	htras (m)
1	1,5	8,8	0,184
2	1,5	8,8	0,184
3	1,5	6,8	0,350
4	1,5	4,8	0,836
5	1,5	4,8	0,836
6	1,5	3,8	1,500
7	0,745	3,8	0,745

sección 5.9.7.2, página 5-58, API 650 2007	
Htrans	4,64 m

Fuente: Elaboración propia

Paso3. Se analiza en forma automática la utilización de anclajes. Para el caso que si se requiera de atiesadores estos se colocan a una altura H1 (altura máxima sin atiesar).

Figura 6.3. Utilización de atiesadores intermedios.



Fuente: Elaboración propia

Paso4. Para el caso de utilizar atiesadores intermedios estos deben tener un módulo de sección mínimo, el cual se determina automáticamente en la siguiente tabla:

Figura 6.4. Módulo Z.

4 Módulo de Sección Mínima de los Atiesadores	
Sección 5.9.7.6, página 5-59, API 650 2007	
Z (cm ³)	58,7

Fuente: Elaboración propia

Planilla 7, Análisis sísmico API 650 año 2007.

La planilla 7 se encuentra casi completamente automatizada, esto se puede apreciar en la descripción del siguiente procedimiento:

Paso1. Se ingresa el valor del módulo de elasticidad del acero que se empleará en la fabricación y diseño del estanque.

Figura 8.1. Datos

1 Datos		
<i>g</i>	9,8	<i>m/s²</i>
<i>h</i>	9,745	<i>m</i>
<i>E</i>	210.000	<i>Mpa</i>
<i>D</i>	14	<i>m</i>
<i>G</i>	1	
<i>h/D</i>	0,696	
<i>D/h</i>	1,437	

Fuente: Elaboración propia

Paso2. El factor de modificación de respuesta se determina en forma automática. Ver figura 8.2.

Figura 8.2. Factor de modificación de respuesta.

2 Factor de Modificación de Respuesta	
<i>Tabla E-4 API 650 2007</i>	
<i>R_{wi}</i>	<i>R_{wc}</i>
4	2

Fuente: Elaboración propia

Paso3. El factor de importancia se determina en forma automática. Ver figura 8.3.

Figura 8.3. Factor de importancia

3 Factor de Importancia	
Nch 2369, sección 4.3.2	
Categoría	Fator "I"
C1	1,25
C2	1,00
C3	0,80
Utilizar	1

Fuente: Elaboración propia

Paso4. El factor de escala es un valor fijo. Ver figura 8.4.

Figura 8.4. Factor de escala.

4 Factor de Escala	
E.4.9.1 API 650 2007	
Q	I
	1

Fuente: Elaboración propia

Paso5. El periodo impulsivo se calcula en forma automática. Ver figura 8.5.

Figura 8.5. Periodo impulsivo.

5 Periodo Impulsivo		
E.4.5.1 API 650 2007		
tu	6,11	mm
Ci	6,10	
p	1000	kg/m ³
Ti	4,4	s

Fuente: Elaboración propia

Paso6. El periodo convectivo se calcula en forma automática. Ver figura 8.6.

Figura 8.6. Periodo convectivo.

6 Periodo Convectivo		
E.4.5.2 API 650 2007		
Ks	0,581	
Tc	3,916	s

Fuente: Elaboración propia

Paso7. Los pesos efectivos se calculan de manera automática. Ver figura 8.7.

Figura 8.7. Pesos efectivos.

7 Pesos Efectivos		
E.6.1.1, página E-13, API 650 2007		
Wp	14.701.237	N
Wc	4.799.330	N
Wi	10.004.201	N
Wr	115.438	N
Ws	253.044	N

Fuente: Elaboración propia

Paso8. Las distancias a los centros de gravedad de las diferentes masas se calculan de manera automática. Ver figura 8.8.

Figura 8.8. Centros de acción.

8 Centros de acción de las cargas		
E.6.1.2.1, página E-14, API 650 2007		
Xc	6,48	m
Xi	3,65	m
Xs	5,14	m
Xr=Ht	12,2	m

Fuente: Elaboración propia

Paso9. Para el cálculo del coeficiente de aceleración impulsiva se deben ingresar a la planilla la zona sísmica de acuerdo a la Nch2369 of. 2003 y el tipo de suelo de acuerdo a la API 650 del año 2007. El resto de los cálculos e realizan de forma automática. Ver figura 8.9.

Figura 8.9. Aceleración impulsiva.

9 Aceleración Impulsiva, A_i E.4.4-2 API 650 2007	
Zona Sísmica	3
$S_o=S_p=A_o/g$	0,4
S_s	1,00
Tipo de Suelo	d
F_a	1,100
A_i	0,275

Fuente: Elaboración propia

Paso10. La aceleración convectiva se efectúa en forma automática debido a que todos los parámetros empleados en su determinación ya son conocidos.

Figura 8.10. Aceleración convectiva.

10 Aceleración Convectiva, A_c		
S_1	0,5	
suelo	d	
F_v	1,50	
T_L	4	s
T_s	0,6818	s
K	1,5	
A_c	0,196	< A_i
A_c	0,196	U_{sar}

Fuente: Elaboración propia

Paso11. El momento volcante se determina en forma automática.

Figura 8.11. Momento volcante.

11 Momento Volcante		
<i>E.6.1.5, página E-16, API 650 2007</i>		
Mrw	12.398.720	N-m
Mrw	1.265	T-m

Fuente: Elaboración propia

Paso 12. El corte basal generado por la carga sísmica se determina en forma automática.

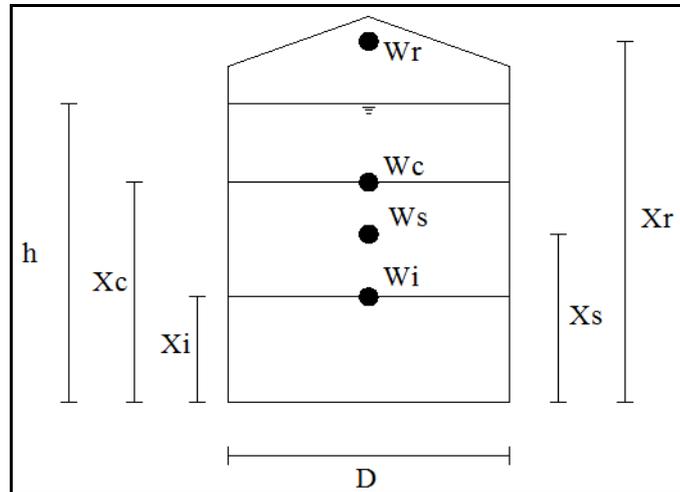
Figura 8.12. Corte basal.

12 Corte Basal		
<i>E.6.1, página E-13, API 650 2007</i>		
Vi	2.883.155	N
Vc	940.048	N
Q=V	3.032.536	N
Q=V	309	Ton

Fuente: Elaboración propia

Nota: La determinación de las variables Ci, Fa y Fv, normalmente se realiza ingresando a gráficos o tablas, lo cual en la planilla se realiza en forma automática.

A continuación se presenta una figura que entrega información sobre la ubicación de las masas y distancias a los centros de masa que participan en el diseño sísmico del estanque.

Figura 8.13. Figura esquemática.

Fuente: Elaboración propia

Planilla 8, Anclaje Mínimo de Estanques

La norma API 650 señala la utilización de un anclaje mínimo para diferentes cargas. La planilla 8 tiene la finalidad de calcular el anclaje mínimo para las cargas de viento y sismo.

Paso1. La carga considerada para calcular el anclaje mínimo para el viento es el momento que la presión de viento genera, la cual fue calculada en la planilla 5. Por otro lado de acuerdo a la norma se debe calcular la carga de levantamiento (tracción) a la cual se expone el anclaje y en el caso que esta sea negativa, significa que no es necesario colocar anclaje para resistir la carga de viento.

Figura 8.1. Cargas para el anclaje mínimo por viento.

1 Anclaje Mínimo Para el viento			
1.1 Cargas			
<i>M_w</i>	50,18	Ton-m	<i>momento producido por el viento</i>
	50.175	Kg-m	
<i>w₂</i>	26.354	Kg	<i>carga muerta del manto mas el techo, sin corrosión</i>
	26	Ton	
Carga de levantamiento, U			
<i>ver sección 5.12 de la API 650 año 2007</i>			
$U=(4*M_w/D)-W_2$			<i>tabla 5-21a, página 5-69, API 650 2007</i>
<i>U</i>	-12.018	Kg	<i>No es necesario colocar Anclajes para el viento</i>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Para el caso que sea necesario utilizar anclajes para la carga de viento se procede con los pasos siguientes.

Paso1.2. Se debe ingresar el número de anclajes que se van a emplear.

Figura 8.2. Distancia entre anclajes.

1.2 Separación de los anclajes		
<i>N° anclajes</i>	25	
<i>Separación anclajes</i>	1,76	<i>m</i>
Separación máxima entre anclajes		
<i>D</i>	14	<i>m</i>
<i>Si D < 15 m</i>	1,8	<i>m</i>
<i>Si D > 15 m</i>	3	<i>m</i>
Estado	OK!!!	

Fuente: Elaboración propia

Paso1.3. Se debe ingresar información de los pernos que se emplearán y el diámetro de los pernos teniendo en cuenta que el diámetro mínimo es de 1 pulgada.

Figura 8.3. Anclaje mínimo por viento.

1.3 Perno		
Acero	A-36	
Fy	2530	Kg/cm ²
d anclaje requerido	5,50	mm
d anclaje	25,4	mm
d anclaje usado	25,4	mm
resist anclaje	10.256	Kg/cm ²
<i>con este valor voy a tabla</i>		
<i>Diámetro mínimo</i>		
<i>de tabla o el diámetro mínimo</i>		
carga por anclaje	-481	Kg
Estado	Resistencia es mayor que tensión de carga, ¡OK!!	

Fuente: Elaboración propia

Paso2. La carga considerada para calcular el anclaje mínimo para el sismo es el momento volcante debido a la carga sísmica, la cual fue calculada en la planilla 7. Por otro lado de acuerdo a la norma se debe calcular una carga de levantamiento (tracción) a la cual se expone el anclaje y de ser negativa, significa que no es necesario colocar anclaje para resistir la carga de sísmica.

Figura 8.4. Cargas para el anclaje mínimo por sismo.

2 Anclaje mínimo para el sismo		
2.1 Carga		
Ms = Mrw	1.265	Ton-m
	1.265.175	Kg-m
Carga de levantamiento, U		
<i>tabla 5-21a, página 5-69, API 650 2007</i>		
$U=(4*Ms/D)-W2$		
U	335.125	Kg
Colocar anclajes		

Fuente: Elaboración propia

Paso2.2. Se debe ingresar el número de anclajes que se van a emplear.

Figura 8.5. Distancia entre anclajes.

2.2 Separación de los anclajes		
Nº anclajes	25	
Separación	1,76	m
Separación máxima entre anclajes		
D	14	m
Si $D < 15$ m	1,8	m
Si $D > 15$ m	3	m
Estado	OK!!!	

Fuente: Elaboración propia

Paso2.3. Se debe ingresar información de los pernos que se emplearán y el diámetro de los pernos teniendo en cuenta que el diámetro mínimo es de 1 pulgada.

Figura 8.6. Anclaje mínimo por sismo.

2.3 Perno		
Acero	A-36	
Fy	2530	Kg/cm ²
d anclaje requerido	29,04	mm
d anclaje	25,4	mm
d anclaje usado	44,5	mm
resist anclaje	31.479	Kg/cm ²
carga por anclaje	13.405	Kg
Estado	Resistencia es mayor que tensión de carga, ¡OK!!	

con este valor voy a tabla
Diámetro mínimo
de tabla o el diámetro mínimo

Fuente: Elaboración propia

Planilla 9, Pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje calculados para resistir la carga sísmica se determinan mediante la planilla 9, la cual funciona de la siguiente manera:

Paso1. En la primera tabla se almacena la carga de momento volcante generada por el sismo y el diámetro del estanque.

Figura 9.1. Datos.

1 Datos		
Mv, API650 2007	12.398.720	N-m
D	14	m

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Distancia entre anclajes, se genera automáticamente.

Figura 9.2. Distancia entre anclajes.

2 Distancia entre anclajes		
Perimetro	43,98	m
Nº Anclajes	25	
dist. Entre anclajes	1,76	m
Maxima distancia entre anclajes		
D<15 m	1,8	m
D>15 m	3	m
Estado	OK!!!	

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. Se ingresa el diámetro nominal del perno de anclaje que se va a utilizar, el resto de la información y cálculos se generan automáticamente.

Figura 9.3. Perno de anclaje.

2 Pernos		
Acero	A-36	
Fy	2530	Kg/cm ²
d anclaje requerido	29,04	mm
d anclaje mínimo	25,4	mm
d anclaje usar	31,8	mm
Area anclaje	7,9	cm ²
Carga Admisible	16.075	Kg

de tabla

Fuente: Elaboración propia.

Figura 9.4. Diámetros y áreas de los pernos.

Áreas en basadas en el diámetro nominal de los pernos			
1	25,4	0,785	5,067
1 1/8	28,6	0,994	6,413
1 1/4	31,8	1,227	7,917
1 3/8	34,9	1,485	9,580
1 1/2	38,1	1,767	11,401
1 3/4	44,5	2,405	15,518
2	50,8	3,142	20,268
2 1/4	57,2	3,976	25,652
2 1/2	63,5	4,909	31,669

Fuente: Elaboración propia.

Paso4. Para analizar la necesidad de utilizar anclajes en la estructura, se hace mediante la aplicación de una serie de expresiones, que en la planilla 9 se realiza en forma automática, como se puede apreciar en la combinación de colores de la Tabla 9.5.

Figura 9.5. Relación “J”.

4 Necesidad de Anclajes		
Relación de anclajes, J		
<i>ta</i>	6,8	<i>mm</i>
<i>Ge</i>	0,927	
$99*ta*raiz(Fy*h*Ge)$	32.178	
$201,1*H*D*Ge$	25.424	
<i>wa</i>	25.424	<i>N/m</i>
<i>wrs</i>	2.625	<i>N/m</i>
<i>wt</i>	8.378	<i>N/m</i>
J	1,91	
J>1,54, Colocar Anclajes		

Fuente: Elaboración propia.

Paso5. Los anclajes deben soportar una carga mínima calculada en forma automática por la Tabla 9.6.

Figura 9.6. Resistencia mínima del anclaje.

5 Resistencia mínima del anclaje		
<i>wt</i>	8.378	<i>N/m</i>
<i>Wab</i>	72.765	<i>N</i>
Carga de diseño del anclaje		
<i>Pab</i>	128.015	<i>N</i>
	13.063	<i>kg</i>
<i>Estado</i>	Resistencia mayor que carga, ;OK!!	

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 10, Silla para anclaje

Debido a la necesidad de realizar una mejor unión entre el perno de anclaje y la estructura del estanque, se diseña un “soporte” llamado silla. El funcionamiento de la planilla creada para este fin es el que se detalla a continuación:

Paso1. La carga de diseño de la silla de anclaje se calcula en forma automática a través de la Tabla 10.1.

Figura10.1. Carga de diseño de la silla.

1 Carga de Diseño del Anclaje		
3 veces PAB	29.726	Kg
Fy*Aanclaje	64.130	Kg
P seleccionado	29.726	Kg
	65,53	kips
	65462,9	lb

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. La tensión de fluencia de la placa utilizada para diseñar la silla de anclaje debe ser ingresada para así obtener la tensión admisible de esta.

Figura 10.2. Tensión admisible de la placa empleada para fabricar la silla.

2 Acero de la Placa		
Acero	A-36	
Fy	2.530	Kg/cm2
Sadm	2.692	Kg/cm2

se amplifica en 4/3 en cálculos sísmicos

Fuente: Elaboración propia.

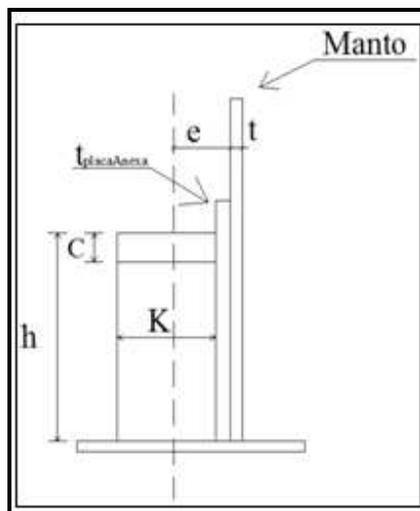
Paso 3. Se deben ingresar los datos de la tabla que se encuentran en verde. Estos datos son los que se emplean en el diseño de las diferentes piezas de la silla.

Figura 10.3. Dimensiones geométricas.

3 Dimensiones Geométricas		
R	7.000	mm
a	170	mm
b	200	mm
\varnothing perno nominal	29,04	mm
\varnothing perno real	31,8	mm
g	57,20	mm
e	112	mm
e mínimo	42,70	mm
m	8	mm
h	510	mm
f	155,5	mm
f mínimo	19,1	mm
k	200	mm
t	10	mm
t placa Anexa	12	mm
$t+iplaca anexa$	22	mm

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10.4. Vista lateral de la silla.



Fuente: Elaboración propia.

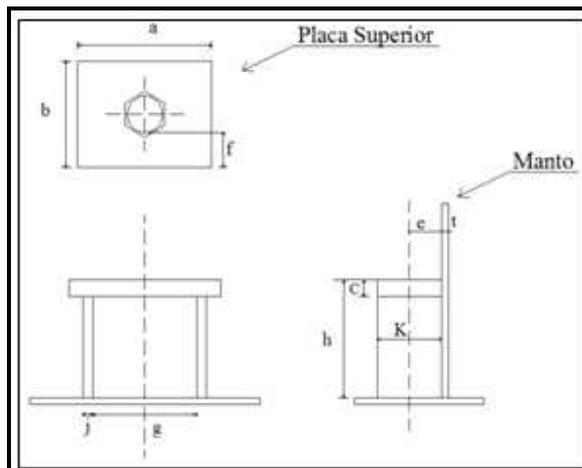
Paso4. Se calcula en forma automática el espesor de la placa superior de la silla de anclaje.

Figura 10.5. Espesor de la placa superior.

4 Placa Superior		
Espesor de la placa		
$c = \left[\frac{P}{Sf} (0.375g - 0.22d) \right]^{1/2}$		
C	8,25	???

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10.6. Vistas de la silla de anclaje.



Fuente: Elaboración propia.

Paso5. Se calcula de manera automática la tensión crítica sobre la placa superior de la silla.

Figura 10.7. Tensión generada por la excentricidad del anclaje.

5 Stress on top plate-shell

$$Z = \frac{1.0}{\frac{.177 am}{\sqrt{Rt}} \left(\frac{m}{t} \right)^2 + 1.0}$$

$$S = \frac{Pe}{t^2} \left[\frac{1.32 Z}{\frac{1.43 ah^2}{Rt} + (4ah^2).333} + \frac{.031}{\sqrt{Rt}} \right]$$

Z	0,997	
S	655	Kg/cm2

Estado	S<Sadm, ¡OK!!
--------	---------------

Fuente: Elaboración propia.

Paso6. Se debe ingresar el espesor de las placas verticales teniendo en cuenta los espesores mínimos, entregados en la misma tabla.

Figura 10.8. Espesor de las placas verticales.

6 Vertical Sides plates		
<i>J min</i>	12,7	<i>mm</i>
	20,1	<i>mm</i>
<i>Jmin (usar)</i>	25	<i>mm</i>
<i>P</i>	13.063	<i>Kg</i>
<i>J*k</i>	5.000	<i>mm2</i>
<i>P/25</i>	523	<i>Kg</i>
<i>Debe cumplirse que</i>	<i>Jk>P/25, ¡OK!!!</i>	

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 11, Llaves de Corte.

Las llaves de corte se emplean para que la estructura resista adecuadamente el corte basal.

A continuación se presenta el procedimiento de diseño de las llaves de corte.

Paso 1. Se almacena el corte basal generado por el sismo.

Figura 11.1. Corte basal.

1 Datos			
Perímetro	50,3	m	
Corte Basal	815.100	Kg	del sismo
Corte Basal	16.215,9	Kg/m	

Fuente: Elaboración propia.

Paso 2. Se debe ingresar información geométrica de la llave de corte y características del material del cual están formadas las placas a utilizar.

Figura 11.2. Información de las llaves de corte.

2			
Nº de llaves	30		
Acero	A-36		
Fluencia de la placa, F_y	2480	Kg/cm ²	
altura de mortero "c"	50	mm	
$h + c$	100	mm	altura placa
a	200	mm	ancho placa
b	200	mm	

Fuente: Elaboración propia.

Paso 3. Se calcula en forma automática el corte por cada llave de corte y el momento máximo que se genera en las placas debido a este corte.

Figura 11.3. Corte por cada llave y momento máximo.

3	<i>V por llave</i>	27.170	Kg
	<i>Compresión Concreto</i>	272	Kg/cm2
	<i>Mmax en la plancha</i>	1.359	Kg-m
	<i>e</i>	38,2	mm
	<i>Area de corte de cada llave</i>	76,44	cm2

Fuente: Elaboración propia.

Paso 4. Se compara la resistencia de las llaves de corte frente a esta solicitación, y si el corte admisible es mayor que la carga de corte, entonces la llave de corte resiste adecuadamente.

Figura 11.4. Comparación de los cortes.

4	<i>corte por carga sísmica, por cada llave</i>	27,17	Ton
	<i>Corte admisible de la llave de corte</i>	151,66	Ton
<i>Estado</i>		OK!!!	

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 12, Compresión del Manto.

Los pasos a seguir para determinar la resistencia del manto ante la compresión debido a las cargas es la siguiente:

Paso1. Se calcula en forma automática la compresión máxima mediante la Tabla de la Figura 12.1.

Figura 12.1. Compresión del manto.

1 Tensión de Compresión máxima			
t_s (mm)	8,8	mm	espesor del primer anillo del manto sin corrosion
w_t	8.378	N/m	Peso del manto del estanque y el techo en la base del manto
A_v	0,183		2/3 de A_i
M_{rw}	12.398.720	N-m	
σ_c	101,73	Kg/cm ²	

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Se calcula la compresión admisible de cada uno de los anillos del manto, para ello se ingresa el valor del espesor del anillo en análisis.

Figura 12.2. Compresión admisible del manto.

2 Tensión admisible de Compresión Longitudinal membrana-Manto			
t	10	mm	espesor del anillo del manto considerado en el análisis
t_s	8,8	mm	
F_{ty}	2.530	Kg/cm ²	Mínima tensión de fluencia del anillo, en análisis
GHD^2/t^2	23,9		
si $GHD^2/(t^2) < 44$	$F_c =$	442,8	
si $GHD^2/(t^2) \geq 44$	$F_c =$	521,7	$< 0,5 * F_{ty}$ 1.265
usar $F_c =$	442,8	Kg/cm ²	
Estado	$F_c > \sigma_c$;;; OK!!		

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. Se arrastra la última fila de la tabla 12.3.1, esta tabla se crea con la finalidad de tener el espesor de cada anillo para realizar el cálculo de la compresión admisible.

Figura 12.3. Espesor de anillos.

3 Espesor de cada anillo
Tabla 12.3.1

Nº Anillo	Espesor
1	10
2	10
3	8
4	6
5	6
6	5
7	5

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 13, cálculo del Freeboard.

El cálculo del freeboard es importante debido a que es necesario saber la altura que puede llegar a tener la ola del fluido que se encuentra almacenado.

Paso1. Se almacena en forma automática los datos necesarios para el cálculo del freeboard.

Figura 13.1. Datos.

1 DATOS

K	1,5
Q	1
Fa	1,10
So	0,4
I	1
Fv	1,50
Ts (s)	0,682
Tc (s)	3,916
TL (s)	4

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Se ingresa el grupo sísmico de acuerdo a la Tabla 13.1. El resto de los cálculos se realizan en forma automática.

Tabla 13.1. Descripción de los grupos sísmicos.

Grupo sísmico	Justificación
SUG I	Estanques que no están contenidos en los grupos SUG II y SUG III.
SUG II	Estanques que almacenan sustancia que pueden representar un peligro substancial secundario para la población, o estanques que entregan un suministro directo a instalaciones principales.
SUG III	Estanques que proporcionan un servicio necesario a instalaciones que son esenciales después de un sismo, esenciales para la vida y salud pública, o estanques que contienen sustancias peligrosas en las cuales un control inadecuado pone en peligro a la población.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 13.2. Cálculo del Freeboard.

2	SUG	i
	Para SUG I y SUG II	Para SUG III
	Af	0,287
	δs	2,01 m
	Af	0,287
	δs	2,01 m

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. El freeboard mínimo se calcula en forma automática y se almacena en la tabla de la figura 13.3.

Figura 13.3. Cálculo del Freeboard.

3	Mínimo Freeboard Requerido		
	SUG I	SUG II	SUG III
Freeboard	1,41	1,41	2,01

Fuente: Elaboración propia.

Paso4. El paso cuatro contempla el análisis de los freeboard calculados.

Figura 13.4. Cálculo del Freeboard.

4 Análisis de los freebard		
Freeboard a utilizar "δs"	2,01	m
Freeboard mínimo	1,41	m
Freeboard Geométrico	2,46	m
Estado	Freeboard, OK!!!	

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 14, Análisis Sísmico, API 650 año 2003.

La aplicación de la norma API 650 del año 2003, se realiza básicamente para poder comparar sus resultados con los que emergen al aplicar las modificaciones de la Nch 2369 of 2003.

A continuación se presenta el procedimiento de uso de la planilla creada para aplicar la API 650 del año 2003:

Paso1. Se define la zona sísmica según la API 650 del año 2003, la cual especifica que para zonas fuera de USA, el factor de zona sísmica es igual a 0,4.

Figura 14.1. Factor Sísmico.

1 Factor sísmico Para zonas fuera de USA	
Z	0,4

Fuente: Elaboración propia.

Paso2. Se define el factor de importancia según de acuerdo al grado de vitalidad que tiene la estructura. La norma no especifica el factor asociado a un tipo de estructura, sino más bien especifica el rango en el cual varía dicho factor, por lo cual este factor queda a criterio del diseñador.

Figura 14.2. Factor de importancia.

2 Factor de Importancia	
Grupo	"I"
I	1,0
II	1,25
	1,0

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. Se determina automáticamente el periodo de vibración natural del primer modo de vibrar, a través de la tabla de la figura 14.3.

Figura 14.3. Periodo natural.

3 Periodo Natural del primer modo		
<i>Sección E.3.3.2, página E-4, API 650 2003.</i>		
D/h	1,437	
k	0,590	
Tc (s)	3,996	convectivo

Fuente: Elaboración propia.

Cabe señalar que el valor de la variable “k”, se saca de gráfico, pero en la planilla se calcula automáticamente.

Paso4. Se ingresa el tipo de suelo, según las características que entrega la API 650 del año 2003 en la Tabla 14.1.

Figura 14.4. Periodo natural.

4 Tipo de Suelo	
<i>Tabla E-3, página E-6, API 650 2003.</i>	
Tipo de Suelo	2
factor "S"	1,2

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14.1. Factor S.

Tipo	Descripción	Factor
S1	Un contorno de terreno con a)un material de roca viva caracterizada por una velocidad de onda de corte mayor que 760 m/s o por otra medida de clasificación apropiada o b) Condiciones de terreno duro o denso donde la profundidad del terreno es menor que 60 m.	1
S2	Un contorno de terreno con condiciones de terreno duro o denso don de la profundidad del terreno excede los 60 m.	1,2
S3	Un contorno de terreno de 12 m o mas en profundidad conteniendo mas de 6 m de arcilla media dura o blanda pero mayores que 12 m de arcilla blanda	1,5
S4	Un contorno de terreno que contiene mas de 12 m de arcilla blanda.	2

Fuente: Tabla E-3, página E-6, API 650 año 2003.

Paso5. Se ingresa el menor de los valores descritos en la tabla, teniendo en cuenta el coeficiente sísmico mínimo es de 0,6.

Figura 14.5. Coeficiente sísmico C1.

5 Coeficiente Sísmico C1	
Según E.3.3.1 API 650 2003	
ZIC1	0,24
ZIC2	0,090
C1 min	0,6
C1	0,6 impulsivo Usar

Fuente: Elaboración propia.

Paso6. El coeficiente sísmico C2 se calcula en forma automática.

Figura 14.6. Coeficiente sísmico C2.

6 Coeficiente Sísmico C2		
<i>E.3.3.2, página E-4 API 650 2003.</i>		
C2	0,23	convectivo

Fuente: Elaboración propia.

Paso7. El cálculo de los pesos efectivos tanto de la masa impulsiva como convectiva se realizan en forma automática y se presentan en la siguiente tabla:

Figura 14.7. Pesos efectivos.

7 Pesos Efectivos			
Relación D/h	1,44		
WT	14.701.237	N	sustancia
W1/WT	0,706		
W2/WT	0,313		
W1	10.374.485	N	impulsivo
W2	4.594.553	N	convectivo
Ws	240.994	N	manto
Wt	115.438	N	techo

Fuente: Elaboración propia.

Notar que las relaciones entre los pesos normalmente se extraen desde gráficos, pero para hacer más automática la planilla, estos valores se calculan a través de una función.

Paso8. Al igual que en el punto anterior las distancias a los centros de gravedad de las masas se calculan de manera automática mediante la utilización de la siguiente tabla:

Figura 14.8. Centros de acción de las cargas.

8 Centros de Acción de las Cargas			
Relación D/h	1,44		
X1/h	0,39		
X2/h	0,657		
X1	3,80	m	impulsiva
X2	6,40	m	convectiva
Xs	5,14	m	
Xr	12,2	m	

Fuente: Elaboración propia.

Paso9. El momento volcante se determina en forma automática mediante la utilización de la información obtenida de los puntos anteriores.

Figura 14.9. Momento volcante.

9 Momento Volcante		
M	12.748.276	N-m
M	1.301	Ton-m

Fuente: Elaboración propia.

Paso10. Al igual que el momento volcante, el corte basal producto del sismo se calcula en forma automática.

Figura12.10. Corte basal.

10 Corte Basal		
Q	2.989.373	N
Q	305	Ton

Fuente: Elaboración propia.

Planilla 15, Análisis Sísmico con Nch2369 of. 2003.

El diseño de este tipo de estructuras por la Nch2369 consiste solo en realizar algunas modificaciones a la norma americana API 650.

A continuación se describe el proceso de diseño por la norma chilena.

Paso1. Se debe definir el factor de importancia de acuerdo a las categorías definidas en la tabla de la Figura 15.1.

Figura 15.1. Factor de importancia.

1 Factor de Importancia sección 4.3, Nch2369.	
Grupo	"I"
C1	1,2
C2	1,0
C3	0,8
	1,0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15.1. Descripción de las categorías según importancia de la estructura.

Categoría	Descripción
C1	a) Vitales, que se deben mantener en funcionamiento para controlar incendios o explosiones y daño ecológico, y atender las necesidades de salud y primeros auxilios a los afectados.
	b) Peligrosas, cuya falla involucra riesgo de incendio, explosión o envenenamiento del aire o las aguas.
	c) Escenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción
C2	Obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles a reparación rápida que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción y que tampoco pueden poner en peligro otras obras de categoría C1.
C3	Obras y equipos menores, o provisionales, cuya falla sísmica no ocasiona detenciones prolongadas, ni tampoco, ni tampoco puede poner en peligro otras obras de las categorías C1 y C2.

Fuente: Sección 4.3.1 de la Nch2369 of. 2003.

Paso2. La normativa chilena define que el factor de modificación de respuesta máximo que puede tomar en el diseño de estanques es de 4 y las definiciones de los respectivos casos se encuentran en la tabla 5.6 de la Nch2369.

Figura 15.2. Factor de modificación de respuesta.

2 Factor de Modificación de Respuesta	
<i>Sección 11.8.6, página 65 Nch 2369 2003.</i>	
R.	4

Fuente: Elaboración propia.

Paso3. El coeficiente sísmico C1 se calcula en base al factor de modificación de respuesta y el coeficiente de amortiguamiento. En la planilla este procedimiento se realiza en forma automática.

Figura 15.3. Coeficiente Sísmico C1.

3 Coeficiente Sismico C1	
<i>Sección 11.8.8, página 65 Nch 2369 2003</i>	
C1	0,32 impulsivo

Fuente: Elaboración propia.

Paso4. Se debe ingresar el valor de la zona sísmica y tipo de suelo, de acuerdo a la sección 11.8.8 de la Nch2369 of. 2003.

Figura15.4. Coeficientes C2.

4 Coeficiente Sísmico C2
Sección 11.8.8, página 65 Nch 2369 2003

Zona Sísmica	3	
Tipo de Suelo	3	
g (m/s ²)	9,8	
A0	3,92	
R	4	
T' (seg.)	0,62	
n	1,8	
ξ	0,005	de norma
T* (seg.)	3,996	convectivo de API650
C2	0,04	convectivo

Fuente: Elaboración propia.

Paso5. Los pesos efectivos se determinan de la misma manera que en la norma API 650 del año 2003.

Figura 15.5. Pesos efectivos.

5 Pesos Efectivos

Relación D/h	1,44		
WT	14.701.237	N	de la sustancia
W1/WT	0,706		
W2/WT	0,313		
W1	10.374.485	N	impulsivo
W2	4.594.553	N	convectivo
Ws	240.994	N	manto
Wr	115.438	N	techo

Fuente: Elaboración propia.

Notar que las relaciones entre los pesos normalmente se extraen desde gráficos, pero para hacer más automática la planilla, estos valores se calculan a través de una función.

Paso6. Al igual que en el punto anterior las distancias a los centros de gravedad de las masas se calculan de manera automática mediante la utilización de la siguiente tabla:

Figura 15.6. Centros de acción de las cargas.

6 Centros de Acción de las Cargas			
Relación D/h	1,437		
X1/h	0,390		
X2/h	0,657		
X1	3,80	m	impulsiva
X2	6,40	m	convectiva
Xs	5,1	m	
Xr	12,2	m	

Fuente: Elaboración propia.

Paso7. El momento volcante se determina en forma automática mediante la utilización de la información obtenida de los puntos anteriores.

Figura 15.7. Momento volcante.

7 Momento Volcante		
M	14.640.926	N-m
M	1.494	Ton-m

Fuente: Elaboración propia.

Paso8. Al igual que el momento volcante, el corte basal producto del sismo se calcula en forma automática.

Figura 15.8. Corte basal.

8 Corte Basal		
Q	3.617.675	N
Q	369	Ton

Fuente: Elaboración propia.