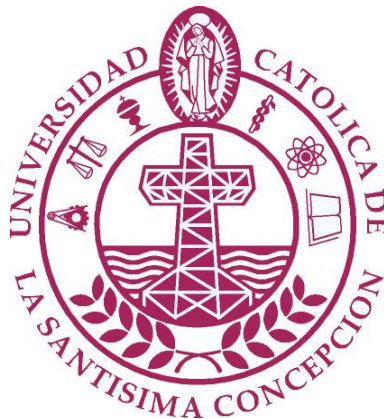


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**COMPARACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES DE ACERO SEGÚN
NORMAS NORTEAMERICANA, NEOZELANDESA Y LAS RECOMENDACIONES
CHILENAS.**

SERGIO M. HERNÁNDEZ CASTILLO

**INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía

Nelson Maureira C.

Concepción, Octubre 2007

*Y mientras las olas se estrellaban en las rocas,
el mar que me miraba, me decía:
"Cuando siento dudas respecto a mi poder para destruir las rocas,
volteo a ver las grandes playas de arena...
Y renace mi esperanza".*

Anónimo

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por ser la luz que ilumina mi camino en todo momento, sin ellos este gran paso de mi vida no hubiese sido posible, gracias por esos consejos y palabras de aliento que me han llevado a cumplir este sueño.

Hermana infinitas gracias por tu apoyo y comprensión incondicional en los momentos más difíciles.

A mis amigos y compañeros de universidad, gracias a todos ellos por aquellos momentos inolvidables que compartimos.

A mi profesor guía Nelson Maureira Carsalade por los conocimientos y ayuda académica entregados durante este largo camino.

Finalmente quiero manifestar mi gratitud y reconocimiento hacia los funcionarios de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, quienes con su labor me aportaron con las herramientas necesarias para poder cumplir mi meta.

RESUMEN

Dentro de la gran actividad industrial y de suministros de servicios básicos de un país se utilizan elementos de almacenamiento de materias primas o procesadas. Un tipo de estos elementos son los estanques verticales de almacenamiento de líquido apoyados en el suelo. El aseguramiento del buen funcionamiento de estas estructuras durante su vida útil y, más importante aún, frente a un sismo, es de vital importancia para la seguridad de las estructuras mismas, las personas y el medio ambiente.

En la región del Bío Bío, se encuentra una las principales plantas de refinamiento de combustible de ENAP donde se requiere almacenar grandes volúmenes de crudo y de otros líquidos combustibles, por lo tanto es necesario contar con estudios que entreguen una mayor seguridad y desempeño de estas estructuras.

En 1935 se estableció por primera vez una norma para el diseño de estanques de acero en el Journal AWWA EEUU, pero no incluía disposiciones para sismos. A finales de 1950 y comienzos de 1960, Housner (1963) realizó un análisis dinámico del movimiento oscilatorio de estanques para la industria de energía nuclear.

Uno de los procedimientos de diseño sísmico más común para los estanques es basado en el modelo mecánico propuesto por G.W. Housner para estanques rígidos en donde se divide la presión hidrodinámica del líquido en dos, una presión impulsiva y otra convectiva.

Teniendo en cuenta que en nuestro país no existe una norma que entregue especificaciones claras con respecto al diseño de estanques de acero para contener líquidos, es por lo que se acepta el uso de las normas o recomendaciones de diseño de estanque de EEUU y Nueva Zelanda, debido a esto nace la inquietud de analizar las normas vigentes, de los países anteriormente nombrados, para la aplicación en la práctica chilena. Para esta investigación se escogió como objeto de estudio “un estanque superficial cilíndrico vertical de acero anclado en el suelo sobre una base de hormigón para el almacenamiento de líquidos”, el

cual contará con un techo fijo de forma cónica que traspasará su peso al cuerpo del estanque.

Las normas norteamericanas y neozelandesas no incluyen sismos de origen subductivos por ende, el espectro de diseño no necesariamente es el mismo de nuestro país, por lo que es necesario ajustar los parámetros y ecuaciones. Este ajuste se debe realizar utilizando las especificaciones de la norma NCh 2369 Of. 2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”.

El comportamiento de un estanque cuando es sometido a un desplazamiento lateral o sismo, provoca que el líquido que contiene se mueva de dos formas distintas una porción que trabaja en forma impulsiva y la otra convectiva. La primera es la masa se mueve en forma solidaria con el recipiente; la segunda masa corresponde a la porción cercana a la superficie que se desplaza en forma contraria al movimiento del estanque y con una significativa componente de desplazamiento vertical. Este comportamiento debe ser comprendido a cabalidad para realizar una modelación de la estructura que represente la realidad en todos sus términos.

Entonces, el objetivo de este proyecto será estudiar el comportamiento dinámico de “los estanques superficiales cilíndricos verticales de acero anclados en el suelo sobre una base de hormigón para el almacenamiento de líquidos”, basados en las normativas vigentes de EEUU, Nueva Zelanda y Chile, todo este estudio se realiza para tres estanques que poseen alturas distintas.

A partir del análisis anterior se verificará si las normas y recomendaciones disponibles hoy en el país son adecuadas y/o equivalentes.

ABSTRACT

In industrial activity of a country, the basic and processed material storage is an important element to consider. Among these containers we can find liquid vertical container stuck in the floor. Proper functioning of these structures during its useful life is imperative, even more in case of natural disasters. To ensure security in these structures is essential to preserve environmental and people's life.

In 1935, a steel container design was established in AWWA USA Journal, but it did not include disposition in case of earthquake. Between 1950 and 1960, Housner realized some dynamic analysis concern to the oscillating movement in nuclear energy industrial containers.

One of the most common seismic design procedures for containers is based on the mechanic model proposed by G.W. Housner. Where in rigid containers hydraulic pressure of liquid is divided in two: impulsive and convective pressure.

In our country does not exist a norm with clear and proper specifications concerning to steel containers design for liquids elements. Most of the recommendations and norms respecting to containers design are taken form United States and New Zealand. Thus it is necessary to review and analyze current rules.

The main purpose of this thesis is focused on the dynamic functioning of Steel vertical cylindrical containers for liquid storage stuck in the floor over a concrete base. This work will be based in the present regulation disposed in United State, New Zealand and Chile, all this study is made for three pools that have different heights.

From the previous analysis, it is verified if standards and recommendations currently available in Chile are proper or adequate.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1-1
1.1 GENERAL.....	1-1
1.2 OBJETIVO GENERAL.....	1-5
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1-6
1.4 ELECCIÓN TIPO DE ESTANQUE.....	1-7
2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	2-1
2.1 GENERAL.....	2-1
2.2 EVOLUCIÓN DE SISMO COMO DEFINICIÓN.....	2-2
2.3 ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUE.....	2-4
2.4 NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO EN ESTUDIO.....	2-9
2.4.1 NORMA ESTADOUNIDENSE API 650 ad2003.....	2-9
2.4.2 CÓDIGO NEOZELENDÉS SDST NZ 1986.....	2-10
2.4.3 NORMA CHILENA NCh 2369 Of.2003.....	2-11
2.5 PRESIONES DINÁMICAS EN ESTANQUES DE ALMACENAMIENTO SEGÚN G. W. HOUSNER.....	2-12
3. METODOLOGÍA.....	3-1
3.1 GENERAL.....	3-1
3.2 SOFTWARE UTILIZADO EN EL ANÁLISIS.....	3-2
3.3 DISEÑO SÍSMICO SEGÚN NORMA ESTADOUNIDENSE API 650 ad2003.....	3-5
3.3.1 MASAS EFECTIVAS.....	3-6
3.3.2 ALTURAS EFECTIVAS.....	3-7
3.3.3 CÁLCULO DE LOS PERÍODOS.....	3-8
3.3.4 COEFICIENTES ASOCIADOS A LA FUERZA SÍSMICA.....	3-9

3.3.5	MOMENTO VOLCANTE.....	3-10
3.3.6	COMPRESIÓN EN EL MANTO3.....	3-10
3.3.7	ALTURA MÁXIMA DE LA OLA.....	3-11
3.4	DISEÑO SÍSMICO SEGÚN NORMA NEOZELANDESA SDST NZ.....	3-18
3.4.1	COEFICIENTES DE FUERZA SÍSMICA.....	3-21
3.4.2	MASAS Y ALTURAS ASOCIADAS AL SISMO.....	3-23
3.4.2.1	MASAS SÍSMICAS.....	3-24
3.4.2.2	ALTURAS EFECTIVAS DE LAS MASAS.....	3-26
3.4.3	PERÍODOS.....	3-27
3.4.4	CORTE EN LA BASE.....	3-29
3.4.5	MOMENTO EN LA BASE.....	3-29
3.4.6	ALTURA DE OLA CONVECTIVA.....	3-30
3.4.7	COMPRESIÓN EN LA PARED.....	3-30
3.5	DESARROLLO DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES.....	3-34
3.5.1	DEFINICIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	3-34
3.5.1.1	MODELO DINÁMICO EQUIVALENTE.....	3-41
3.5.1.2	MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS.....	3-42
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	4-1
4.1	GENERAL.....	4-1
4.2	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS CON API 650 ad2003 Y NCh 2369 Of2003.....	4-2
4.2.1	COEFICIENTES SÍSMICOS.....	4-2
4.2.2	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE LAS MASAS.....	4-6
4.2.3	CORTE BASAL.....	4-8
4.2.4	MOMENTO VOLCANTE.....	4-9
4.3	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS CON SDSTS NZ Y NCh 2369 Of2003.....	4-10
4.3.1	COEFICIENTES SÍSMICOS.....	4-10

4.3.2 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE LAS MASAS.....	4-12
4.3.3 CORTE BASAL.....	4-16
4.3.4 MOMENTO VOLCANTE.....	4-17
4.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARA LOS TRES ESTANQUES EN ESTUDIO.....	4-18
4.4.1 COMPORTAMIENTO CORTE BASAL.....	4-18
4.4.2 COMPORTAMIENTO MOMENTO VOLCANTE.....	4-22
4.4.3 COMPARACIÓN ALTURA DE OLA.....	4-26
4.4.4 COMPARACIÓN COMPRESIÓN EN LA PARED.....	4-27
4.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS.....	4-28
4.5.1 FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE LAS MASAS MODALES....	4-28
4.5.2 PERÍODOS Y MODOS DE VIBRAR.....	4-30
4.6 DEFINICIÓN DE ESPECTROS DE ACELERACIONES.....	4-36
5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	5-1
5.1. GENERAL.....	5-1
5.2. COMENTARIOS.....	5-2
5.3 CONCLUSIONES.....	5-14
6. BIBLIOGRAFÍA.....	6-1

FIGURAS

Figura 1.1 Mapa Octava Región.....	1-2
Figura 1.2 Estanque Bajo.....	1-3
Figura 1.3 Estanque Mediano.....	1-3
Figura 1.4 Estanque Alto y Esbelto.....	1-3
Figura 1.5 Estanque Rectangular de Hormigón Armado.....	1-8
Figura 1.6 Estanque Vertical de Acero.....	1-8
Figura 1.7 Estanque Cilíndrico sin techo.....	1-9
Figura 1.8 Estanque de Acero con Techo Flotante.....	1-9
Figura 1.9 Estanque Horizontal de Acero.....	1-9
Figura 2.1 Modelo Mecánico propuesto por Housner 1954.....	2-5
Figura 2.2 Pandeo “Pata de Elefante”.....	2-6
Figura 2.3 Falla de la Parte Superior de la Pared.....	2-7
Figura 2.4 Falla de la Fundación por Licuación.....	2-7
Figura 2.5 Falla de los Anclajes.....	2-8
Figura 2.6 Modelo Mecánico equivalente.....	2-13
Figura 2.7 Estanque de Forma Cilíndrica.....	2-14
Figura 2.8 Modelo Mecánico Simplificado (1963).....	2-18
Figura 3.1 Modelación de Estructuras en SAP2000.....	3-3
Figura 3.2 Masas Efectivas.....	3-6
Figura 3.3 Altura de Acción de la Fuerza Sísmica.....	3-7
Figura 3.4 Factor k	3-9
Figura 3.5 Desplazamiento del Líquido y modelo Mecánico.....	3-12
Figura 3.6 Factor de Probabilidad A_p	3-21
Figura 3.7 Parámetro A_k	3-22
Figura 3.8 Modelo Mecánico Equivalente.....	3-23
Figura 3.9 Masas Impulsivas.....	3-25

Figura 3.10 Masa Convectiva.....	3-25
Figura 3.11 Alturas Impulsivas.....	3-26
Figura 3.12 Altura Convectiva h_j	3-27
Figura 3.13 Coeficiente Asociado al Período Impulsivo, K_h	3-28
Figura 3.14 Valor de $T = \sqrt{g/R}$	3-28
Figura 3.15 Desplazamiento Líquido y Distancias Geométricas.....	3-31
Figura 3.16 Modelación Líquido-Estanque de G. Housner 1959.....	3-34
Figura 3.17 Modelo Desacoplado Equivalente.....	3-38
Figura 3.18 Modelo Péndulo Invertido.....	3-39
Figura 3.19 Grados de Libertad.....	3-39
Figura 3.20 Modos Convectivos.....	3-41
Figura 3.21 Modos Impulsivos.....	3-41
Figura 3.22 Total de Barras para la Modelación.....	3-44
Figura 3.23 Grados de libertad Barra.....	3-44
Figura 3.24 Apoyo Simple en la Masa (m_i).....	3-45
Figura 4.1 Coeficientes Sísmicos Convectivos según API 650 y NCh 2369.....	4-2
Figura 4.2 Coeficientes Sísmicos Convectivos según API 650 y NCh 2369 (Tramo del Período Convectivo del Estanque E1).....	4-3
Figura 4.3 Coeficientes Sísmicos Impulsivos según API 650 y NCh 2369.....	4-4
Figura 4.4 Coeficientes Sísmicos Impulsivos según API 650 y NCh 2369 (Tramo del Período Impulsivo del Estanque E1).....	4-5
Figura 4.5 Factor Final convectivo según API 650 y NCh 2369.....	4-6
Figura 4.6 Factor Final Impulsivo según API 650 y NCh 2369.....	4-7
Figura 4.7 Coeficientes Sísmicos Convectivos según SDST NZ y NCh 2369.....	4-10
Figura 4.8 Coeficientes Sísmicos Impulsivo según SDST NZ y NCh 2369.....	4-11
Figura 4.9 Factor Final Convectivo según SDST NZ y NCh 2369.....	4-12
Figura 4.10 Factor Final Impulsivo según SDST NZ y NCh 2369.....	4-13
Figura 4.11 Comportamiento del Factor Final de la Masa Impulsiva para SDST NZ, API 650 y NCh 2369.....	4-14

Figura 4.12 Comportamiento del Factor Final de la Masa Impulsiva para SDST NZ, API 650 y NCh 2369.....	4-15
Figura 4.13 Comportamiento Corte Basal Impulsivo.....	4-19
Figura 4.14 Comportamiento Corte Basal Convectivo.....	4-20
Figura 4.15 Comportamiento Corte Basal Total Q_0	4-21
Figura 4.16 Comportamiento Momento Volcante Impulsivo.....	4-22
Figura 4.17 Comportamiento Momento Volcante Convectivo.....	4-23
Figura 4.18 Comportamiento Momento Volcante Total M_0	4-24
Figura 4.19 Comportamiento Corte Basal Q_0 para las tres Normas.....	4-25
Figura 4.20 Comportamiento Momento Volcante M_0 para las tres Normas.....	4-25
Figura 4.21 Comparación Altura de Ola.....	4-26
Figura 4.22 Comparación Compresión en la Pared.....	4-27
Figura 4.23 Deformada Modo 1 (E1).....	4-30
Figura 4.24 Deformada Modo 2 (E1).....	4-31
Figura 4.25 Deformada Modos 48 y 49 (E1).....	4-31
Figura 4.26 Deformada Modos 1 y 2 (E3).....	4-33
Figura 4.27 Deformada Modo 60 (E3).....	4-33
Figura 4.28 Deformada Modo 124 (E3).....	4-34
Figura 4.29 Espectros de Aceleraciones Convectivas.....	4-37
Figura 4.30 Espectros de Aceleraciones Impulsivas.....	4-37
Figura 4.31 Espectro de Aceleración Híbrido para SDST NZ.....	4-39
Figura 4.32 Espectro de Aceleración Híbrido para NCh 2369.....	4-39
Figura 4.33 Espectro de Aceleración Híbrido para API 650.....	4-40
Figura 4.34 Máxima Compresión en la Pared con espectro extranjero.....	4-41
Figura 4.35 Máxima Compresión en la Pared con espectro chileno.....	4-42
Figura 4.36 Corte basal y Momento volcante máximo para MEF E1.....	4-43
Figura 4.37 Corte basal y Momento volcante máximo para MEF E2.....	4-44
Figura 4.38 Corte basal y Momento volcante máximo para MEF E3.....	4-45

TABLAS

Tabla 1.1 Dimensiones de los estanques estudiados.....	1-3
Tabla 3.1 Parámetro S.....	3-10
Tabla 3.2 Dimensiones de Estanques en estudio.....	3-13
Tabla 3.3 Datos de Entrada, planilla de cálculo según API 650 y NCh 2369.....	3-13
Tabla 3.4 Probabilidad Anual de Excedencia del sismo.....	3-20
Tabla 3.5 Amortiguamiento.....	3-22
Tabla 3.6 Dimensiones de Estanques en estudio.....	3-32
Tabla 3.7 Datos de Entrada, planilla de cálculo según SDST NZ y NCh 2369.....	3-32
Tabla 4.1 Comparación Parámetros API 650 y NCh 2369.....	4-8
Tabla 4.2 Comparación Corte Basal E1.....	4-8
Tabla 4.3 Comparación Momento Volcante E1.....	4-9
Tabla 4.4 Comparación Parámetros SDST NZ y NCh 2369.....	4-16
Tabla 4.5 Comparación Corte Basal E1.....	4-17
Tabla 4.6 Comparación Momento Volcante E1.....	4-17
Tabla 4.7 Relación H/D.....	4-18
Tabla 4.8 Aporte Fraccional de Componente Impulsiva a Q_0	4-18
Tabla 4.9 Aporte Fraccional de Componente Convectivo a Q_0	4-19
Tabla 4.10 Aporte Fraccional de Componente Impulsiva a M_0	4-22
Tabla 4.11 Aporte Fraccional de Componente Convectivo a M_0	4-23
Tabla 4.12 Altura de Ola.....	4-26
Tabla 4.13 Compresión en la Pared.....	4-27
Tabla 4.14 Factores de Participación Modal E1.....	4-28
Tabla 4.15 Modos Predominantes E1.....	4-30
Tabla 4.16 Modos Predominantes E3.....	4-32
Tabla 4.17 Períodos Naturales E1.....	4-35
Tabla 4.18 Períodos Naturales E2.....	4-35

Tabla 4.19	Períodos Naturales E3.....	4-35
Tabla 4.20	Compresión en la Pared de SDST NZ.....	4-40
Tabla 4.21	Compresión en la Pared de API650 ad03.....	4-41
Tabla 4.22	MEF E1 + recomendaciones API650 ad03.....	4-42
Tabla 4.23	MEF E1 + recomendaciones SDST NZ.....	4-42
Tabla 4.24	MEF E2 + recomendaciones API650 ad03.....	4-43
Tabla 4.25	MEF E2 + recomendaciones SDST NZ.....	4-43
Tabla 4.26	MEF E3 + recomendaciones API650 ad03.....	4-44
Tabla 4.27	MEF E3 + recomendaciones SDST NZ.....	4-44
Tabla 5.1	Coefficientes sísmicos calculados según normas utilizadas.....	5-2
Tabla 5.2	Factor de Amplificación de la masa convectiva.....	5-3
Tabla 5.3	Factor de Amplificación de la masa impulsiva.....	5-3
Tabla 5.4	Períodos Impulsivos equivalentes en cada norma y según cada modelación.....	5-4
Tabla 5.5	Períodos Convectivos equivalentes en cada norma y según cada modelación.....	5-5
Tabla 5.6	Altura de Ola.....	5-5
Tabla 5.7	Compresión en la Pared.....	5-6
Tabla 5.8	Aporte Fraccional de Componente Impulsiva a Q_0	5-7
Tabla 5.9	Aporte Fraccional de Componente Convectivo a Q_0	5-8
Tabla 5.10	Aporte Fraccional de Componente Impulsiva a M_0	5-9
Tabla 5.11	Aporte Fraccional de Componente Convectivo a M_0	5-10
Tabla 5.12	Comparación Cortes Basales.....	5-12
Tabla 5.13	Comparación Momentos Volcantes.....	5-12

NOMENCLATURA

API 650 ad03

b	Fuerza máxima de compresión en el fondo del primer anillo, en N/m.
C_1	Coefficientes sísmicos de la fuerza lateral Impulsiva.
C_2	Coefficientes sísmicos de la fuerza lateral convectiva.
D	Diámetro nominal del estanque, en m.
$d_{\text{máx}}$	Altura máxima de ola, en m.
F_a	Tensión de compresión máxima permitida en la pared, en MPa.
F_{ty}	Tensión de fluencia del anillo inferior, en MPa.
G	Gravedad específica del líquido almacenado.
H	Nivel máximo del líquido en el estanque, en m.
H_t	Altura total del estanque, en m.
I	Factor de importancia, no debe exceder el valor de 1,25 para estanques que almacenan sustancias peligrosas o los que colocan en riesgo la seguridad de las personas.
k	Factor obtenido desde la figura 3.4 (capítulo 3) que depende de la razón D/H .
M	Momento volcante aplicado en el fondo de la pared del estanque, en N-m.
M_1	Momento volcante provocado por la componente impulsiva, en N-m.
M_2	Momento volcante provocado por la componente convectiva, en N-m.
M_r	Momento volcante provocado por el techo, en N-m.
M_s	Momento volcante provocado por el manto del estanque, en N-m.

S	Coeficiente de amplificación del suelo, obtenido de tabla E-3 de apéndice E de API 650.
T	Período natural del primer modo de oleaje, en segundos.
t	Espesor del anillo inferior del estanque, en mm.
t_b	Espesor manto del estanque, en mm.
Q_0	Corte en la base del estanque, en N.
Q_1	Corte en la base provocado por la componente impulsiva, en N.
Q_2	Corte en la base provocado por la componente convectiva, en N.
Q_r	Corte en la base provocado por el techo, en N.
Q_s	Corte en la base provocado por el manto, en N.
W_1	Peso de la masa impulsiva determinada en el punto a, en N.
W_2	Peso de la masa convectiva se determinado en el punto a, en N.
W_T	Peso total del líquido contenido en el estanque, en N.
W_r	Peso total del techo, en N.
W_s	Peso total del estanque, en N.
W_t	Peso del manto y techo repartido en el perímetro del estanque, N/m.
X_1	Altura impulsiva se determina en el punto b, en m.
X_2	Altura convectiva determina en el punto b, en m.
X_s	Altura del centro de gravedad del estanque desde el fondo, en m.
Z	Factor de la zona sísmica (aceleración horizontal del sismo). Según tabla E-2 del apéndice E de API 650.

NCh 2369 Of2003

A_0	Aceleración efectiva máxima tabla 5.2 de norma NCh 2369.
C	Coefficiente sísmico.
$C_{\text{máx}}$	Coefficiente sísmico máximo tabla 5.7 de norma NCh 2369.
g	Aceleración de gravedad.
I	Coefficiente de importancia, indicado en el 4.3.2 de norma NCh 2369.
M_0	Momento volcante total en la base.
M_c	Momento volcante provocado por la componente convectiva.
M_i	Momento volcante provocado por la componente impulsiva.
M_m	Momento volcante provocado por la pared del estanque.
M_t	Momento volcante provocado por el techo.
P	Peso total del nivel basal.
Q_0	Esfuerzo total de corte en la base.
Q_c	Corte en la base provocado por la componente convectiva.
Q_i	Corte en la base provocado por la componente impulsiva.
Q_m	Corte en la base provocado por la pared del estanque.
Q_t	Corte en la base provocado por el techo.
R	Factor de modificación de la respuesta.
T', n	Parámetros relativos al tipo de suelo tabla 5.4 de NCh 2369.
T^*	Período fundamental de vibración en la dirección de análisis.
ξ_i	Razón de amortiguamiento impulsivo.
ξ_c	Razón de amortiguamiento convectivo.

CÓDIGO NEOZELANDÉS

A_h	Respuesta de la aceleración horizontal normalizada.
A_p	Factor de probabilidad determinado.
E	Módulo de elasticidad del material del estanque.
F_y	Tensión de fluencia del acero.
H	Altura del líquido contenido.
H_T	Altura total del estanque.
K_h	Coefficiente asociado al período obtenido de la figura 3.13 pág. 3-28.
M_{0T}	Momento volcante total en la base.
M_1	Momento producido por la componente de la masa convectiva.
M_f	Momento producido por la componente flexible de la masa impulsiva.
M_r	Momento producido por la componente rígida de la masa impulsiva.
Q_0	Esfuerzo total de corte en la base.
Q_1	Corte basal provocado por la componente convectiva.
Q_f	Corte basal provocado por la componente flexible impulsiva.
R	Radio del estanque.
R_m	Radio medio del estanque.
\bar{T}_0	Período del modo impulsivo equivalente al sistema estanque-fundación, para una fundación rígida.
T_1	Período del primer modo convectivo.
T_f	Período asociado a la vibración del estanque-líquido.
$C_h(T)$	Coefficiente sísmico asociado al período T .

g	Aceleración de gravedad.
m_o	Masa impulsiva para estanque rígido.
m_1	Masa equivalente para el primer modo convectivo.
m_f	Masa impulsiva para el modo de deformación horizontal de las paredes.
m_ℓ	Masa total de líquido contenida en el estanque.
m_r	$(m_o - m_f)$ Masa impulsiva para el cuerpo rígido.
m_t	Masa del techo del estanque.
m_w	Masa de la pared del estanque.
t	Espesor de pared del estanque.
α	Coefficiente máximo de aceleración.
β	Valor asociado a la zona sísmica.
ρ_ℓ	Densidad líquido.
ρ_{ace}	Densidad del acero.
γ_ℓ	Peso específico del líquido contenido en el estanque.
E	Módulo de elasticidad del material del estanque.
$\xi_{impulsivo}$	Amortiguamiento para la componente impulsiva.
$\xi_{convectivo}$	Amortiguamiento para la componente convectiva.

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERAL

Dentro de la gran actividad industrial y de suministros de servicios básicos de un país se utilizan elementos de almacenamiento de materias primas o procesadas.

Un tipo de estos elementos de almacenamiento de líquidos son los estanques verticales apoyados en el suelo, por lo tanto es necesario asegurar el buen funcionamiento de estas estructuras durante su vida útil y más importante aún frente a un sismo, ya que es de vital importancia para la seguridad de las estructuras mismas, personas y medio ambiente.

En la región del Bío Bío de nuestro país, se encuentra una las principales plantas de refinamiento de combustible de ENAP donde se requiere almacenar grandes volúmenes de crudo y de otros líquidos combustibles producto de su labor; por lo tanto, es necesario contar con estudios que entreguen una mayor seguridad y desempeño de estas estructuras con respecto a la realidad que posee nuestro país frente a los eventos sísmicos, ya que es uno de los de mayor riesgo en el mundo.

En esta tesis, el problema de los estanques será acotado a analizar “un estanque superficial cilíndrico vertical de acero anclado en el suelo sobre una base de hormigón para el almacenamiento de líquidos”, el cual contará con un techo fijo de forma cónica que traspasará su peso de forma uniforme al cuerpo del estanque. Las características que corresponden a las condiciones de servicio estarán limitadas por el lugar de emplazamiento del estanque, lo cual será en la VIII Región de Chile, específicamente en Concepción. Con esta descripción geográfica se podrá determinar la zona sísmica, tipo de suelo, y además parámetros sísmicos relevantes.



Figura 1.1 Mapa Octava Región, Chile. (Fuente: <http://www.altaluz.cl>)

Teniendo en cuenta que dentro de la norma chilena NCh 2369 Of. 2003 para “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, se hace referencia a las estructuras de almacenamiento de líquidos (estanques), entregando sólo algunas especificaciones generales para el diseño sísmico y aceptando como norma de diseño de estanques a las normas extranjeras de EEUU API 650 y Nueva Zelanda entre otras. Surgen entonces las preguntas: ¿Cuál es más la segura? ¿Cuál representa mejor la realidad chilena? ¿Es posible homologar los procesos de diseño?. Debido a estas preguntas se plantea la necesidad de estudiar el comportamiento sísmico de los estanques de almacenamiento de líquidos diseñados con las normas extranjeras y comparar los parámetros de diseño de éstas.

Para el estudio del comportamiento sísmico de la estructura antes definida se utilizará una serie de procedimientos que luego se compararán. Para empezar se realizará el análisis de diseño sísmico de cada una las normas extranjeras sumando a ellas las recomendaciones de la norma chilena NCh 2369 Of2003. Posteriormente se construirá un modelo por elementos finitos ingresado en el programa estructural SAP2000, de donde se obtendrán los resultados necesarios para realizar la comparación con las normas.

Los parámetros normalizados de comparación que se utilizarán son:

- Corte basal debido al sismo
- Momento basal debido al sismo
- Períodos asociados a la estructura

Para evaluar la sensibilidad de los estanques de acero a la variación de su altura se obtienen todos los elementos de comparación anteriormente nombrados para 3 estanques, los cuales sólo se diferencian en su altura.

	Estanque 1	Estanque 2	Estanque 3
	E1	E2	E3
Altura del estanque	6	9	17
Altura del líquido almacenado	4	8	15

Tabla 1.1 Dimensiones de los estanques estudiados



Figura 1.2 Estanque bajo.
(Fuente: <http://www.tecnicalacero.com>)



Figura 1.3 Estanque mediano.
(Fuente: <http://www.otiasa.com>)



Figura 1.4 Estanque alto y esbelto
(Fuente: <http://www.otiasa.com>)

Con todo esto se pretende definir procedimientos claros que permitan aplicar las metodologías de diseño extranjeras, considerando los parámetros de las normas chilenas que definen las condiciones sísmicas locales, y eventualmente generar algunas recomendaciones de diseño que apoyen lo contenido en la norma chilena y simplificar el trabajo para el diseño sísmico de estanques verticales para almacenamiento de líquidos.

El presente trabajo ha sido dividido en 5 capítulos. El primer capítulo describe la motivación del porqué estudiar el tema referido a estanques de acero soldados y el objetivo principal de la tesis. En el segundo capítulo se hace referencia a la recopilación bibliográfica en donde se describe los tópicos relevantes que se utilizan en este estudio. El tercer capítulo describe la metodología a seguir para el diseño sísmico de los recipientes de acuerdo a cada norma: API 650 ad2003, SDST NZ y NCh 2369 Of2003 y concluir con la definición del modelo por elementos finitos.

Luego en el cuarto capítulo se muestran todos los resultados obtenidos siendo la principal herramienta de comparación de los parámetros definidos en el capítulo tres, con estos análisis se describe el comportamiento de un estanque de acero al variar su altura y se puede validar la creación del modelo computacional.

Como último y quinto capítulo se presentan las observaciones finales, comentarios y conclusiones del análisis realizado con las tres normas, esto se realiza con los resultados que se obtuvieron al realizar las verificaciones con los 3 estanques de dimensiones antes mencionadas y compararlos con los modelos hechos en el software computacional.

1.2 OBJETIVO GENERAL

En nuestro país no existe una norma que entregue especificaciones claras con respecto al diseño de estanques de acero para contener líquidos, debido a esto nace la inquietud de analizar un estanque de acero vertical que represente la realidad de nuestro país. En la norma NCh 2369 Of. 2003 “Diseño Sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, sólo se hace referencia a las normas vigentes en EEUU, Nueva Zelanda y algunas recomendaciones señaladas en el caso chileno.

Al realizar un análisis del diseño sísmico descrito en los códigos y además un análisis modal espectral con modelos por elementos finitos se puede desarrollar una comparación entre las normas y así determinar los puntos en donde una norma es más segura que la otra y además si las normas recomendadas en el país son suficientes.

Finalmente con este estudio se pretende ayudar a la complementación de una norma chilena que incluya especificaciones que estén acorde con la realidad de nuestro país, abrir nuevas líneas de investigación y determinar una serie de diferencias entre las normas que ayudarán a la seguridad de las estructuras, personas, medio ambiente y líquidos que se guardan en los estanques.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A continuación se detallan los objetivos específicos que se realizan en esta tesis al estudiar las normas EEUU, Nueva Zelanda y Chilena:

1. Estudiar las metodologías de diseño sísmico de estanques de acero según las normas API 650 ad03 “Welded Storage Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute Standard” (EE.UU.) y el código SDST NZ “Seismic Design Of Storage Tanks, 1986” (Nueva Zelanda).
2. Realizar los análisis de 3 estanques de acero con altura variable aplicando las normas extranjeras más las recomendaciones de la norma chilena, todo esto para determinar la sensibilidad de los elementos de comparación, como momento volcante y corte basal.
3. Realizar una modelación por elementos finitos por medio del software SAP2000 y comparar los resultados obtenidos con esta modelación con los obtenidos con las normas estudiadas, los parámetros de comparación son momento volcante y corte basal.

1.4 ELECCIÓN TIPO DE ESTANQUE

Los estanques de almacenamiento tienen como fin la reserva de un producto que será utilizado y/o comercializado en el futuro. Según la norma NCh 2369 Of.2003 los estanques se clasifican en elevados o apoyados en el suelo y en el punto 11.8 se hace referencia a los estanques de forma cilíndrica o rectangular, simétricos respecto de un eje vertical y con el fondo apoyado directamente sobre el suelo, en este estudio se elegirá los estanques cilíndricos, los cuales pueden ser cilíndricos horizontales y cilíndricos verticales de fondo plano; los primeros son recomendables para volúmenes pequeños, ya que presentan fallas de corte y flexión, mientras que los otros permiten almacenar grandes volúmenes, pero con la limitante de que deben ser usados a presión atmosférica o presiones internas pequeñas; como último punto de diferenciación que se puede encontrar en la norma chilena es el tipo de material que usará en la fabricación del estanque, el cual puede ser de hormigón o acero. Pero esta clasificación se puede acotar de una forma más exhaustiva, en donde los estanques cilíndricos verticales se pueden clasificar además según el tipo de techo o tapa que posean, lo cual dependerá del líquido que almacenan, según esta descripción tenemos tres categorías:

1. De techo fijo que se utiliza para almacenar líquidos que no son volátiles o de bajo contenido de inflamación como son: agua, asfalto, petróleo crudo, etc. Dentro de esta clasificación se encuentran los techos autosoportados y los techos soportados.
2. De techo flotante se utiliza para almacenar líquidos que son volátiles como: alcohol, gasolinas y combustibles en general. Este tipo de techo se creó para reducir el riesgo de almacenar productos inflamables.
3. Sin techo se usan para almacenar productos que no son afectados por la contaminación ni la evaporación atmosférica, y estos líquidos son agua cruda, residual, contra incendios, etc.

Otro parámetro que diferencia la estructuración de un estanque es la elección del tipo de sujeción que posee en la base del suelo, la cual puede ser anclada o sin anclaje.

Finalmente para el diseño y cálculo de estanques se debe contar con los datos y la información necesaria para desarrollar el proyecto. La información mínima requerida en condiciones de servicio es: volumen de almacenamiento, temperatura, peso específico del líquido, corrosión permisible, velocidad del viento, coeficiente sísmico de la zona, etc. Todas estas condiciones no se suponen y se debe tener conocimiento previo.

De acuerdo a lo anterior, es claro que las posibilidades en cuanto al tipo de estructuración son amplias, sin embargo, cualquier estudio que pretende llegar a conclusiones relevantes en cuanto al diseño debe abarcar todas las etapas del mismo, aplicadas a lo menos a un grupo acotado de tipologías de estanque, por esta razón, el estudio que se llevará a cabo será de “estanques superficiales cilíndricos verticales de acero anclados en el suelo sobre una base de hormigón para el almacenamiento de líquidos”, el cual contará con un techo fijo de forma cónica que traspasará su peso al cuerpo del estanque.



Figura 1.5 Estanque rectangular de hormigón armado
(Fuente: <http://www.cassina.com>)



Figura 1.6 Estanque vertical de acero
(Fuente: <http://www.textoscientificos.com>)



Figura 1.7 Estanque cilíndrico sin techo
(Fuente: <http://www.cassina.com>)



Figura 1.8 Estanque de acero con techo flotante
(Fuente: <http://www.diorcaindustria.com>)



Figura 1.9 Estanque Horizontal de acero
(Fuente: <http://www.wotiasa.com>)

CAPÍTULO 2.

RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 GENERAL

En este capítulo se dará a conocer la recopilación bibliográfica e historia que existe sobre los temas que abarca la presente tesis.

Como primera ilustración se expondrá el concepto de sismo y cómo ha evolucionado durante el paso del tiempo. A continuación se definirá el término de estanque vertical de acero como estructura para almacenar líquidos. Luego se nombrarán las diferentes normas y estudios a nivel mundial, que se han preocupado por dar una mejor respuesta al comportamiento sísmico de los estanques verticales de acero.

Posteriormente se expondrá las potencialidades del programa estructural SAP 2000, que será utilizado en el análisis sísmico de la estructura (estanque).

Finalmente se presenta una completa recopilación del estudio realizado por George William Housner, en donde analiza el comportamiento de un fluido dentro del estanque frente al movimiento de un sismo; este análisis es muy importante ya que las normas que se estudiarán hasta en la actualidad ocupan conceptos definidos por Housner.

2.2 EVOLUCIÓN DE SISMO COMO DEFINICIÓN

Durante la larga vida de la Tierra, la humanidad ha debido lidiar con los efectos destructivos de los sismos o terremotos, los cuales han originado grandes pérdidas económicas y centenares de miles de víctimas. Pese a esto, el hombre tardó mucho tiempo en explicar, con fundamentos científicos, el origen de los terremotos. Diversas ideas o razones fueron propuestas a lo largo de los siglos, algunas fundamentadas en factores naturales y otras simplemente basadas en supersticiones o creencias religiosas. Por ejemplo, el naturista romano Plinio "El viejo" (23 al 79 antes de Cristo) propuso que los terremotos se producían como consecuencia del enojo de la madre tierra por las perforaciones que realizaba el hombre para extraer minerales. La cultura maorí en Nueva Zelanda creía que Ruauumoko, el dios de los terremotos y volcanes, era un hijo de la madre tierra que quedó accidentalmente atrapado debajo de la superficie terrestre, siendo los terremotos una expresión de su enojo. Por largo tiempo las distintas culturas buscaron explicación a los terremotos en algo sobrenatural, mitos y/o relacionado por lo general a lo divino. Finalmente, con la aparición y desarrollo de la ciencia, se fueron buscando explicaciones más racionales. Siendo Aristóteles uno de los primeros en proponer una idea racional al decir que "los terremotos eran vientos que se encontraban en cavernas subterráneas y que al subir a la superficie provocaba los movimientos". Esta teoría, aceptada por los científicos por más de 1500 años, llevó a la creencia de que los días calmos y calurosos eran más propensos a la ocurrencia de terremotos. Para explicar la ocurrencia de los terremotos, diversas teorías científicas se desarrollaron durante el siglo XIX y principios del XX. Rossi propuso que el origen de los terremotos se debía a violentas tormentas de vapor de agua y gases provenientes del magma terrestre que se producían en el interior de la corteza. Esta idea se conoció como "teoría explosiva de los sismos". De gran importancia fue el aporte de A. Von Humboldt quien distinguió el origen volcánico y tectónico de los terremotos y las investigaciones de E. Sues que mostraron por primera vez la relación entre los sismos y la formación de pliegues geológicos.

Una vez comprendido el origen de los sismos los científicos trataron de analizar y buscar una respuesta al comportamiento de las estructuras hechas por el hombre frente a estos movimientos. La necesidad de mantener las estructuras en pie y evitar desastres que derivasen en pérdidas económicas y de vidas humanas, es la razón por la cual se han desarrollado los estudios que modelan el comportamiento dinámico de las construcciones.

Finalmente un sismo se puede definir como un fenómeno natural de tipo geológico que se entiende como una liberación de ondas sísmicas, producto del desplazamiento relativo de porciones adyacentes de la corteza terrestre, que se manifiesta a través de la vibración o movimiento de la superficie en distintas direcciones, cuya ocurrencia temporal, espacial y su magnitud, no es aún posible de pronosticar en los tiempos actuales. Los casos en que con medios científicos se ha logrado alguna aproximación, son sumamente escasos y todavía no dan pie para el establecimiento de un método de pronóstico suficientemente confiable. Lo mejor que se ha logrado con el estudio del comportamiento de la corteza terrestre y del análisis de los datos históricos e instrumentales de sismos, es el establecimiento de la probabilidad de ocurrencia de sismos en una zona determinada, de cierta magnitud dentro de un período de tiempo dado.

2.3 ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES

En 1935 se estableció por primera vez una norma para el diseño de estanques de acero en el Journal AWWA EEUU, pero no incluía disposiciones para sismos. A finales de 1950 y comienzos de 1960, Housner (1963) realizó análisis dinámicos del movimiento oscilatorio de estanques para la industria de energía nuclear.

Antes de la versión de 1979 de la norma AWWA D100, Standard for Welded Steel Tanks for Water Storage (Norma para estanques de acero soldado para el almacenamiento de agua), el diseño sísmico era tomado en cuenta por el comprador especificando cargas laterales estáticas. La norma AWWA D100-79 incluía disposiciones opcionales para el diseño sísmico, las cuales fueron incorporadas en 1984. En 1991, el UBC incluyó requisitos para el diseño de estanques que, en algunos casos, son más exigentes que la norma AWWA, todo esto relacionado con la norma norteamericana.

Uno de los procedimientos de diseño sísmico más comunes para los estanques está basado en el modelo mecánico propuesto por G.W. Housner (1963) para estanques de paredes rígidas, en donde simplifica su estudio determinando que basta con considerar una sola masa móvil (convectiva), y una sola masa fija (impulsiva), planteando ecuaciones para evaluar tales masas, sus respectivas alturas desde la base hasta la superficie del líquido, y la rigidez del resorte equivalente que actúa junto a la masa convectiva.

En 1984, Feijoo utiliza el modelo mecánico de Housner para representar el comportamiento hidrodinámico del agua, proponiendo una expresión simple para el segundo período de vibración. Discretiza la estructura en 9 masas concentradas, separándola en una estructura libre de la masa móvil, y otro modelo que toma sólo la vibración del agua (análisis por subdivisión). En estas investigaciones, se consideran las deformaciones por flexión y corte, mas no la producida por inercia rotacional.

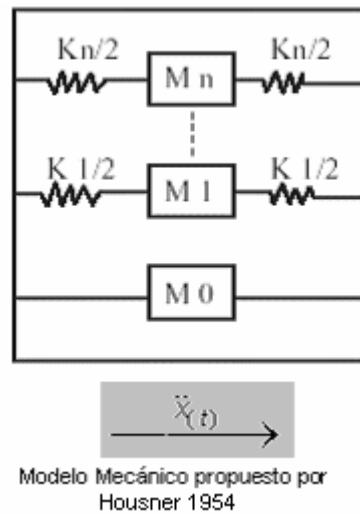


Figura 2.1 Revista Bit, Junio 2001

A partir de estos estudios y de lo observado en diferentes eventos sísmicos, varios países han concentrado su atención en conocer de mejor manera el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras (EE.UU., Nueva Zelanda, India, etc.), muchos de ellos han formado comisiones de expertos que han estudiado el fenómeno, generando diversos documentos, recomendaciones y normas que regulan el diseño y construcción de este tipo de estructuras.

En un gran número de las normas extranjeras que se encuentran vigentes se nombra la experiencia chilena durante el terremoto de 1960, el cual originó una gran cantidad de fallas en estanques de almacenamiento de agua potable, aunque Chile cuenta con este antecedente no existen muchos estudios al respecto en nuestro país, haciendo referencia en el punto 11.8 de NCh 2369 Of.2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, que este tipo de estructuras se debe diseñar apoyándose en las normas API 650 “Welded Steel Tanks for Oil Storage” y la “Seismic Design of Storage Tanks de la New Zealand National Society for Earthquake Engineering en conjunto con New Zealand Standard 4203.

Debido a la mala interpretación del comportamiento dinámico del estanque en interacción con el líquido que almacena, se pueden provocar una serie de fallas que pueden llegar al colapso de la estructura y generar una gran cantidad de daños asociados.

Los daños más comunes que se han podido observar durante la vida útil de un estanque de acero frente a un sismo son los siguientes:

- Pandeo de las placas que forman el cuerpo de los estanques de acero: Grandes esfuerzos axiales de compresión debidos al comportamiento de la pared del estanque como “viga en flexión“, ocasionan la falla por pandeo conocida como “pata de elefante”, esta falla se genera en la parte inferior y puede rodear todo el contorno del cuerpo, esto provoca fisuras, fallas de soldaduras, fractura en las cañerías o incluso el colapso total de la estructura.



Figura 2.2 Pandeo “pata de elefante” de la pared. Alaska-1964.
(Fuente: Colección Steinbrugge. EERC, U.C. Berkeley)

- Daño en la cubierta del estanque de acero: Esto es provocado por el líquido que se mueve cerca de la superficie del estanque. En estudios de hidrodinámica de líquidos en estanques rígidos (Malhotra, 2000) se ha mostrado que la parte superior del líquido tiene un movimiento con un período largo, produciendo presiones en el techo producto del impacto del agua debido al oleaje.



Figura 2.3 Falla de la parte superior de la pared por “sloshing”.
(Fuente: Colección Steinbrugge. EERC, U.C. Berkeley)

- Falla en las fundaciones: Este tipo de falla se produce debido a que el suelo en donde es emplazado el estanque no es capaz de soportar las tensiones inducidas por el estanque, estas fallas se pueden representar en la licuación, asentamientos, etc.



Figura 2.4 Falla de la fundación por licuación.
(Fuente: Colección Steinbrugge. EERC, U.C. Berkeley)

- Otro tipo de falla es el ocasionado por esfuerzos altos en anclajes pobremente diseñados que producen la rotura de la pared del estanque. La fuerza cortante en la base puede causar la falla del estanque por deslizamiento. El levantamiento de la base puede ocasionar: (1) rotura de las conexiones de la tubería que salen del estanque debida a los desplazamientos verticales, (2) rotura de la unión de la placa de base con la pared del estanque y (3) asentamiento diferencial de la fundación.

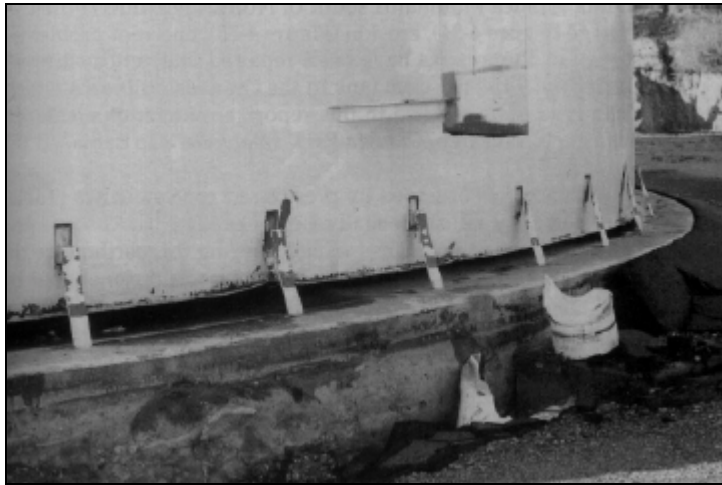


Figura 2.5 Falla de los anclajes por levantamiento en la base.
(Fuente: Colección Steinbrugge. EERC, U.C. Berkeley)

Los daños anteriores son los que se presentan más comúnmente en los estanques de acero, sin embargo existen algunos problemas que todavía no son resueltos y necesitan un mayor estudio, esto es señalado en algunas normas extranjeras y los fenómenos son los siguientes:

- Levantamiento de la base en los estanques de acero.
- Pandeo de las paredes de los estanques de acero.
- Interacción del oleaje con las cubiertas de los estanques.
- Características del espectro sísmico utilizado en el diseño, en especial para los períodos de oscilación largos propios del oleaje.

Todo lo anteriormente expuesto se pone en evidencia para ratificar la escasa investigación y pobre normativa existente bajo las condiciones propias de Chile.

2.4 NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO EN ESTUDIO

2.4.1 NORMA ESTADOUNIDENSE API 650 ad2003

Este estándar o norma se refiere al material, el diseño, la fabricación, el levantamiento, y los requisitos necesarios que deben cumplir antes de colocarse en funcionamiento los estanques de almacenamiento de acero soldados, ya sean, verticales, cilíndricos, sobre tierra o cerrados; su funcionamiento se limita a presiones internas que se aproximan a la presión atmosférica, pero se permite una presión interna más alta cuando se cumplen los requisitos adicionales señalados en esta norma. Este estándar se aplica solamente a los estanques de fondo plano apoyados uniformemente, a los estanques que no son refrigerados y los que cumplen condiciones de servicio a una temperatura no mayor a 90° C.

API 650 fue diseñado por la necesidad de proveer a la industria petrolera de estanques de la seguridad adecuada y de un costo económico prudente para ser usados en el almacenamiento de combustibles, petróleo y sus derivados, y de otros productos líquidos manejados y almacenados comúnmente por otras industrias, como productos químicos (fertilizantes, pesticidas, solventes y ácido sulfúrico), aceites de animales y los aceites (usados en cosméticos y los jabones), los aceites vegetales (usados en productos alimenticios), la melaza y los alcoholes. En este estándar no se presentan dimensiones que limiten el tamaño del estanque de almacenamiento, esto permite una libre elección del diseñador, lo que permite ajustar el tamaño del estanque a las necesidades requeridas.

La norma posee 17 apéndices, que se designan por letra, en los cuales se entregan diferentes recomendaciones que debe considerar el diseñador a la hora de definir la estructura final. El apéndice E del estándar 650 del API se ocupa del diseño sísmico de los estanques de almacenamiento.

Finalmente esta presentación resumirá los criterios sísmicos del diseño en API 650 y se compararán.

2.4.2 CÓDIGO NEOCELANDÉS SDST NZ DE 1986

En 1983 un grupo de científicos se propone realizar estudios para elaborar recomendaciones sobre el diseño sísmico de los estanques de almacenamiento. Ellos percibieron que existía una necesidad de unificar un diseño que agrupaba a los siguientes casos, como códigos existentes para el almacenamiento del agua, los productos petroquímicos y otras sustancias, los cuales fueron basados en principios absolutamente diversos, y las diferencias eran significativas en los requisitos básicos. Además la variedad de los estanques que eran nombrados en las normas eran limitados, lo que era inadecuado para los tipos de estanques encontrados en Nueva Zelanda, además las recomendaciones no eran compatibles con otros códigos relevantes de Nueva Zelanda.

Esta norma posee 6 secciones que corresponden a recomendaciones técnicas para el diseño de los estanques de almacenamiento. Estas recomendaciones cuando fueron recopiladas por sus creadores no correspondían a un código impuesto por alguna organización competente del país (Nueva Zelanda), sino que más bien eran recomendaciones de un grupo de estudio, que cree que los datos presentados en este documento reflejan el estado del arte de estudio sobre el diseño y comportamiento sísmicos de los estanques de almacenamiento.

2.4.3 NORMA CHILENA NCh 2369 Of.2003

El objetivo final de una norma es juntar en un solo documento las metodologías y procedimientos, de modo que todos los usuarios de los productos de las normas dispongan de una garantía que ellos pueden ser usados en forma confiable. Las normas de diseño sísmico por las que se rige en la actualidad nuestro país, están en un nivel de desarrollo semejante al que ofrecen los países más avanzados en esta materia.

Cuenta además con la ventaja de haber sido probadas por sismos severos, como el ocurrido en Marzo de 1985, y por otros sismos de menor severidad.

Esta norma se basa en la experiencia predominantemente chilena que se ha obtenido del comportamiento de las estructuras y equipos industriales durante los sismos destructivos de 1960 en la zona de Concepción y Talcahuano, y de 1985 en la zona central del país. Una de las características principales de NCh 2369 es la mayor seguridad sísmica que implican sus disposiciones, esto se debe a dos razones principales: la primera es la magnitud de las pérdidas económicas que pueden eventualmente producirse en una industria debido a la interrupción o suspensión del proceso productivo; la segunda es el menor costo relativo de la estructura sismorresistente de una obra industrial en comparación con el costo de los equipos que alberga. Es interesante hacer notar que por ahora no se encuentran en el mundo normas sísmicas como ésta, de tipo general, que se refieran específicamente a las instalaciones industriales.

La Norma NCh 2369 Of.2003 señala que los estanques deben ser analizados, como mínimo para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales perpendiculares. No obstante, los elementos se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones del análisis considerado, además el modelo de análisis debe considerar tanto la respuesta horizontal impulsiva como la respuesta horizontal convectiva asociada a la superficie libre, las cuales se determinan con alguna de las normas extranjeras señaladas en esta norma.

2.5 PRESIONES DINÁMICAS EN ESTANQUES DE ALMACENAMIENTO SEGÚN G. W. HOUSNER

Las presiones dinámicas de un líquido desarrolladas durante un terremoto son importantes en el diseño de estructuras tales como presas, estanques y compuertas flotantes. La primera solución para este problema fue dada por Westergaard (1933), quien determinó las presiones en una presa rectangular cuando fue sometida a una aceleración horizontal. Jacobsen (1949) solucionó el problema para un estanque de forma cilíndrica. Werner y Sundquist (1949) extendieron los trabajos de Jacobsen incluyendo estudios de recipientes rectangulares, semicirculares y triangulares. Graham y Rodríguez (1952) desarrollaron un análisis muy completo de las presiones impulsivas y convectivas en un estanque rectangular. Hoskins y de Jacobsen (1934) midieron la presión impulsiva del fluido y Jacobsen y Ayre (1951) en un estudio posterior obtuvieron unos resultados similares. Zangar (1953) determinó las presiones sobre las represas de agua por medio de un sistema electrónico.

Considerando como base todos los estudios anteriormente nombrados el profesor G. W. Housner en 1954 desarrolla una metodología capaz de solucionar una gran variedad de problemas aplicando soluciones y ecuaciones que simplifican el análisis de los diferentes formas de estanques, además crea en este mismo año una modelación que representa la interacción líquido-estanque y para ello define que una parte del agua se mueve al unísono con el estanque, a esta masa se llama masa impulsiva. La masa restante de agua llamada masa convectiva se divide en una serie de porciones que se mueven en forma separada al estanque. La modelación definida es la siguiente:

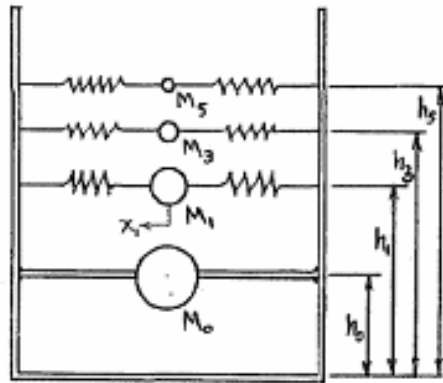


Figura 2.6 Modelo Mecánico equivalente.
(Fuente: *Earthquake Pressures on Fluid Containers*, Housner 1954)

Para la modelación se realizan las siguientes consideraciones: las paredes del estanque son infinitamente rígidas, la superficie del líquido se puede describir como una membrana que solo permite pequeñas deformaciones, y por último no se considera que el estanque se pueda levantar de su fundación.

G. W. Housner llega a esta modelación por medio del estudio realizado para estanques cilíndricos verticales. En este estudio determina las presiones ejercidas en el estanque por el líquido, el cual es movido por un sismo. Una vez determinada las presiones de las componentes convectivas e impulsivas se obtienen tanto las masas asociadas a cada componente como las alturas representativas donde son aplicadas.

Todo esto se resume en la siguiente metodología desarrolla por Housner en 1954:

• Presión Impulsiva

Al considerar un estanque cilíndrico según lo mostrado en la figura 2.7, se debe tomar una porción del fluido encerrado entre membranas paralelas al eje X, luego se divide el fluido en dos porciones a lo largo del eje Y, todo esto se realiza para determinar la velocidad con se mueve el líquido dentro del estanque al producirse una aceleración en el suelo, luego la única incógnita sería la aceleración del suelo.

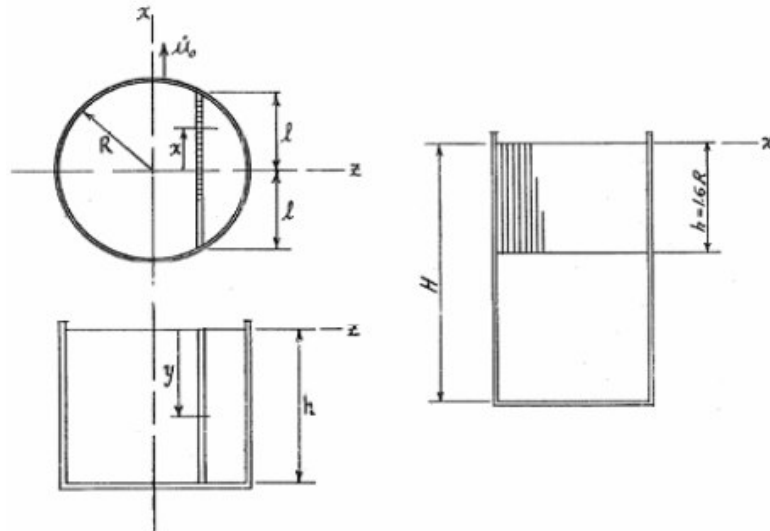


Figura 2.7 Estanque de Forma Cilíndrica.
(Fuente: *Earthquake Pressures on Fluid Containers*, Housner 1954)

El paso siguiente propuesto por Housner es utilizar el método de Hamilton para obtener, a partir de la energía cinética y la energía potencial, una ecuación diferencial mucho más simple, que puede ser resuelta al considerar las condiciones de borde del problema. Con esto se obtiene la presión impulsiva ejercida en la pared del estanque:

$$p_{\omega} = -\rho \dot{u}_0 h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \cos \theta \right) \tag{Ec. 2.1}$$

Para los estanques delgados y altos, como se muestran en la figura 2.7, cuando $h/R > 1,6$ el líquido debajo de la profundidad h se debe considerar moviéndose con el estanque como un cuerpo rígido, entonces la presión en la pared sería:

$$p_{\omega} = -\rho \dot{u}_0 h \sqrt{3} \tanh \sqrt{3} \frac{R}{h} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \cos \theta \tag{Ec. 2.2}$$

De esta ecuación se puede deducir la fuerza total ejercida en la pared

$$\int_0^h \int_0^{2\pi} p_{\omega} \cos \theta R d\theta dy = -\rho \dot{u}_0 \pi R^2 h \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} \tag{Ec. 2.3}$$

Con esto se puede apreciar que la fuerza ejercida es igual como si una masa equivalente M_0 se moviera con el estanque, donde:

$$M_0 = M \frac{\tanh \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Para ejercer un momento igual a la presión del líquido sobre la pared la masa equivalente M_0 debe estar a una altura sobre el fondo ($h/R \leq 1,6$)

$$h_0 = h \frac{3}{8} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Si el momento debido a las presiones ejercidas en el fondo del estanque se incluye la masa equivalente M_0 debe estar a una altura:

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left(1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3} R/h}{\tanh \sqrt{3} R/h} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 2.6}$$

• Presiones Convectivas

Para determinar las ecuaciones que representa el movimiento del fluido se aplica el principio de Hamilton's, con esto tenemos las siguientes dos ecuaciones:

$$\frac{d^2 \dot{\theta}}{dy^2} - \frac{I_z}{K} \dot{\theta} = 0 \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$\frac{d^2}{dt^2} \left(\frac{d\theta}{dy} \right)_h + g I_z \theta_h = 0 \quad \text{Ec. 2.8}$$

Con estas ecuaciones es posible obtener las frecuencias:

$$\theta = \theta_0 \frac{\sinh \sqrt{\frac{I_z}{K}} y}{\sinh \sqrt{\frac{I_z}{K}} h} \sin \omega t \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$\omega^2 = g \sqrt{\frac{I_z}{K}} \tanh \sqrt{\frac{I_z}{K}} h \quad \text{Ec. 2.10}$$

Del análisis realizado deduce que es absolutamente general y se aplica a cualquier estanque cilíndrico, para lo cual los ejes X e Y son simétricos.

Finalmente para el estanque circular tenemos

$$I_z = \frac{\pi R^4}{4} \quad K = \frac{2\pi}{2y} R^6 \quad \text{Ec. 2.11}$$

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right) \quad \text{Ec. 2.12}$$

La presión sobre la pared del estanque es:

$$p_\omega = -\rho \frac{d\ddot{\theta}}{dy} \frac{R^2}{3} \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} \right) \cos \theta \quad \text{Ec. 2.13}$$

Una vez obtenida la presión en la pared, la resultante de la fuerza horizontal ejercida sobre la pared es:

$$P = -\frac{\pi}{4} \rho \omega^2 R^4 \theta_0 \sin \omega t \quad \text{Ec. 2.14}$$

Al igual que en la componente impulsiva la fuerza se puede considerar que es producida por una masa equivalente M_1 (véase la figura 2.6) que se mueve. Este movimiento es representado por la ecuación armónica:

$$x_1 = A_1 \sin \omega t \quad \text{Ec. 2.15}$$

$$M_1 = M \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{R}{h} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \quad \text{Ec. 2.16}$$

$$A_1 = \theta_0 h \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \quad \text{Ec. 2.17}$$

Para que M_1 ejerza el mismo momento que las presiones del líquido en la pared, la masa debe estar a una altura igual a:

$$h_1 = h \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right) \quad \text{Ec. 2.18}$$

Si el momento debido a las presiones ejercidas en el fondo del estanque se incluye la masa equivalente M_1 debe estar a una altura de:

$$h_1 = h \left(1 - \frac{2 \cosh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} - \frac{31}{16}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right) \quad \text{Ec. 2.19}$$

Finalmente cuando un estanque es movido por un sismo varios modos de la estructura son excitados. El grado de excitación puede ser determinado sustituyendo el líquido por el sistema de las masas M_0, M_1, M_3, \dots como es mostrado en la figura 2.6, esto reduce el problema a obtener las soluciones de las n oscilaciones simples.

Donde:

R : radio de la base del estanque

h : altura del líquido contenido en el estanque

ρ : densidad del líquido contenido en el estanque

g : aceleración gravitacional

M : masa total del líquido contenido, $M = \rho \pi r^2 h$

M_o : masa impulsiva del líquido

h_o : altura a la cual esta aplicada la masa impulsiva (M_o)

M_1 : masa convectiva del líquido

h_1 : altura a la cual esta aplicada la masa convectiva (M_1)

ω : frecuencia de oscilación de la masa convectiva (M_1)

Todo el estudio presentado anteriormente fue mejorado en 1963, año en que Housner propuso una simplificación del comportamiento dinámico de los líquidos en los estanques. En la nueva propuesta del investigador se presenta una modelación mecánica equivalente simplificada en donde sólo se debe considerar una masa que represente al oleaje llamada masa convectiva y una masa fija o masa impulsiva. Al igual que en su estudio de 1954 se entregan ecuaciones para obtener dichas masas, las alturas desde la base del estanque y la rigidez equivalente del resorte utilizado para adherir la masa convectiva a la pared del estanque.

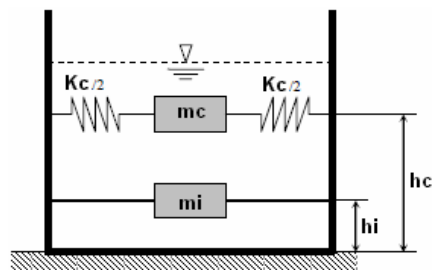


Figura 2.8 Modelo Mecánico Simplificado de Housner (1963)
(Fuente: Revista Bit)

La componente impulsiva corresponde al movimiento del líquido que se mueve en forma solidaria al estanque, y la componente convectiva corresponde al primer modo de vibrar de la masa de líquido de la parte superior que se mueve en desfase al movimiento del estanque.

Estos estudios realizados por el profesor Housner son la base utilizada hoy en día en una gran mayoría de las normas y recomendaciones de diseño sísmico de estanques de acero alrededor del mundo, sin excluir a las normas de Estados Unidos y Nueva Zelanda que son las recomendaciones utilizadas en esta tesis para realizar su comparación.

CAPÍTULO 3.

METOLOGÍA

3.1 GENERAL

Dentro de este capítulo se da a conocer los pasos utilizados para realizar el trabajo mencionado en los capítulos anteriores.

La metodología a seguir es la recopilación y estudio de los diseños sísmicos de estanques de acero de acuerdo a cada norma: API 650 ad2003, SDST NZ y NCh 2369 Of2003. Una vez estudiadas las normas se procede a desarrollar los diseños sísmicos indicados en cada uno de los códigos. Con cada diseño se obtienen parámetros y resultados que permiten la comparación entre dichas normas.

El comportamiento del líquido-estanque se representa por medio de una modelación por elementos finitos realizada en el software SAP2000.

Para la modelación se utilizará lo propuesto por el investigador George W. Housner en 1963, quién señala que la interacción líquido-estanque se puede representar por medio de dos masas, una masa que se mueve en forma solidaria al estanque, llamada masa impulsiva, y otra masa que representa el movimiento del agua dentro del estanque (oleaje), llamada masa convectiva, la cual se conecta al estanque mediante un resorte con una rigidez equivalente K .

Esta modelación es utilizada debido a que ambas normas extranjeras utilizan el principio del profesor Housner para interpretar el diseño sísmico de estanque de acero.

Toda esta metodología se realiza para 3 estanques, con el objetivo de obtener la sensibilidad de diferentes parámetros a la variación de la altura del estanque.

3.2 SOFTWARE UTILIZADO EN EL ANÁLISIS

El comportamiento estructural de los estanques para este estudio, se modeló en el programa SAP2000 que es uno de los softwares líderes en la ingeniería estructural. Este programa permite analizar los modelos mecánicos equivalentes propuestos por cada norma en estudio y verificar los períodos de oscilación que son entregados y propuestos en los códigos.

Con este recurso computacional se pueden analizar estructuras que poseen un comportamiento semejante a las estructuras de edificios, y además diseñar elemento por elemento de manera precisa y similar a los reglamentos más conocidos como ACI en EEUU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, etc.

Se trata de un excelente programa de cálculo estructural que modela estructuras en tres dimensiones mediante el uso del método de elementos finitos. Es el descendiente directo de la familia SAP90, muy conocida hace algunos años, pero con una completa renovación en su diseño, como la implementación del cálculo sísmico. Uno de los elementos más destacados en sus ventajas es la posibilidad de transferir información desde Windows de una forma muy sencilla de utilizar.

Mediante SAP2000 es posible modelar complejas geometrías, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y acero basados, entre otras normativas como los Eurocódigos vigentes.

SAP2000 es un programa de análisis de estructuras en rango elástico lineal y de segundo orden, por medio del método de los elementos finitos, que incluye un postprocesador gráfico para la presentación de resultados. Otra característica que no tienen otros programas de elementos finitos avanzados como ADINA o ABAQUS es la capacidad para diseñar secciones.

La preparación de datos para el desarrollo de un problema estructural mediante SAP2000 comprende básicamente:

1. La descripción de la geometría estructural y de los materiales, así como sus condiciones de borde y datos generales.
2. La definición de los estados de carga para los cuales la estructura precisa ser analizada.

A continuación se muestran algunas opciones de modelaje para una amplia gama de estructuras:

- Puentes
- Represas
- Estanques
- Edificios
- Otros

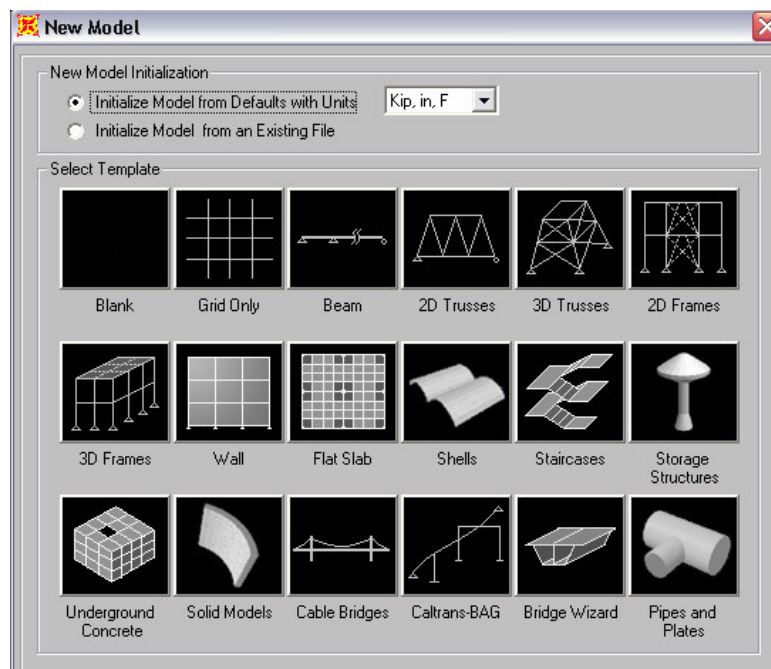


Figura 3.1 Modelación de Estructuras en SAP2000. (Fuente: Programa SAP2000)

Las opciones de análisis para estas estructuras son:

- Elementos de Marcos
- Elementos de Membranas
- Elemento de briquete (sólido de 8 nudos con propiedades anisotrópicas)
- Elementos de uniones inelásticas

Las descripciones anteriores son algunas de todas las características que hacen que SAP2000 sea actualmente uno de los programas más utilizados entre los calculistas, investigadores y estudiantes.

3.3 DISEÑO SÍSMICO SEGÚN NORMA ESTADOUNIDENSE API 650 ad2003

Este estándar API 650 “Welded Steel Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute” se refiere al material, el diseño, la fabricación, el levantamiento, y los requisitos necesarios que deben cumplir antes de colocarse en funcionamiento los estanques de almacenamiento de acero, ya sean, verticales, cilíndricos, sobre tierra o cerrados. Estos deben ser soldados y pueden ser de varios tamaños; su funcionamiento se limita a presiones internas que se aproximan a la presión atmosférica, pero se permite una presión interna más alta cuando se cumplen los requisitos adicionales señalados en esta norma. Este estándar se aplica solamente a los estanques de fondo plano, apoyados uniformemente y a los estanques que no son refrigerados y los que cumplen condiciones de servicio a una temperatura no mayor a 90° C.

API 650 fue diseñado como respuesta a la necesidad de proveer a la industria petrolera de estanques con la seguridad adecuada y de un costo económico prudente para ser usados en el almacenamiento de combustibles, petróleo y sus derivados, y de otros productos líquidos manejados y almacenados comúnmente por otras industrias, como los productos químicos (fertilizantes, pesticidas, solventes y ácido sulfúrico), aceites de animales y los aceites (usados en cosméticos y los jabones), los aceites vegetales (usados en productos alimenticios), la melaza y los alcoholes. En este estándar no se presentan dimensiones que limiten el tamaño del estanque de almacenamiento, esto permite una libre elección del diseñador, lo que permite ajustar el tamaño del estanque a las necesidades requeridas.

La norma posee 17 apéndices, que se designan por letra, en los cuales se entregan diferentes recomendaciones que debe considerar el diseñador a la hora de definir la estructura final.

El apéndice E del código API se ocupa del diseño sísmico de los estanques de almacenamiento, la revisión de este capítulo se desarrollará en esta memoria para su comparación con la norma neozelandesa. En la sección señalada se consideran dos tipos de respuestas, cuando se producen movimientos sísmicos en el terreno en que se encuentra emplazado el estanque, lo cual corresponde a la metodología del análisis sísmico del modelo mecánico simplificado realizado por G. W. Housner, en donde se puede determinar las masas y alturas de las vibraciones convectiva e impulsiva.

Finalmente en esta parte del capítulo se resumirán los criterios del diseño sísmicos señalados en el API 650 y se compararán con los requerimientos impuestos por la norma chilena NCh 2369.

A continuación se describen los procedimientos necesarios para el diseño sísmico

3.3.1 MASAS EFECTIVAS

Las masas efectivas W_1 y W_2 serán determinadas multiplicando la masa total W_T por las razones de W_1/W_T y W_2/W_T respectivamente, obtenido de la figura 3.2 que depende de la razón de D/H .

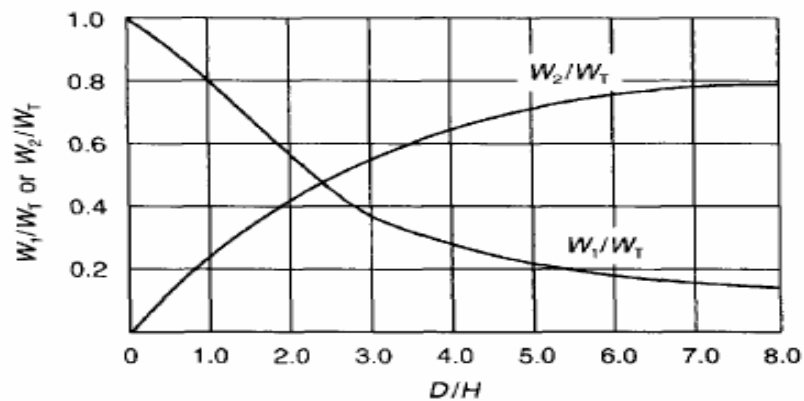


Figura 3.2 Masas Efectivas. (Fuente: API 650 ad03, Apéndice E página E-5)

Sin embargo para realizar una planilla Excel que entregue los resultados finales resulta más práctico contar con una ecuación que describa la curva del gráfico anterior; estas curvas son descritas en el código ACI350.3-01, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures”, en donde se encuentran las ecuaciones asociadas a ellas, por lo tanto se limitará a evaluar las siguientes ecuaciones para obtener las masas efectivas

$$\frac{W_1}{W_T} = \frac{\tanh[0,866(D/H)]}{0,866(D/H)} \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0,230(D/H) \tanh[3,86(H/D)] \quad \text{Ec. 3.2}$$

3.3.2 ALTURAS EFECTIVAS

Corresponde a las alturas efectivas X_1 y X_2 , que corresponden a las alturas de las masas impulsivas y convectivas respectivamente. Los centroides de dichas masas se deben determinar multiplicando la altura del líquido H por las razones de X_1/H y X_2/H respectivamente, obtenidas desde la figura 3.3 que depende de la relación D/H .

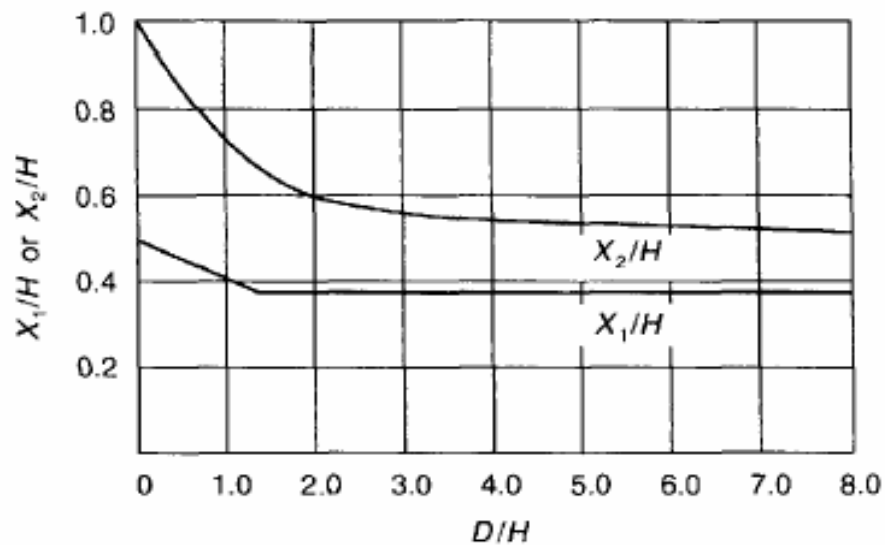


Figura 3.3 Altura de Acción de la Fuerza Sísmica. (Fuente: API 650 ad03, Apéndice E página E-5)

Al igual que el caso anterior el código ACI350.3-01, entrega unas ecuaciones para calcular las alturas excluyendo la presión en la base (EPB) que describen estas mismas curvas. Las ecuaciones a evaluar son las siguientes

La altura impulsiva esta dada por

$$\frac{D}{H} < 1,333 \Rightarrow \frac{X_1}{H} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{D}{H} \right) \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\frac{D}{H} \geq 1,333 \Rightarrow \frac{X_1}{H} = 0,375 \quad \text{Ec. 3.4}$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{X_2}{H} = 1 - \frac{\cosh \left[3,68 \left(\frac{H}{D} \right) \right] - 1}{3,68 \left(\frac{H}{D} \right) \cdot \sinh \left[3,68 \left(\frac{H}{D} \right) \right]} \quad \text{Ec. 3.5}$$

3.3.3 CÁLCULO DE LOS PERÍODOS

El período natural del primer modo convectivo, T, se calcula con la siguiente ecuación

$$T = 1,81k (D^{0,5}) \quad \text{Ec. 3.6}$$

Donde el valor de k se obtiene desde el gráfico mostrado en la figura 3.4 y depende de la razón D/H.

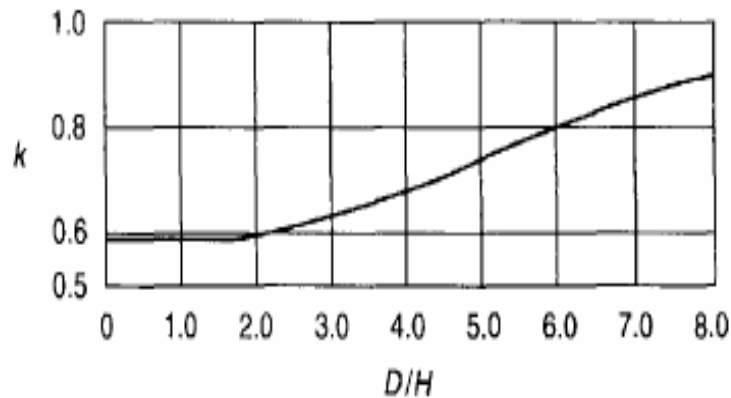


Figura 3.4 Factor k . (Fuente: API 650 ad03, Apéndice E página E-5)

3.3.4 COEFICIENTES ASOCIADOS A LA FUERZA SÍSMICA

El coeficiente impulsivo C_1 que se utiliza para determinar la fuerza lateral, será 0,60.

El coeficiente convectivo C_2 que se utiliza para obtener la fuerza lateral será determinado en función del período natural del primer modo convectivo, T , y las condiciones del terreno en donde se encuentra emplazado el estanque, esto corresponde al parámetro S que es el coeficiente de amplificación del suelo, obtenido de tabla E-3 de apéndice E de API 650. Entonces el coeficiente C_2 se determina de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Cuando T es inferior o igual a 4,5 C_2 es

$$C_2 = \frac{0,75S}{T} \quad \text{Ec. 3.7}$$

Cuando T es mayor que 4,5 C_2 es

$$C_2 = \frac{3,375S}{T^2} \quad \text{Ec. 3.8}$$

<u>Tipo de Suelo</u>	<u>Factor S</u>
S ₁	1.0
S ₂	1.2
S ₃	1.5
S ₄	2.0

Tabla 3.1 Parámetro S. (Fuente: API 650 ad03, Apéndice E página E-6)

3.3.5 MOMENTO VOLCANTE

El momento volcante aplicado al fondo del estanque queda definido por medio de la siguiente ecuación:

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_rX_t + C_1W_1X_1 + C_2W_2X_2) \quad \text{Ec. 3.9}$$

3.3.6 COMPRESIÓN EN LA PARED

- I. Para los estanques anclados, la fuerza máxima de compresión en el fondo de la pared queda expresada en N/m y se determina con la siguiente manera:

$$b = W_t + \frac{1,273 M}{D^2} \quad \text{Ec. 3.10}$$

Donde

W_t = Peso del manto y techo repartido en perímetro del estanque, N/m.

- II. Luego para verificar la máxima tensión de compresión en la pared, la ecuación $\left(\frac{b}{1000t}\right)$ no debe exceder la tensión máxima permitida, F_a , determinada por la siguiente fórmula que considera el efecto de la presión interna debido al contenido del líquido:

Cuando GHD^2 / t^2 es mayor o igual a 44:

$$F_a = \frac{83 t}{D} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Cuando GHD^2 / t^2 es menor que 44:

$$F_a = \frac{83 t}{2,5 D} + 7,5\sqrt{GH} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Sin embargo, F_a no puede ser mayor que $0,5 F_{ty}$.

Finalmente $\left(\frac{b}{1000t}\right) < F_a < 0,5 F_{ty}$

3.3.7 ALTURA MÁXIMA DE LA OLA

Para calcular la ola máxima que se produce por el movimiento de la masa convectiva del líquido se recurre al ACI350.3-01 debido a que en la norma estudiada para estanques de acero API 650 (ambas normas norteamericanas) no se hace referencia a este tema, por lo tanto la analogía que determinada por la siguiente ecuación:

$$d_{\max} = (D/2) (Z \cdot S \cdot I \cdot C_2) \quad \text{Ec. 3.13}$$

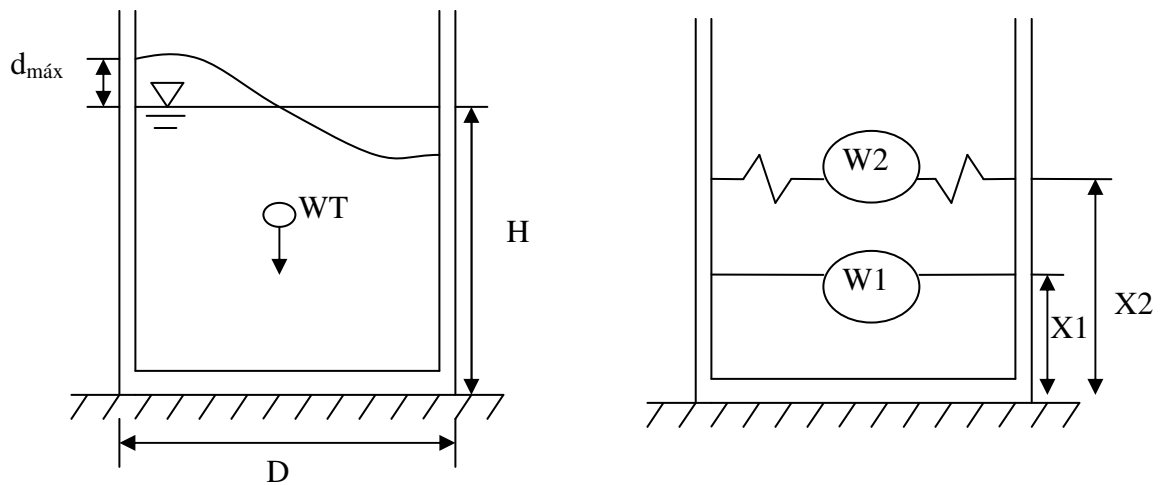


Figura 3.5 *Desplazamiento del Líquido y Modelo Mecánico. (Adaptación ACI 350.3-01)*

Todo el diseño sísmico antes descrito se facilita mediante la creación de una planilla de cálculo en donde se ingresan los valores asociados a las características geométricas del estanque, características asociadas al lugar donde se emplaza (suelo), factor de importancia de la estructura, factor de aceleración, densidad del líquido, etc. Con todo esto es posible obtener los resultados de las masas convectiva e impulsiva, alturas donde actúan las masas, momento volcante, coeficientes sísmicos, compresión en el manto y altura de ola.

Esto permite que al cambiar las dimensiones geométricas del estanque, y verificar el valor k de la figura 3.4 que depende de H/R , se puedan obtener las cargas de diseño con los mismos parámetros asociados al suelo e importancia de la estructura, y con esto poder realizar una comparación.

La obtención de los resultados se hizo para tres estanques donde se varía la altura del líquido y se mantiene el diámetro constante, con esto es posible hacer un análisis de sensibilidad para observar el comportamiento de las componentes impulsiva y convectiva a diferentes alturas.

Las siguientes dimensiones se mantienen para los tres estanques:

Diámetro: 9,5 m (D según el punto 3.6.1.1 nota A del API 650)

Espesor del manto: 6 mm

Densidad del petróleo: 800 kg/m³

A continuación se ilustran las dimensiones que varían para los diferentes recipientes y una parte de la planilla de cálculo construida donde se ingresan los valores necesarios para la obtención de las características a comparar:

	Estanque 1	Estanque 2	Estanque 3
	E1	E2	E3
Altura del estanque	6	9	17
Altura del líquido almacenado	4	8	15

Tabla 3.2 Dimensiones de Estanques en estudio

Diseño Sísmico de Estanques cilíndricos de almacenamiento según API 650 ad2003		
Ace A42-27Es		
Zona Sísmica :	4	
Z :	0,4	
I :	1,25	
S :	1,5	
H _t :	9	m
D :	9,494	m
H :	8	m
k :	0,58	
$\rho_{\text{petróleo}}$:	800	kg/m ³
t _b (esp manto) :	6	mm
ρ_{ace} :	7850	kg/m ³
W _r :	38318	N
F _{ty} :	270	Mpa

Tabla 3.3 Datos de entrada, planilla de Cálculo según API 650 y NCh 2369

Para realizar una comparación entre los resultados del API 650ad03 y las recomendaciones dispuestas en la norma chilena NCh 2369 Of2003, es necesario determinar el período impulsivo (T_i), ya que en la norma nacional se deben ocupar los dos períodos para obtener el coeficiente sísmico que se asociará a cada masa convectiva e impulsiva por separado. Todo esto se debe a que el código norteamericana sólo entrega el período convectivo en el análisis, omitiendo el resultado del período impulsivo debido a que entrega un coeficiente sísmico único para el modo de vibración líquido-estanque.

Para encontrar el período faltante se realizará un análisis mediante la ecuación de movimiento de un grado de libertad y luego con dos grados libertad. También se analizará el modelo mecánico equivalente de Housner por medio del programa SAP2000, un modelo de elementos finitos que represente de la mejor forma la interacción líquido – estanque; el parámetro de comparación será en una primera instancia el período convectivo determinado en el API 650ad03 y luego se compararán los períodos impulsivos esperando obtener resultados muy similares validando la verificación por medio de los modelos antes mencionados.

Una vez obtenido este período es posible ingresarlo a la planilla de cálculo para realizar la comparación de las diferencias existentes entre el cálculo del corte basal y el momento volcante, para las normas estadounidense y chilena.

El API 650ad03 no indica explícitamente la forma de calcular el corte basal, sólo indica la forma de calcular el momento volcante, por lo tanto con la siguiente fórmula se puede hacer una modificación o interpretación del corte basal.

$$M = ZI(C_1W_sX_s + C_1W_rX_r + C_1W_1X_1 + C_2W_2X_2)$$

Se observa que cada componente que forma parte del momento volcante está multiplicada por una altura desde el fondo del estanque, que representa el lugar equivalente donde actúa la fuerza sísmica sobre esa masa durante un sismo. Entonces al omitir los brazos de cada componente en la fórmula (X_s , X_r , X_1 y X_2) se obtiene la fuerza que se ejerce en el estanque, en otras palabras esto sería el corte basal.

Al hacer una comparación con el corte basal del ACI350.3-01 éste ocupa el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, haciendo una separación entre las componentes que corresponden a las masas impulsiva y convectiva. Sin embargo el momento entregado por el API 650 no aplica el método antes mencionado, por lo tanto una buena aproximación acorde a lo señalado en el cálculo del momento volcante, sería también una buena aproximación para la determinación del corte basal, según la siguiente expresión:

$$Q_0 = ZI(C_1W_s + C_1W_r + C_1W_1 + C_2W_2) \quad \text{Ec. 3.14}$$

En nuestro país no existe una norma específica para el diseño de estanques de acero para contener líquidos. En la norma NCh 2369 Of. 2003 “Diseño Sísmico de estructuras e instalaciones industriales” no existen indicaciones explícitas y claras respecto del diseño de este tipo de estructuras, sólo se hace referencia a las normas vigentes en EEUU, Nueva Zelanda y algunas recomendaciones señaladas en el caso chileno.

A continuación se hace referencia a las recomendaciones y pasos a seguir según la norma chilena NCh 2369 Of2003.

El modelo de análisis debe considerar tanto la respuesta horizontal impulsiva, en la cual una porción del contenido vibra al unísono con la estructura, como la respuesta horizontal convectiva, asociada al oleaje en la superficie libre.

El cálculo de los períodos y masas participantes en los modos impulsivo y convectivo, se debe realizar según lo especificado en alguna de las normas extranjeras señaladas en la sección 11.8 de la norma chilena NCh 2369, pero se debe tener presente que no se permite una combinación entre ambas normas.

El factor de modificación de la respuesta para estanques de acero tiene un valor máximo $R = 4$ para ambas vibraciones: convectiva e impulsiva.

El coeficiente sísmico del modo impulsivo para la acción sísmica horizontal debe ser igual al coeficiente sísmico máximo indicado en la tabla 5.7 de la norma para un $\xi = 0,02$ en estanques de acero. Y el coeficiente sísmico del modo convectivo debe ser determinado de acuerdo a la ecuación 3.16, considerando un amortiguamiento $\xi = 0,005$; pero en ningún caso este valor será menor que $0,10 A_0 / g$.

Con todas estas indicaciones podemos calcular el esfuerzo de corte horizontal en la base según la expresión siguiente:

$$Q_0 = CIP \quad \text{Ec. 3.15}$$

Y el coeficiente sísmico se calcula como:

$$0,10 \frac{A_0}{g} \leq C = \frac{2,75 A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \leq C_{m\acute{a}x} \quad \text{Ec. 3.16}$$

Teniendo definido el corte basal para ambas normas podemos observar que la norma norteamericana multiplica las masas convectivas e impulsivas por tres parámetros, Z que corresponde a un factor de la zona sísmica, I que es un factor de importancia asociado a la estructura y C que es el coeficiente sísmico, donde $C_{\text{convectivo}}$ depende del coeficiente del suelo S .

El corte basal en la norma chilena se obtiene al multiplicar las masas efectivas por separado con el coeficiente de importancia asociada a la estructura I ; y con el coeficiente sísmico, donde se agregan dentro de este valor, parámetros asociados al suelo, amortiguamiento y además un factor R de modificación de la respuesta asociado al comportamiento plástico del tipo de estructura y materialidad correspondiente.

Con lo anterior nos podemos dar cuenta que la norma chilena cuenta con un número mayor de parámetros que se utilizan en la obtención del corte basal, razón por la cual resulta interesante hacer una comparación gráfica entre los C_c y C_i de cada norma, además de realizar una comparación entre los productos que acompañan a las masas en el cálculo del corte, que son CI y ZIC para la norma chilena y norteamericana respectivamente.

3.4 DISEÑO SÍSMICO SEGÚN NORMA NEOZELANDESA SDST NZ

El análisis según el código neozelandés SDST NZ “Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering” es similar al realizado en el API 650 ad03, lo que permite recopilar la misma información que se encuentra en la última norma nombrada, y con esto proceder a la comparación entre ambas normas con las recomendaciones chilenas.

En el código neocelandés, a diferencia de la norma estadounidense, cuenta con la información necesaria para obtener los períodos asociados tanto a la masa convectiva como a la impulsiva, con lo cual es posible realizar una modelación computacional inmediatamente, sin antes hacer un análisis previo para obtención del período impulsivo.

La información disponible para un análisis de estanques en acero dentro de este código se puede decir que es mucho mayor a la entregada en la norma analizada anteriormente, pues entrega una amplia gama de comentarios que llevan al lector a entender con mayor claridad el por qué realizar los pasos mencionados en cada sección, sin embargo uno de los puntos más desfavorables para esta norma es el desorden en que se encuentran sus capítulos, debido a que las recomendaciones y comentarios para una sección o apartado se encuentran por separados, lo que dificulta y demora su comprensión.

Las recomendaciones que se dan en la norma pretenden unificar el diseño sísmico de estanques de almacenamiento, sin importar el material o la función, proporcionando información adicional a aquella que ya está disponible en otros documentos de diseño de estanques.

Dentro de esta norma se entregan diferentes pasos para el diseño sísmico de estanques, el cual depende de las características del depósito de almacenamiento de líquido a diseñar, que a continuación se señalan.

Las recomendaciones de la norma se dividen en los siguientes casos:

- I. Estanque cilíndrico circular vertical rígido.
- II. Estanque rectangular rígido.
- III. Estanque cilíndrico circular horizontal.
- IV. Estanque rígido axial-simétrico no cilíndrico con eje vertical.
- V. Estanque cilíndrico circular vertical flexible.
- VI. Estanque rectangular flexible.
- VII. Estanques semienterrados.
- VIII. Estanques elevados.

El análisis realizado se enfoca al estudio de estanques cilíndricos verticales de paredes flexibles, debido al espesor de estas y al material considerado, esto es, acero A42-27ES.

A continuación se describe la metodología para el diseño sísmico de un estanque cilíndrico vertical de acero anclado a la base, según el código antes nombrado.

Para el diseño sísmico según esta norma, uno de los primeros términos a definir es la probabilidad anual de excedencia del terremoto esperado, el cual depende del tipo de líquido contenido en el estanque y de la categoría correspondiente a la importancia de la falla. Con esto se obtiene el valor del parámetro p que se muestra en la siguiente tabla.

<u>Contenido del Estanque</u>	<u>Categoría</u>		
	A	B	C
Agua Potable	---	---	0.005
Agua para Incendios	---	---	0.002
No Tóxicos, No Inflamables	0.01	0.01	0.01
Químicos tóxicos no volátiles	0.01	0.002	0.0005
Químicos tóxicos volátiles	0.005	0.001	0.0002
Productos petroquímicos muy poco inflamables	0.01	0.002	0.0005
Productos petroquímicos muy inflamables	0.005	0.001	0.0002
Explosivos y otros materiales inflamables	0.005	0.001	0.0002
Estanques en los servicios de emergencia	---	---	0.0005
Productos Agrícolas	0.05	---	---

Tabla 3.4 Probabilidad Anual de Excedencia del Sismo. (Fuente: Código SDST NZ, página 15)

Las zonas sísmicas de Nueva Zelanda se encuentran demarcadas en un mapa geográfico dentro de la norma, definiendo la zona sísmica se puede determinar el coeficiente asociado al lugar de emplazamiento del estanque β , que varía entre los valores de 1.0 a 0.5, siendo el valor más conservador para los cálculos del diseño el valor igual a 1.0.

Otro de los parámetros ocupados en el análisis es el coeficiente horizontal máximo de la aceleración α , para el cual se recomienda utilizar un valor fijo igual a 0.35.

En último lugar podemos nombrar al factor A_p , asociado a la probabilidad anual de excedencia, que se determina según lo mostrado en la figura 3.6, en donde la curva indicada como DZ 4203 es la utilizada para la obtención del parámetro. A continuación se ilustra la curva:

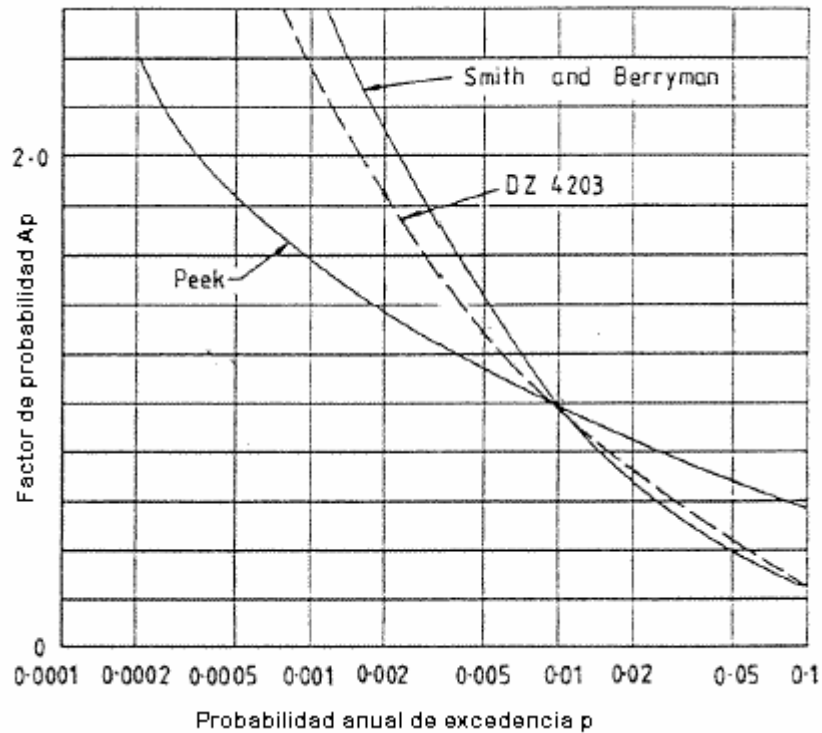


Figura 3.6 Factor de Probabilidad A_p . (Fuente: Código SDST NZ, página 51)

3.4.1 COEFICIENTES DE FUERZA SÍSMICA

Los coeficientes asociados a las fuerzas sísmicas de cada modo serán determinados de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C_h(T) = \alpha \beta A_h(T) A_p \quad \text{Ec. 3.17}$$

El valor de la respuesta horizontal de aceleración A_h para el coeficiente impulsivo se determina de la figura 3.7, conocidos el período impulsivo y el amortiguamiento asociado al tipo de estanque, este último según lo indicado en la tabla 3.5.

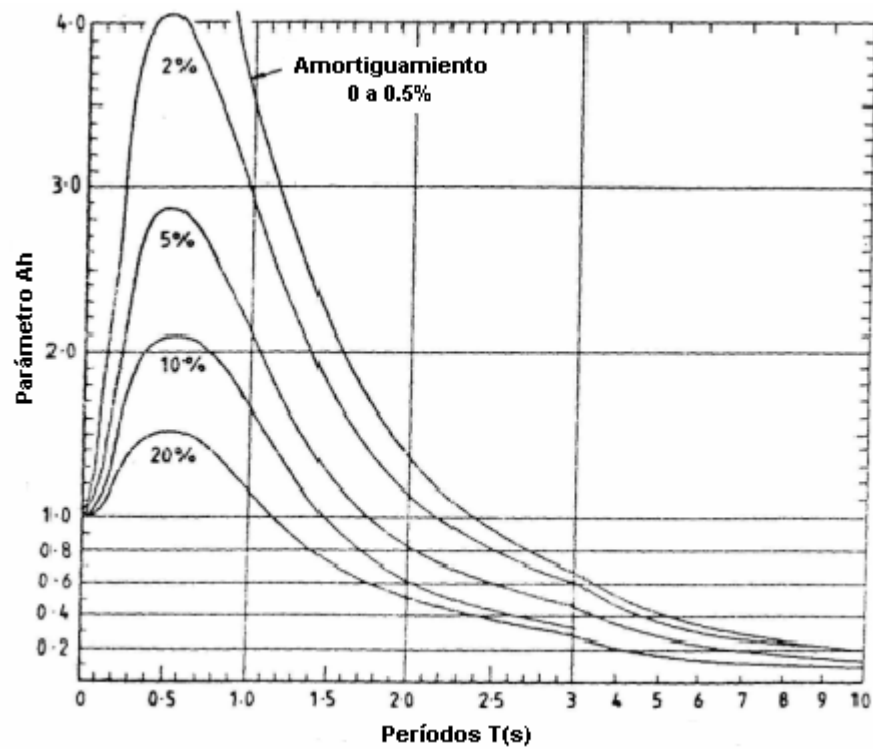


Figura 3.7 Parámetro A_h . (Fuente: Código SDST NZ, página 48)

<u>Descripción del Estanque</u>	<u>Amortiguamiento al movimiento horizontal (%)</u>
Estanque rígido y flexible anclados	5
Estanques flexibles sin anclaje	15

Tabla 3.5 Amortiguamiento. (Fuente: Código SDST NZ, página 79)

El valor de la respuesta horizontal de aceleración A_h para el coeficiente convectivo que se determina de la figura 3.7, se obtendrá con un amortiguamiento igual a 0.5% para la componente convectiva y de 5% para la componente impulsiva, según lo indicado en la tabla 3.5 para estanques rígidos y flexibles anclados.

3.4.2 MASAS Y ALTURAS ASOCIADAS AL SISMO

Las masas efectivas y las alturas donde actúan las fuerzas sísmicas asociadas a éstas, son obtenidas de acuerdo al análisis del modelo mecánico masa-resorte propuesto por los estudios de Haroun y Housner, en donde el estanque de acero es considerado como un recipiente flexible.

A continuación se muestra el modelo propuesto para el análisis:

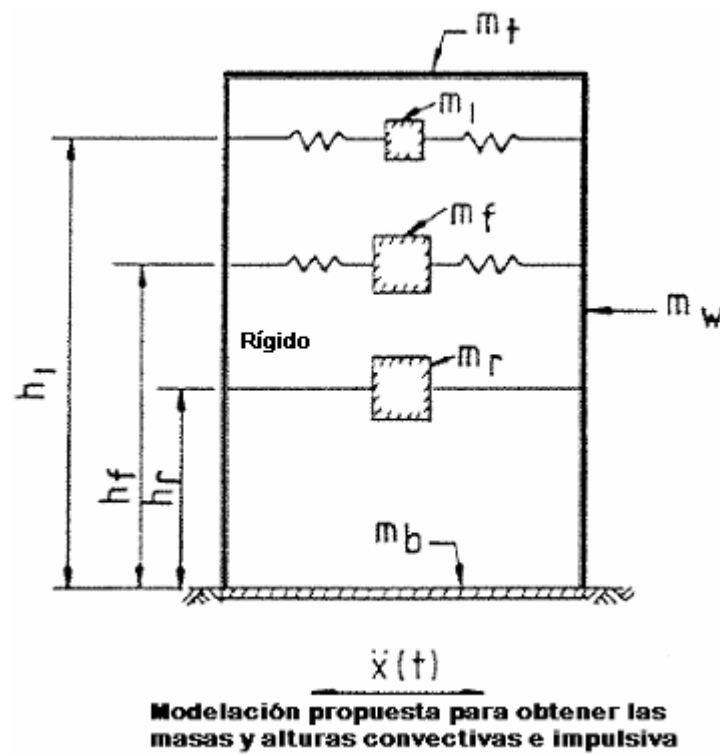


Figura 3.8 Modelo Mecánico Equivalente. (Fuente: Código SDST NZ, página 19)

3.4.2.1 MASAS SÍSMICAS

Antes de definir las masas sísmicas asociadas los modos de vibración, es necesario calcular m_ℓ que corresponde a la masa del líquido contenido en el estanque, la que se define como sigue:

$$m_\ell = \rho_\ell \pi R^2 H \quad \text{Ec. 3.18}$$

Además es necesario conocer la masa del estanque que es:

$$m_w = 2\pi R_m t_w H_T \rho_{ace} \quad \text{Ec. 3.19}$$

Donde:

H : Altura del líquido contenido

H_T : Altura total del estanque.

R, R_m : Radio del estanque y radio medio del estanque, respectivamente.

ρ_ℓ, ρ_{ace} : Densidad líquido y del acero respectivamente.

t_w : Espesor de pared del estanque.

De acuerdo a la modelación mostrada anteriormente, se puede decir que la masa m_ℓ representa el primer modo convectivo, la masa m_r y su altura h_r representan al cuerpo rígido del estanque, mientras que la masa m_f y su altura h_f representan la influencia de la deformación de la pared del estanque respecto de la base. Las masas m_r y m_f corresponden a dos modos impulsivos por separados; m_r esta dado por:

$$m_r = m_0 - m_f \quad \text{Ec. 3.20}$$

Los cuocientes de las masas impulsivas, m_f / m_ℓ y m_0 / m_ℓ , pueden ser obtenidos de los estudios realizados por Housner y Haroun o por Haroun y Eellaithy. Estas razones son dibujadas en la figura 3.9 en función de la razón H/R_m que depende de la geometría del estanque; H corresponde a la altura del líquido y R_m al radio medio del estanque circular.

Las masas m_1 y m_2 convectivas se obtienen de la misma forma a la nombrada anteriormente, entrando al gráfico de la figura 3.10 a partir de la razón H / R_m .

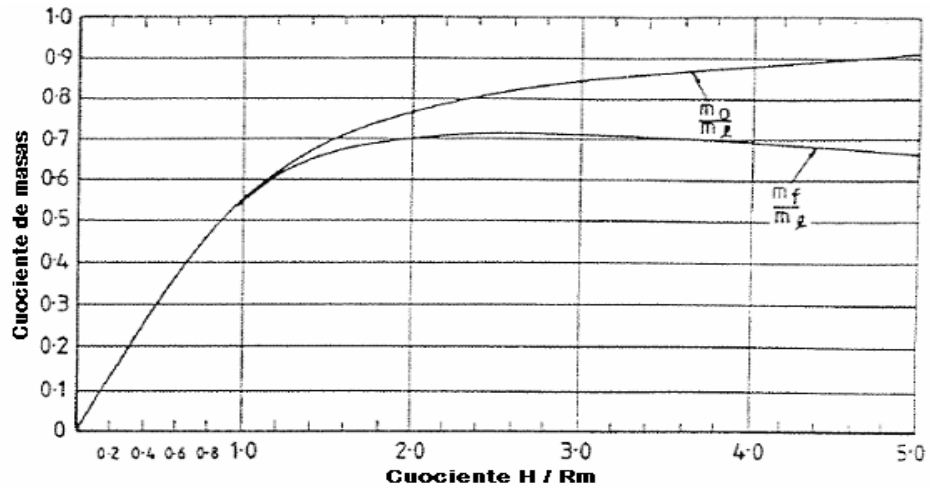


Figura 3.9 Masas Impulsivas. (Fuente: Código SDST NZ, página 68)

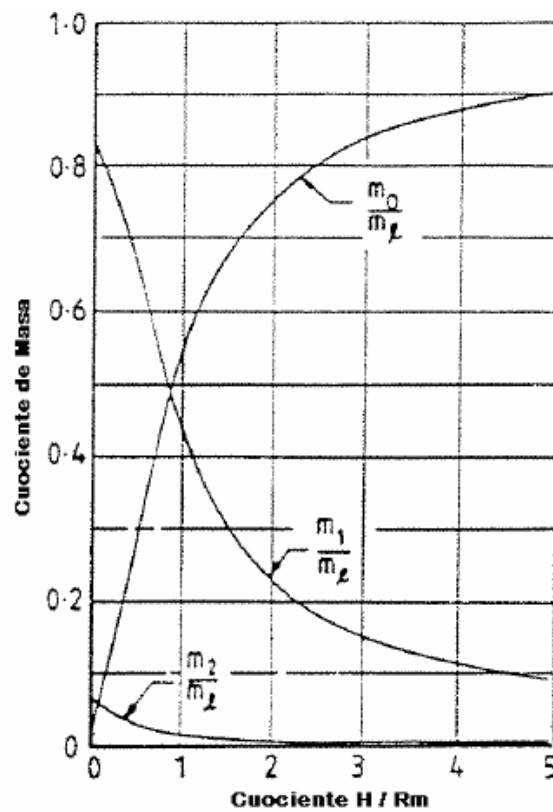


Figura 3.10 Masa Convectiva. (Fuente: Código SDST NZ, página 59)

3.4.2.2 ALTURAS EFECTIVAS DE LAS MASAS

La altura efectiva de la masa impulsiva se determina de acuerdo al gráfico mostrado en la figura 3.11, donde se entra con el cociente H / R_m que depende de la geometría del estanque.

La altura efectiva correspondiente al modo convectivo h_1 se determina según el gráfico de la figura 3.12.

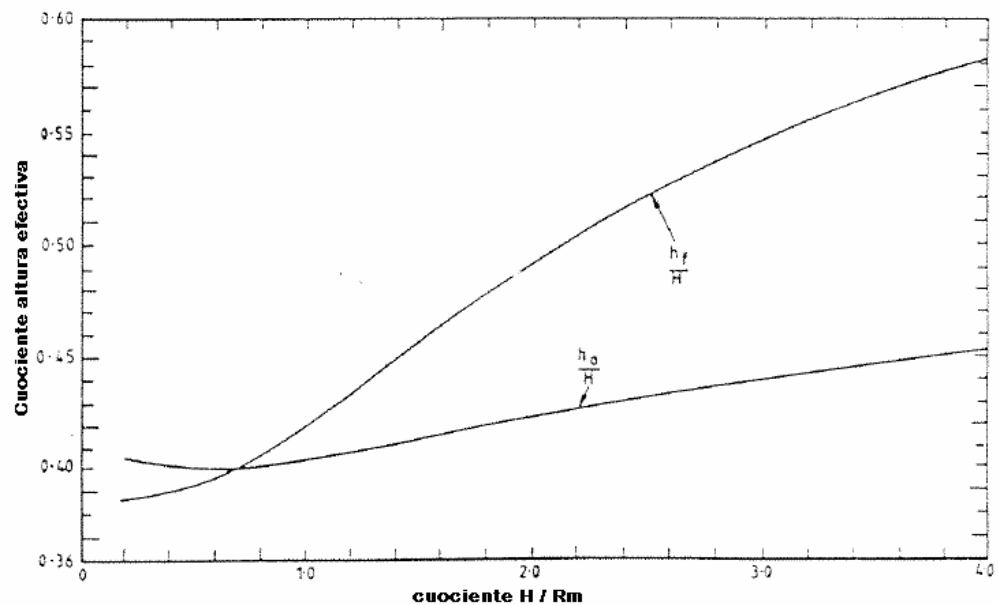


Figura 3.11 Alturas Impulsivas. (Fuente: Código SDST NZ, página 68)

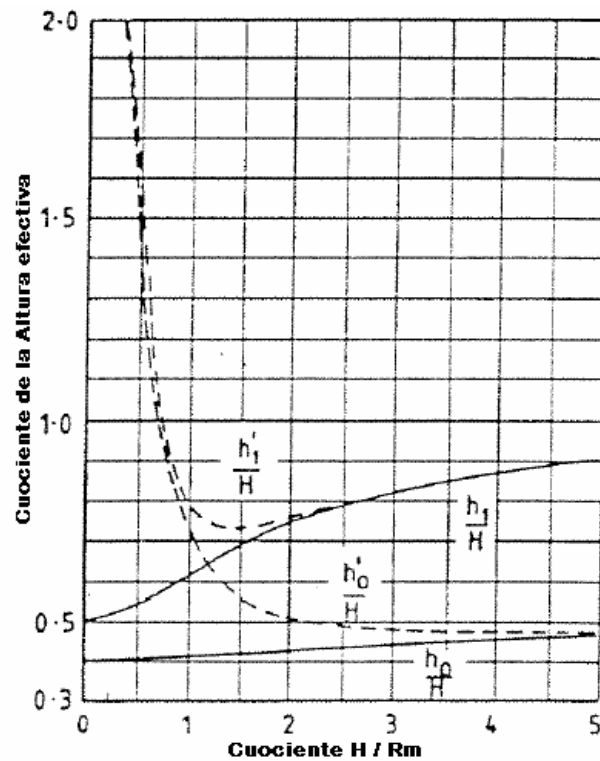


Figura 3.12 Altura Convectiva h_1 . (Fuente: Código SDST NZ, página 59)

3.4.3 PERÍODOS

El período de vibración del modo impulsivo estanque-líquido está dado por la siguiente ecuación:

$$T_f = \frac{5.61\pi H}{K_h} \sqrt{\frac{\gamma_l}{Eg}} \quad \text{Ec. 3.21}$$

El coeficiente del período, K_h se obtiene haciendo coincidir la curva mostrada en el gráfico que corresponde a la fracción t_w / R_m (donde t_w es el espesor de la pared del estanque) con la razón H / R_m . A continuación se muestra la figura 3.13.

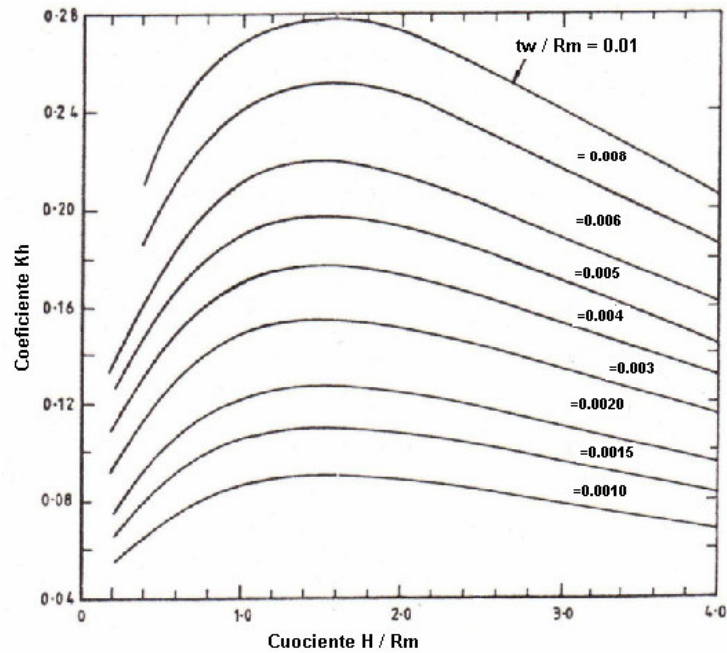


Figura 3.13 Coeficiente Asociado al Período Impulsivo, K_h . (Fuente: Código SDST NZ, página 73)

El período de vibración del modo convectivo se obtiene del gráfico mostrado en la figura 3.14, en donde se encuentra tanto el primer modo como el segundo.

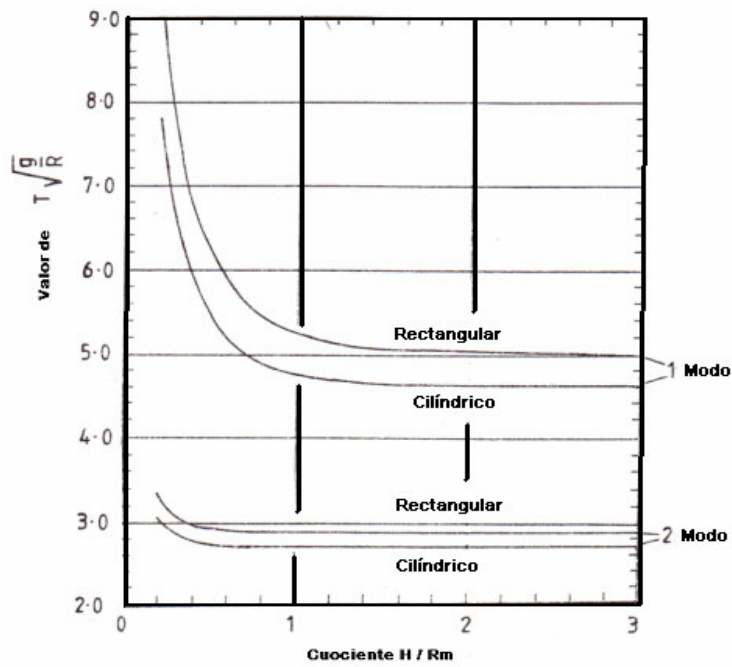


Figura 3.14 Valor de $T = \sqrt{g/R}$. (Fuente: Código SDST NZ, página 71)

3.4.4 CORTE EN LA BASE

La fuerza de corte en la base del estanque, asociada a las masas de las fuerzas horizontales que representan los efectos hidrodinámicos, queda definida por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} Q_1 &= C_h (T_1) m_1 g \\ Q_r &= C_h (\bar{T}_0) m_r g \\ Q_f &= C_h (T_f) [m_f + m_w + m_t] g \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.22}$$

El corte total se determinará según el método SRSS como sigue:

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + (Q_r + Q_f)^2} \quad \text{Ec. 3.23}$$

3.4.5 MOMENTO EN LA BASE

El momento queda determinado por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} M_1 &= m_1 h_1 c_h (T_1) g \\ M_f &= c_h (\bar{T}_f) [m_f h_f + m_w h_w + m_t h_t] g \\ M_r &= c_h (\bar{T}_0) [m_0 h_0 - m_f h_f] g \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.24}$$

Si el término $(m_0 h_0 - m_f h_f)$ es negativo se debe ignorar y sólo se calculará el momento con los términos restantes de la ecuación. Entonces el momento aplicado en la base sería:

$$M_{0T} = \sqrt{M_1^2 + (M_f + M_r)^2} \quad \text{Ec. 3.25}$$

3.4.6 ALTURA DE OLA CONVECTIVA

El máximo desplazamiento vertical del modo convectivo del líquido queda definido por la siguiente ecuación:

$$d_{\max} = R\sqrt{(0.84 C_h(T_1))^2 + (0.07 C_h(T_2))^2} \quad \text{Ec. 3.26}$$

3.4.7 COMPRESIÓN EN LA PARED

Se define como la tensión axial debido al peso de la pared del estanque, más la tensión axial debido al momento calculado por el diseño sísmico. Así, la compresión total f queda determinada por:

$$\text{Tensión del manto: } \frac{m_w g}{2\pi R t_w} \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$\text{Tensión debido a } M_{0T}: \frac{M_{0T}}{Z} \quad \text{Ec. 3.28}$$

$$\text{Donde } Z = \pi R^2 t_w \quad \text{Ec. 3.29}$$

$$\text{Finalmente } f \text{ (MPa): } \frac{m_w g}{2\pi R t_w} + \frac{M_{0T}}{Z} \quad \text{Ec. 3.30}$$

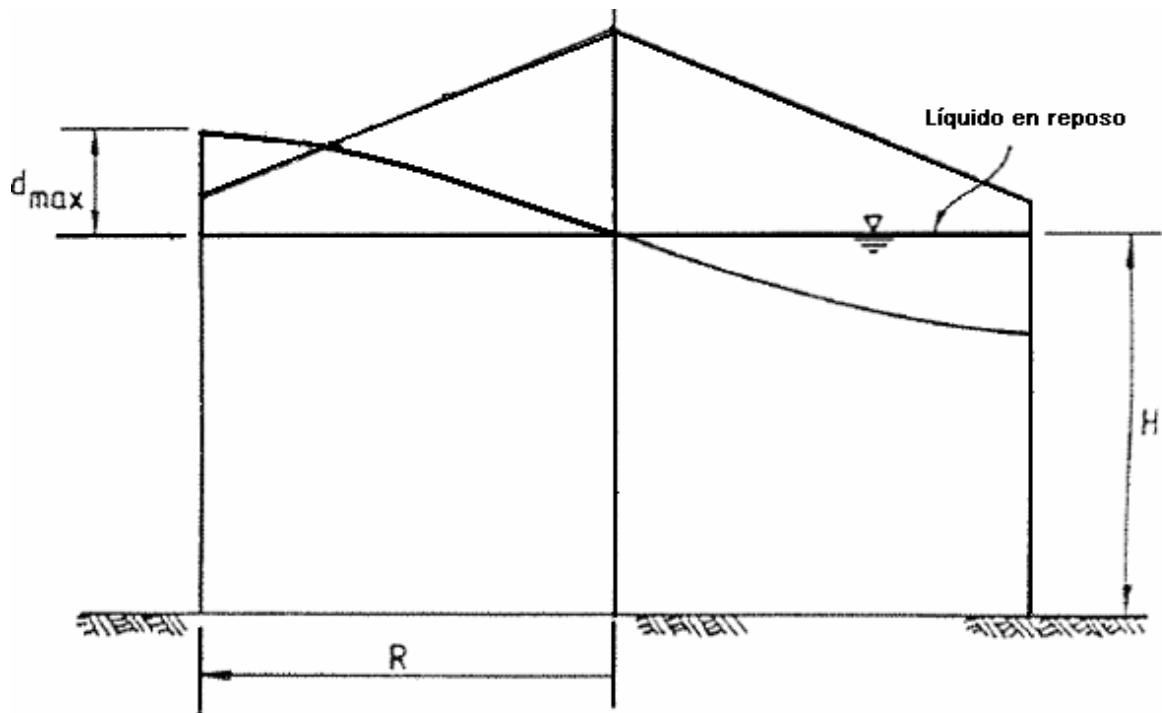


Figura 3.15 Desplazamiento Líquido y Distancias Geométricas. (Adaptación: SDST NZ)

Finalmente, con todo este análisis y el método a seguir según la norma neozelandesa, podemos construir una planilla de cálculo para contar con todas las características asociadas al estanque para el diseño sísmico.

En la planilla de cálculo construida sólo es necesario ingresar las dimensiones geométricas y los valores asociados al sector donde se emplaza la estructura, factor de importancia, de reducción de la respuesta y los parámetros relacionados al cociente altura líquido y radio, para obtener los resultados que serán comparados con las otras normas, como el corte basal el momento volcante, las masas y períodos de los modos de vibrar.

Los cálculos fueron hechos con las mismas dimensiones utilizadas en el análisis de la norma norteamericana API 650ad03, las cuales son:

Diámetro: 9,5 m

Espesor del manto: 6 mm

Densidad del petróleo: 800 kg/m^3

Las dimensiones variables para los diferentes recipientes son las siguientes:

	Estanque 1	Estanque 2	Estanque 3
	E1	E2	E3
Altura del estanque	6	9	17
Altura del líquido almacenado	4	8	15

Tabla 3.6 Dimensiones de Estanques en estudio

A continuación se ilustra una parte de la planilla de cálculo construida, donde se ingresan los valores necesarios para la obtención de las características a comparar:

Diseño Sísmico de Estanques cilíndricos de almacenamiento según SDST NZ		
Acero A42-27Es		
p :	0,01	factor probabilidad
α :	0,35	Coef.de aceleración
β :	1	Zona sísmica
Ap :	1	depende de p
H _T :	9	m
R,Rm :	4,75	m
H :	8	m
H/Rm :	1,68	
g :	9,81	m/s ²
ξ impulsivo :	5	%
ξ convectivo :	0,5	%
A _h (Tf) :	1,4	modo impulsivo
A _h (T1) :	0,62	modo convectivo
E _{ace} :	2,1E+11	Pa
ρl (petróleo) :	800	kg/m ³
t (esp manto) :	6	mm
ρ_{ace} :	7850	kg/m ³
m _t :	3832	kg
Fy :	270	Mpa

Tabla 3.7 Datos de entrada, planilla de Cálculo según SDST NZ y NCh 2369.

Esta planilla además permite realizar una comparación entre los resultados obtenidos según el código neozelandés y las recomendaciones de la norma chilena NCh 2369 Of2003: el corte y momento basal.

Una diferencia importante entre las recomendaciones de Nueva Zelanda con la norma chilena, es que se dedica exclusivamente al diseño de estanques. Además entrega muchas más herramientas para poder comprender de mejor forma el comportamiento del estanque-líquido frente a un terremoto que lo indicado en la norma estadounidense.

Con respecto al corte basal en la SDST NZ se concluye que el corte basal corresponde a la suma de las fuerzas de corte que producen cada una de las componentes de las masas impulsiva y convectiva: Q_r , Q_f y Q_l , donde cada una de estas fuerzas está multiplicada por su coeficiente sísmico asociado según lo señalado en el análisis del método. Esto se debe a que las componentes impulsiva y convectiva se encuentran en fases distintas, o sea con distintos períodos.

Finalmente podemos decir que una de las principales diferencias entre API 650 y SDST NZ es el modelo mecánico equivalente que propone cada norma en el análisis sísmico a seguir para determinar las masas impulsiva y convectiva. Dentro del código neozelandés para representar la parte impulsiva del comportamiento se definen dos masas impulsivas, lo que equivale a considerar dos modos impulsivos, una masa m_f , masa impulsiva para el modo de deformación horizontal, y una masa m_r , masa del modo impulsivo para el cuerpo rígido, esto conlleva a tener cuidado en la modelación computacional, ya que el modelo propuesto debe ser diferente para ambos.

3.5 DESARROLLO DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

Para el uso de la norma estadounidense, se propone trabajar con la teoría dada por Housner en donde se plantea unir las masas convectiva e impulsiva a la pared del estanque mediante resortes con rigideces equivalentes obtenidos de acuerdo a los períodos de vibración correspondientes.

Para el uso de la norma neozelandesa se propone trabajar con el modelo mecánico equivalente que se plantea dentro de este código, donde un estanque de acero es considerado como un recipiente flexible. El modelo mecánico corresponde al desarrollado en los estudios de Haroun y Housner, y al igual que el modelo anterior, las masas convectiva e impulsiva se unen a la pared del estanque por medio de resortes con rigideces equivalentes.

3.5.1 DEFINICIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Dado que en los análisis sísmicos de ambas normas se obtienen una masa impulsiva y una masa convectiva, es posible aplicar el modelo mecánico equivalente simplificado propuesto por Housner en 1963. En este modelo, las masas se unen a la pared del estanque mediante resortes de rigideces equivalentes. El modelo propuesto por el profesor Housner se ilustra a continuación.

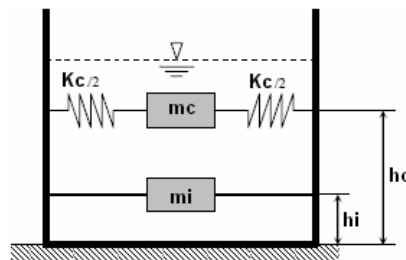


Figura 3.16 Modelación Líquido-Estanque de G. Housner 1963. (Fuente: Revista Bit)

Al considerar esta modelación y lo recopilado en las normas estudiadas, se procede a realizar una comparación entre las rigideces calculadas considerando un modelo dinámico de un grado de libertad por separado para las componentes impulsiva y convectiva, con las rigideces obtenidas del análisis representado por la ecuación de movimiento con dos grados de libertad, lo cual es posible debido a que existe una gran diferencia entre ambas frecuencias, por lo tanto el movimiento de las masas impulsiva y convectiva ocurre con períodos muy lejanos y de manera desacoplada, lo que básicamente significa que no existe interacción de fuerzas durante la oscilación de cada masa.

Considerando lo anterior, las rigideces necesarias para el modelo se obtuvieron mediante la siguiente fórmula:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ec. 3.31}$$

Para la frecuencia convectiva la ecuación quedaría como:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_c}{m_c}} \quad \text{Ec. 3.32}$$

Luego la rigidez asociada la masa convectiva sería:

$$K_c = \omega^2 m_c \quad \text{Ec. 3.33}$$

$$k_c = 369019 \quad N/m$$

Para la componente impulsiva la rigidez equivalente se obtiene sumando las masas impulsivas y la masa asociada al estanque, esto incluye las paredes y el techo, entonces, la relación de la rigidez quedaría así:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_e + m_i}} \quad \text{Ec. 3.34}$$

Al despejar el valor de la rigidez, está queda como sigue:

$$k_i = \omega_i^2 \cdot (m_i + m_e) \quad \text{Ec. 3.35}$$

$$k_i = 1937645056 \quad N/m$$

Dadas las consideraciones particulares de este tipo de análisis dinámico, el comportamiento del líquido dentro del estanque se puede representar por medio de la ecuación de movimiento con dos grados de libertad, donde las rigideces asociadas a este modelo son las mismas obtenidas de los 2 modelos de un grado de libertad anteriormente calculados. Así, la formulación matemática correspondiente sería:

$$\begin{bmatrix} m_i & 0 \\ 0 & m_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_i + k_c & -k_c \\ -k_c & k_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 3.36}$$

La cual corresponde a la formulación matricial diferencial de la ecuación del movimiento de un oscilador de dos grados de libertad con amortiguamiento nulo, esto último, si bien no es del todo cierto, pues toda estructura está asociada a un grado de amortiguamiento, sí es una aproximación válida para cortos períodos de oscilación o bien cuando esta es forzada, como es el caso de los sismos. En estas condiciones, la vibración de una estructura con

grado de amortiguamiento bajo, queda caracterizada por sus frecuencias naturales, las cuales corresponden matemáticamente a las soluciones del problema de valores propios de la ecuación matricial del movimiento, esto es:

$$\det|[K] - \omega^2 [M]| = 0$$

Luego, resolviendo el problema de valores propios para la rigidez k , haciendo uso de las frecuencias ω_i y ω_c calculadas con la fórmula característica de un oscilador de un grado de libertad: $\omega = \sqrt{k/m}$, lo cual es, como ya se indicó anteriormente, una buena aproximación para este caso, se obtienen las siguientes rigideces:

$$k_c = 362964 \quad N/m$$

$$k_i = 1934149961 \quad N/m$$

Lo cual corrobora la validez de la aproximación considerada y el hecho de que ambos modos de vibrar son prácticamente desacoplados.

Además, con todo lo anterior podemos demostrar que la matriz de vectores propios que resulta del análisis de la ecuación de movimiento para dos grados de libertad es prácticamente una matriz diagonal secundaria, como se muestra a continuación:

$$\begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 5372 & -0,00019 \end{bmatrix}$$

La matriz anterior nos permite apreciar el movimiento relativo que existe entre un grado de libertad respecto del otro, para el mismo modo de vibrar. En la primera columna se puede observar que el desplazamiento relativo entre los grados de libertad llega a tener una diferencia de 5372 veces.

Entendiendo el significado físico de la matriz modal, se puede hacer la siguiente aproximación:

$$[\phi] \approx \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ 1 & 0 \end{bmatrix}$$

Esto se debe a que los modos de vibrar poseen períodos muy alejados entre sí, por lo que el comportamiento es virtualmente desacoplado.

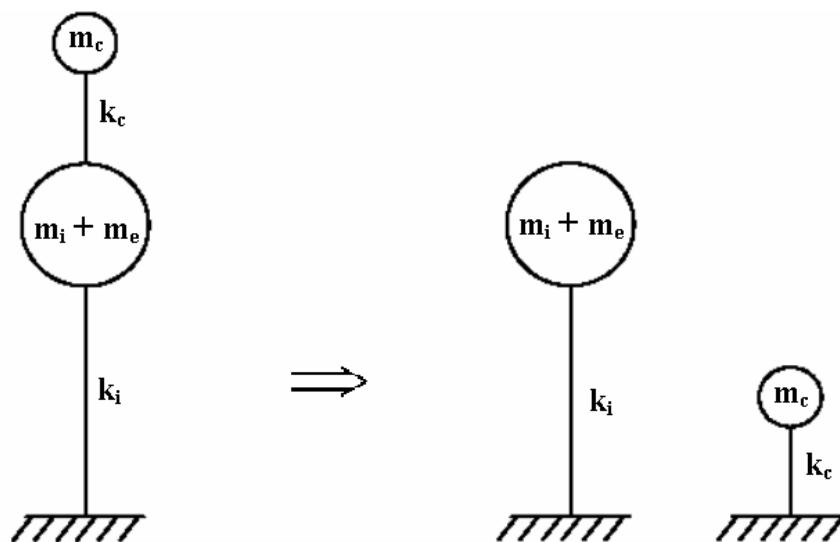


Figura 3.17 Modelo Desacoplado Equivalente. (Fuente: Adopción, Draft Indian Standard)

Todo lo anterior es necesario para poder modelar la interacción líquido-estanco y con ello desarrollar los modelos computacionales, donde el primer modelo utilizado para calibrar y comparar el modelo de elementos finitos final, será el modelo de péndulo invertido, el cual se construirá sólo para el estanco E1.

La interacción entre la barra del péndulo y la masa asociada será como se describe a continuación

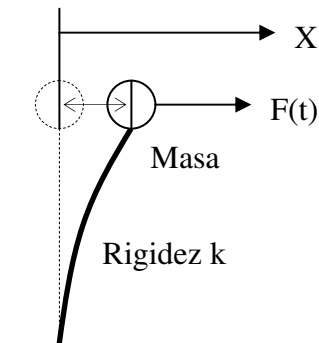


Figura 3.18 *Modelo Péndulo Invertido.* (Fuente: Cátedras Diseño Sísmico, UCSC, 2005)

Al hacer una modelación simple del tipo doble péndulo invertido con 2 barras rígidas verticales y 2 masas asociadas, se debe conocer la capacidad que posee la barra vertical al desplazamiento lateral cuando se aplica una fuerza en uno de sus extremos, esto se conoce como rigidez y se calcula considerando los grados de libertad locales que están restringidos al movimiento y estos son 1, 2, 3, 5, y 6, los que se muestran en la siguiente figura:

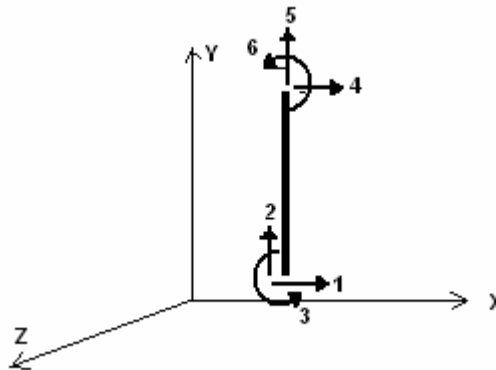


Figura 3.19 *Grados de Libertad*

Considerando un modelo de barra empotrada en la base (grados de libertad 1, 2 y 3 restringidos) y condensando para el grado de libertad 4 que corresponde al desplazamiento horizontal, el coeficiente de rigidez lateral K está relacionado con el largo L de la barra, el módulo de elasticidad equivalente E y la inercia flexural de la sección transversal de la barra considerada y se calcula como:

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad \text{Ec. 3.37}$$

Dado que la longitud de la barra queda determinada por la altura de las masas convectiva e impulsiva, basta con fijar una sección transversal que define la inercia flexural, para así determinar el módulo de elasticidad E , necesario para obtener la rigidez correspondiente.

$$E = \frac{KL^3}{3I} \quad \text{Ec. 3.38}$$

3.5.1.1 Modelo Dinámico Equivalente

Lo descrito anteriormente se puede mostrar con una modelación en SAP 2000 (o bien realizada manualmente) del modelo dinámico equivalente, en donde se obtienen los diferentes períodos de vibración de la masas impulsiva y convectiva, entregando dos períodos asociados a cada masa esto se debe a que el programa realiza un análisis sísmico en las dos direcciones horizontales, con respecto a la base, las cuales son perpendiculares entre si.

Entonces los períodos obtenidos para la modelación dinámica equivalente del estanque E1 y sus deformadas equivalentes son las siguientes

$T_1 = 3,41 \text{ s}$
 $T_2 = 3,41 \text{ s}$

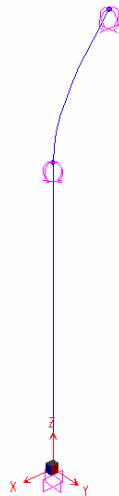


Figura 3.20 Modos Convectivos

$T_3 = 0,051 \text{ s}$
 $T_4 = 0,051 \text{ s}$

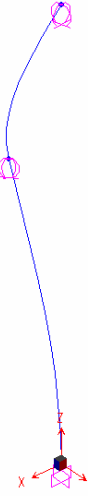


Figura 3.21 Modos Impulsivos

Al ingresar los valores en el software de la modelación realizada considerando las componentes impulsiva y convectiva se obtienen los períodos según las normas, al observar las deformadas de la modelación se puede observar el desacoplamiento que existe entre ambas componentes.

3.5.1.2 Modelación por Elementos Finitos

Con la descripción de los puntos anteriores y una vez realizados los cálculos con las normas extranjeras, se procede a la realización del modelo de elementos finitos, para ser aplicado a los tres estanques en estudio, con la forma y dimensiones de ellos, y con la ayuda del software SAP2000. Al modelar los tres estanques de alturas diferentes, se pretende obtener una representación de la interacción entre el fluido y la estructura, para validar los resultados calculados con la norma SDST NZ (norma Neozelandesa) respecto de los períodos de oscilación de los modos naturales de vibrar de la estructura interactuando con el fluido.

El modelo elegido se hizo con elementos bidimensionales de placa para las paredes del estanque.

La masa convectiva se aplicó en el punto ubicado a la altura correspondiente a la componente convectiva obtenida del análisis sísmico de las normas en estudio.

La masa correspondiente a la componente impulsiva del estanque será repartida alrededor del manto del estanque para que represente de esta forma la teoría general del análisis realizado por el profesor Housner en 1963, en donde se señala que la masa impulsiva se mueve en forma solidaria a la estructura del estanque.

La distribución de la masa impulsiva se hizo mediante la relación entre el peso y los volúmenes de la componente impulsiva y los totales del líquido almacenado en el estanque. La relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{V_i}{V_L} \quad \text{Ec. 3.39}$$

Luego la altura en que se debe repartir la masa impulsiva es la siguiente:

$$h_{DI} = \frac{W_i}{W_L} h_L \quad \text{Ec. 3.40}$$

La circunferencia del manto del estanque fue dividida en 24 partes y los elementos de área tipo placa se dividieron en una altura de 0,2 metros; luego con esto datos se realizan simples operaciones matemáticas para obtener la masa correspondiente a cada punto de la altura total de distribución de la masa impulsiva, alrededor del estanque. Todo lo anterior se resume de la siguiente manera: el total de puntos dados por esta modelación sería

$\frac{h_{DI}}{0,2} \times 24$, con esto, la masa impulsiva que corresponde a cada punto de la estructura esta

dada por $\frac{m_i}{\left(\frac{h_{DI}}{0,2} \times 24\right)}$.

La masa que corresponde a la componente convectiva se conecta a la pared del estanque mediante elementos tipo barra en los cuales el módulo de elasticidad del material equivalente proporcionará la rigidez del elemento. Con esto se pretende que las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la componente convectiva sean representadas y distribuidas de la forma más similar al comportamiento del movimiento de la masa de agua convectiva que se desplaza dentro del estanque.

Entonces para tener una buena sensibilidad en la representación del comportamiento del agua en movimiento dentro del estanque, en la componente impulsiva se decide unir esta masa al estanque mediante 24 barras.

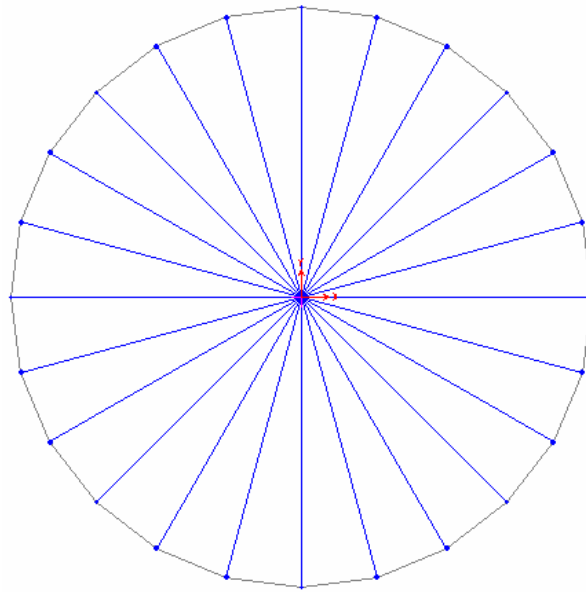


Figura 3.22 Total de barras para Modelación

Enseguida, para la modelación se debe conocer la rigidez que posee la barra horizontal doblemente rotulada, al desplazamiento de los grados de libertad locales de interés; estos son 1, 2, 4 y 5 en la dirección del eje X y se ilustra en la siguiente figura

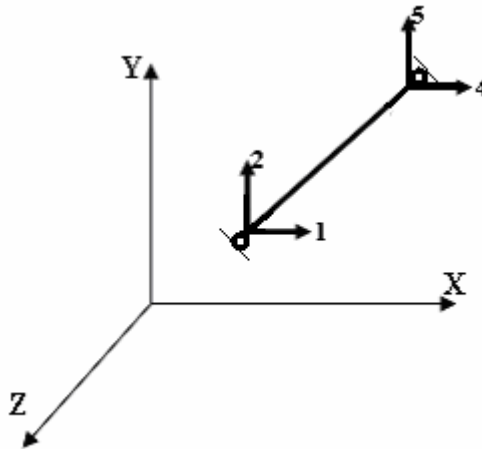


Figura 3.23 Grados de Libertad Barra

La rigidez definida, por los coeficientes de rigidez de la barra con los grados de libertad definidos, queda determinada de la siguiente manera:

$$K_c = \frac{EA}{L} [(2 \cdot \cos 0^\circ) + (4 \cdot \cos 15^\circ) + (4 \cdot \cos 30^\circ) + (4 \cdot \cos 45^\circ) + (4 \cdot \cos 60^\circ) + (4 \cdot \cos 75^\circ) + (2 \cdot \cos 90^\circ)]$$

Ec. 3.41

Sin embargo lo necesario para ser ingresado en el programa es el módulo de elasticidad (E), este queda definido como sigue

$$E = \frac{K_c L}{A [(2 \cdot \cos 0^\circ) + (4 \cdot \cos 15^\circ) + (4 \cdot \cos 30^\circ) + (4 \cdot \cos 45^\circ) + (4 \cdot \cos 60^\circ) + (4 \cdot \cos 75^\circ) + (2 \cdot \cos 90^\circ)]}$$

Ec. 3.42

Así, la masa impulsiva queda unida a las paredes del estanque por medio de 24 barras de rigidez axial tal que su período de oscilación es el calculado según la norma neozelandesa.

Dado que esta masa se mueve horizontalmente, al punto donde se asigna esta masa se le provee un apoyo deslizante horizontal en las dos direcciones ortogonales en planta, de modo que se permita el desplazamiento horizontal, restringiendo el movimiento vertical.

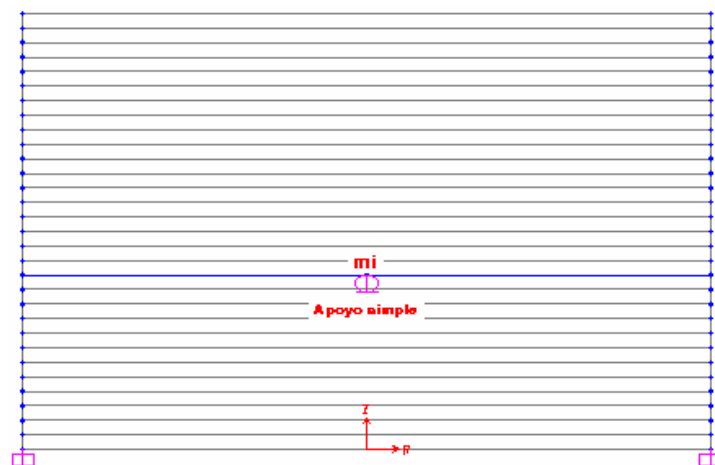


Figura 3.24 Apoyo Simple en la masa (m_i)

Finalmente las barras que sujetan la masa de la componente convectiva poseen un apoyo en sus extremos que liberan las restricciones a los giros provocando que las reacciones de los momentos no aparezcan, ni influyan en el análisis final.

Teniendo presente todo lo descrito anteriormente se ha desarrollado un análisis de los tres estanque considerando las normas norteamericana, neozelandesa y la chilena.

CAPÍTULO 4.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 GENERAL

En este capítulo se muestran todos los resultados obtenidos al hacer los diseños de los estanques, según las normas y por medio de la modelación por elementos finitos.

Los resultados obtenidos por medio del diseño sísmico de las normas se obtuvieron por implementación de planillas Excel, esto facilita los cálculos para los 3 estanques. Al ejecutar las planillas Excel se obtienen elementos de comparación como coeficientes sísmicos, momento volcante, corte basal, etc. y con ello realizar gráficos que muestran la sensibilidad de estos elementos ante la variación de la altura del estanque.

Para los modelos de elementos finitos se obtuvieron los períodos calculados directamente por el software. Los períodos entregados se discriminaron de acuerdo al factor de participación modal, el cual indica la tendencia que tiene la masa modal asociada a ese período. Estos períodos son comparables a los obtenidos según el diseño sísmico de cada norma.

Una vez implementadas las modelaciones en el programa se puede ingresar los espectros de aceleraciones asociados a cada norma para obtener los mismos elementos de comparación entregados por el diseño sísmico de las normas. Con estos resultados se realiza una comparación entre las normas y las modelaciones por elementos finitos.

4.2 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS CON API 650 ad2003 Y NCh 2369 Of2003

4.2.1 COEFICIENTES SÍSMICOS

En el gráfico que se muestra a continuación se describe el comportamiento de los coeficientes sísmicos de acuerdo a las dos normas, según la variación del período asociado.

Esta comparación permite conseguir un primer acercamiento para determinar la paridad que existe entre estos valores, ya que con ambas normas no se tienen los mismos parámetros para determinar el valor del coeficiente sísmico asociado al período, esto ayudará a determinar otro elemento de comparación entre las normas.

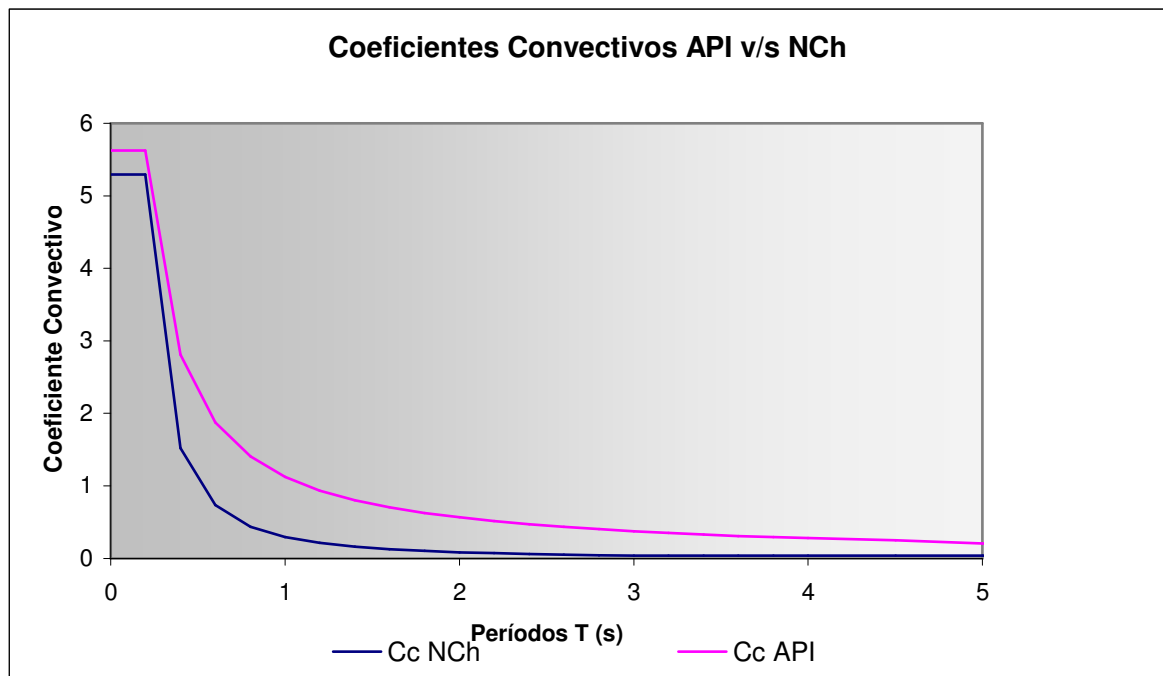


FIGURA 4.1 Coeficientes Sísmicos Convectivos según API 650 ad2003 y NCh 2369 Of2003

Para una mayor precisión en la observación de la diferencia que existe entre las dos normas, se decide crear un gráfico en el cual se muestra sólo un tramo en donde se encuentra el período del modo convectivo, en este rango se encuentran los 3 estanques en estudio y al igual que en el gráfico anterior, se comparan los coeficientes sísmicos calculados con ambas normas.

En el cálculo para E1 con cada norma, los resultados obtenidos para el C_c con un período convectivo igual a $T_c = 3,40$ s, son los siguientes:

	API 650 ad03	NCh 2369 Of03
C_c	0,33	0,04

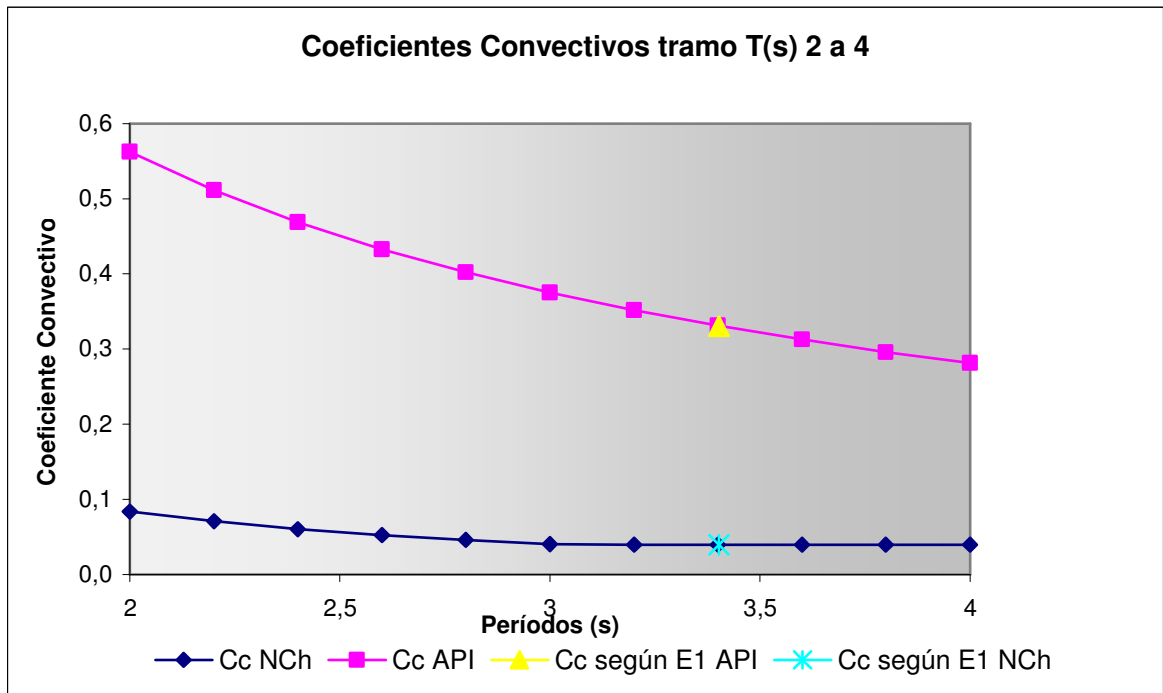


FIGURA 4.2 Coeficientes Sísmicos Convectivos, según API 650 ad2003 y NCh 2369Of2003 (Tramo del Período Convectivo del Estanque E1)

Además, con gráficos similares se puede apreciar las diferencias que existen entre ambas normas para el resultado del cálculo de los coeficientes sísmicos del modo impulsivo.

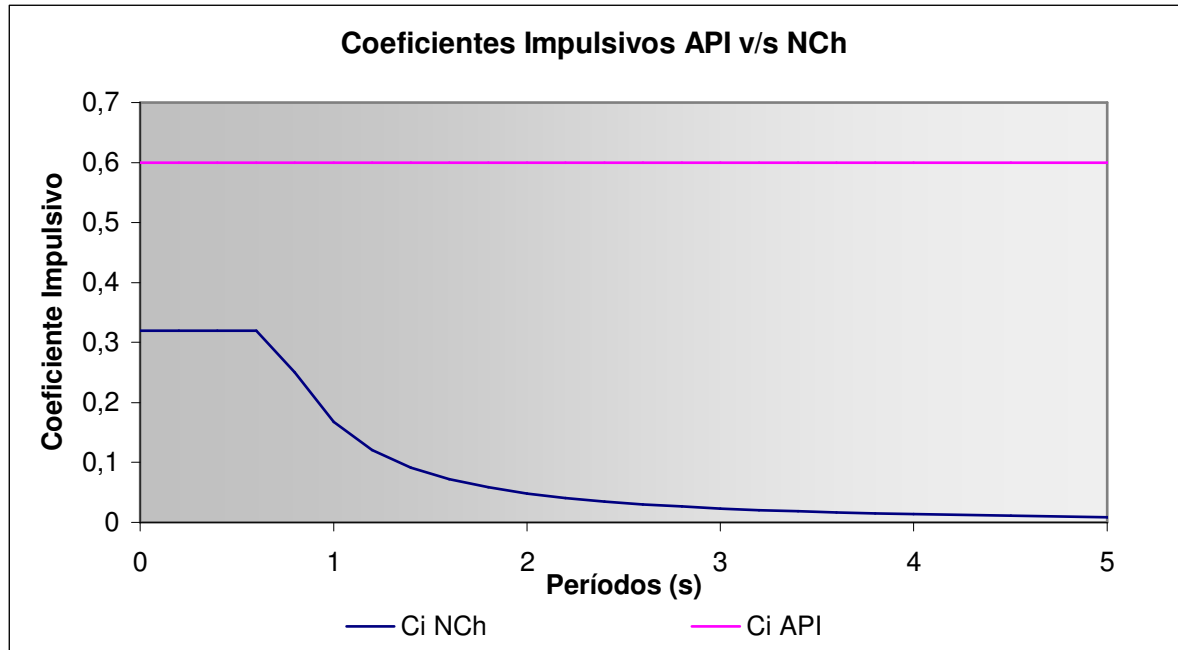


FIGURA 4.3 Coeficientes Sísmico Impulsivos, según API 650 ad2003 y NCh 2369 Of2003

Luego, del análisis para ambas normas con un período $T_i = 0,064s$, los resultados de los coeficientes sísmicos del modo impulsivo resultan distintos y son los siguientes:

	API 650 ad03	NCh 2369 Of03
C_i	0,6	0,32

Entonces el gráfico dentro del rango en que se encuentra el período del modo impulsivo es el siguiente:

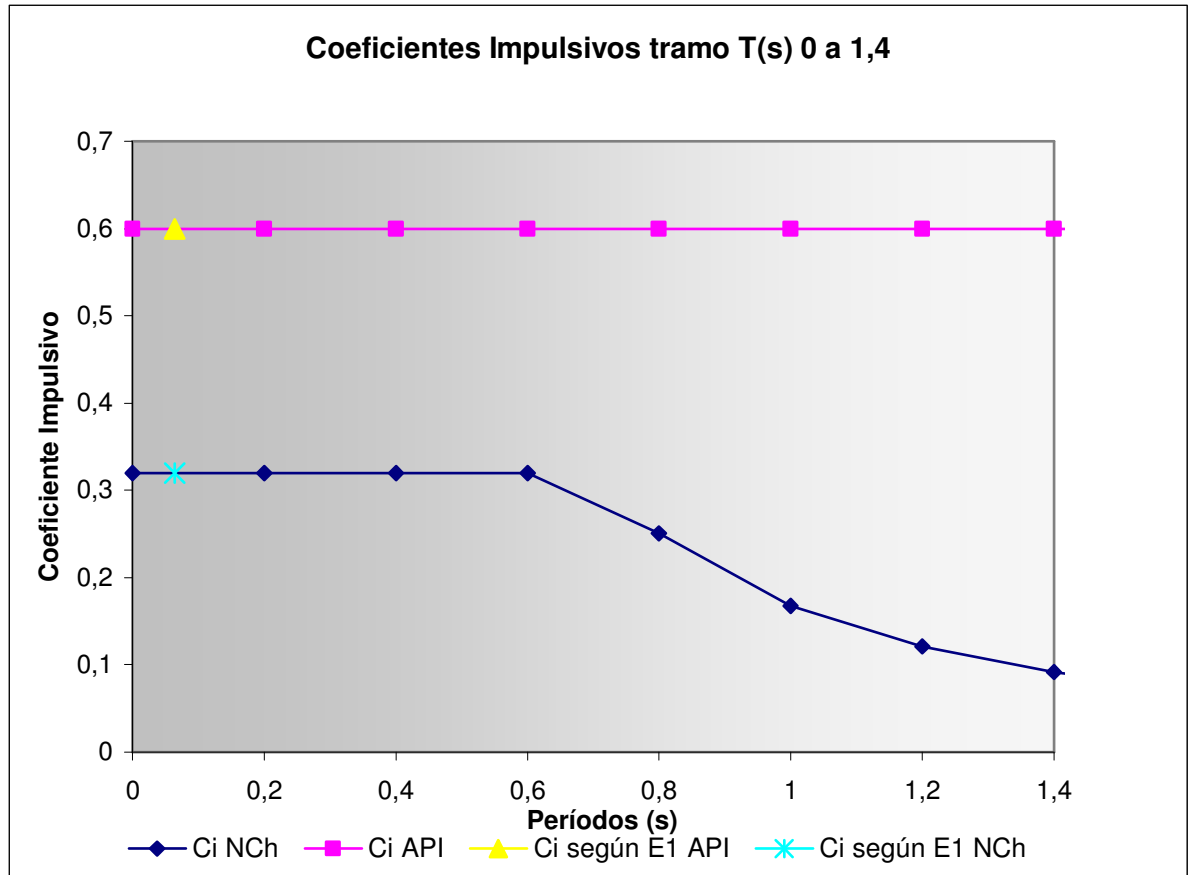


FIGURA 4.4 Coeficientes Sísmicos Impulsivos, según API 650 y NCh 2369
(Tramo del Período Impulsivo del Estanque E1)

4.2.2 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE LAS MASAS

En el gráfico que se muestra a continuación se describe el comportamiento del factor final, ya sea de la masa convectiva como de la masa impulsiva. Realizar una comparación de este factor final resulta interesante para determinar el real comportamiento del corte basal y momento volcante determinado por ambas normas. Esta comparación tiene una gran validez debido a que las masas (impulsiva y convectiva) se obtienen de forma similar, y es posible debido a que la norma chilena acepta la aplicación de las normas extranjeras.

El factor final que multiplica a la masa convectiva para la norma norteamericana API 650 ad03, depende del factor de la zona sísmica (Z), del factor de importancia (I) y del coeficiente sísmico nombrado en la sección anterior (C_c). En cambio en la norma chilena NCh 2369 el factor final resulta de la multiplicación del coeficiente de importancia (I) y el coeficiente sísmico nombrado en el punto anterior. Con lo recientemente descrito podemos realizar la siguiente comparación entre los factores finales que se obtienen, en relación al período convectivo que se estima de acuerdo al estanque que se diseña, en este caso se realizará una comparación para el estanque E1.

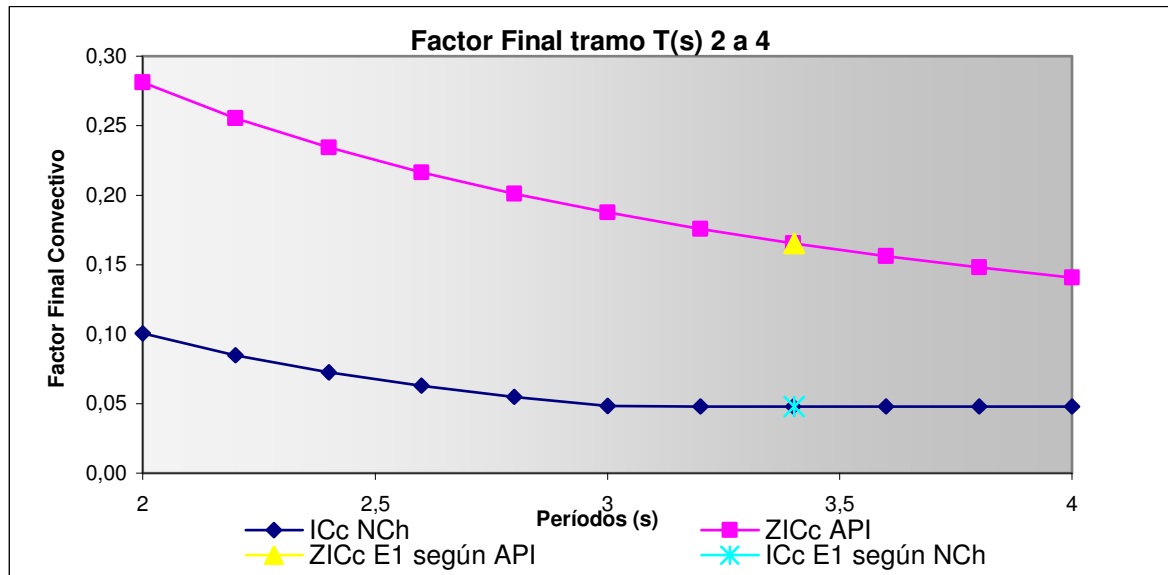


FIGURA 4.5 Factor Final Convectivo según API 650 y NCh 2369
(Tramo del Período Convectivo del Estanque E1)

En el cálculo para E1 con cada norma, los resultados obtenidos para IC_c y ZIC_c con un período convectivo $T_c = 3,40$ s, son los siguientes:

	API 650		NCh 2369 Of03
ZIC_c	0,17	IC_c	0,048

El comportamiento para el factor impulsivo se obtiene del siguiente gráfico, el cual se construye variando el período impulsivo. La diferencia que existe con lo descrito para el factor convectivo, es que el coeficiente de multiplicación debe ser reemplazado por el C_i , entonces el gráfico quedaría de la siguiente manera.

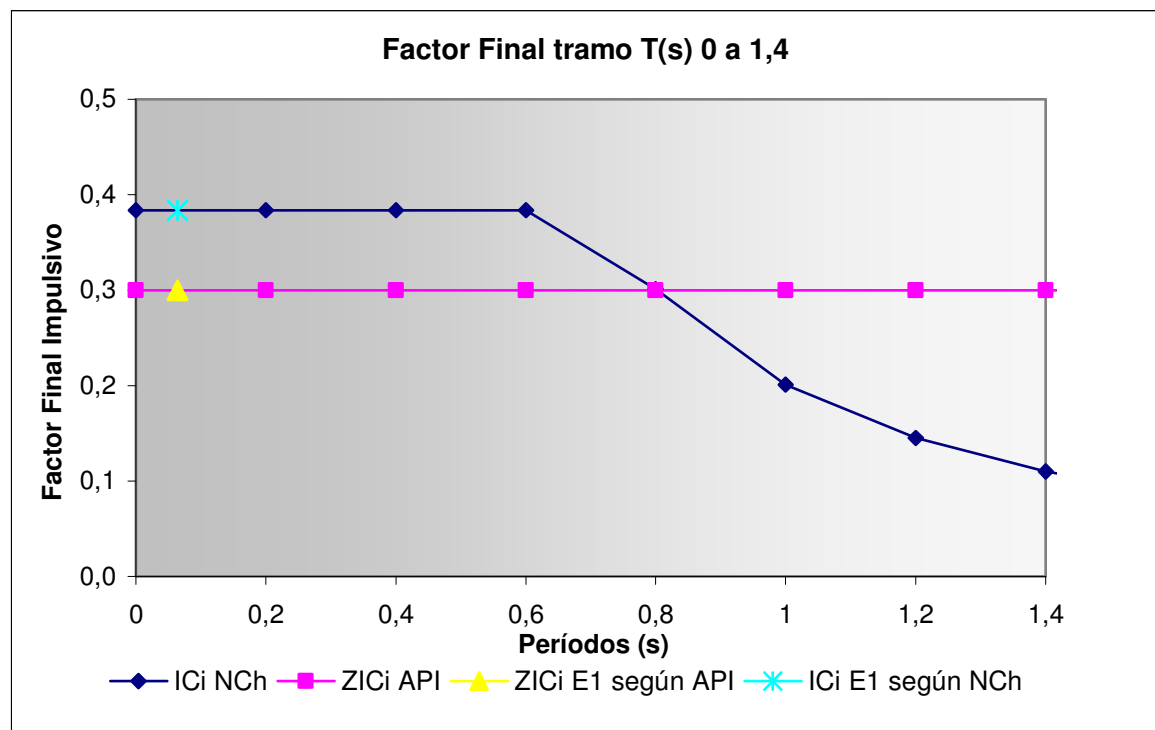


FIGURA 4.6 Factor Final Impulsivo según API 650 y NCh 2369
(Tramo del Período Impulsivo del Estanque E1)

En el cálculo para E1 con cada norma el resultado obtenido para IC_i y ZIC_i con un período impulsivo $T_i = 0,064$ s, son los siguientes:

	API 650		NCh 2369 Of03
ZIC_i	0,30	IC_i	0,384

4.2.3 CORTE BASAL

Una vez calculados los coeficientes y determinados los parámetros restantes asociados a los diferentes estanques para ambas normas, es posible realizar los cálculos para obtener los cortes basales de acuerdo a las recomendaciones de estos códigos.

A continuación, se muestra una tabla de los parámetros usados por cada una de las normas para obtener el factor final que multiplica a la masa de cada componente ya sea impulsiva o convectiva, se ilustra además una segunda tabla donde se aprecia la diferencia que existe en el cálculo del corte basal (Q_0) entre la norma API 650-ad03 y las recomendaciones hechas por NCh 2369 Of2003.

Tabla 4.1 Comparación de los parámetros API 650 y NCh 2369			
API 650-ad03		NCh 2369 Of2003	
Z :	0,4	A_0/g :	0,4
S :	1,5	T' :	0,62
		n :	1,8
I :	1,25	I :	1,2
C_1 :	0,6	C_1 :	0,32
C_2 :	0,33	C_c :	0,04
		R :	4
		ξ_i :	0,02
		ξ_c :	0,005

Luego el corte basal es el siguiente:

Tabla 4.2 Comparación Corte basal E1			
API 650 ad03 (KN)		NCh 2369 Of2003 (KN)	
Q_2	187	Q_c	54
Q_1	320	Q_i	409
Q_s	25	Q_m	32
Q_r	11	Q_t	14
Q_0	544	Q_0	509

4.2.4 MOMENTO VOLCANTE

Teniendo el resultado del corte basal se procederá a calcular el momento volcante (M_0), lo cual se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla 4.3 Comparación Momento Volcante E1			
API 650 ad03 (KN-m)		NCh 2369 Of2003 (KN-m)	
M_2	434	M_c	126
M_1	480	M_i	614
M_s	76	M_m	95
M_r	69	M_t	94
M_0	1059	M_0	929

4.3 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS CON SDST NZ Y NCh 2369 Of2003

4.3.1 COEFICIENTES SÍSMICOS

En el gráfico se muestra el comportamiento de los coeficientes sísmicos convectivo de acuerdo a las dos normas, según la variación del período asociado.

En ambas normas no se aplican los mismos parámetros para determinar el valor del coeficiente sísmico asociado a cada período, por lo tanto en una primera observación estos valores no son comparables más allá de su nombre, sin embargo este análisis sirve para obtener resultados posteriores.

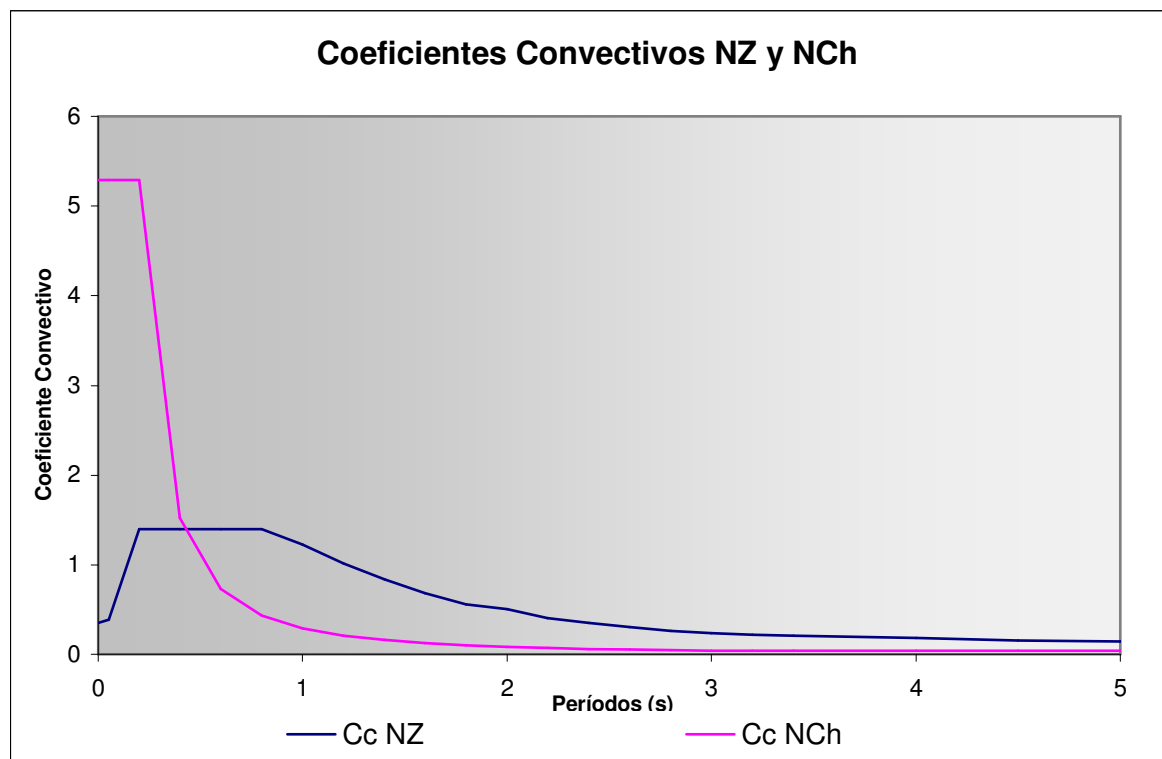


FIGURA 4.7 Coeficientes Sísmicos Convectivos según SDST NZ 1986 y NCh 2369 Of2003

Para este caso el resultado del C_c según cada norma calculado con un período $T_c = 3,4$ s.

	SDST NZ	NCh 2369 Of03
C_c	0,21	0,04

Y para la componente impulsiva se puede mostrar también la diferencia que existe entre los coeficientes sísmicos de ambas normas.

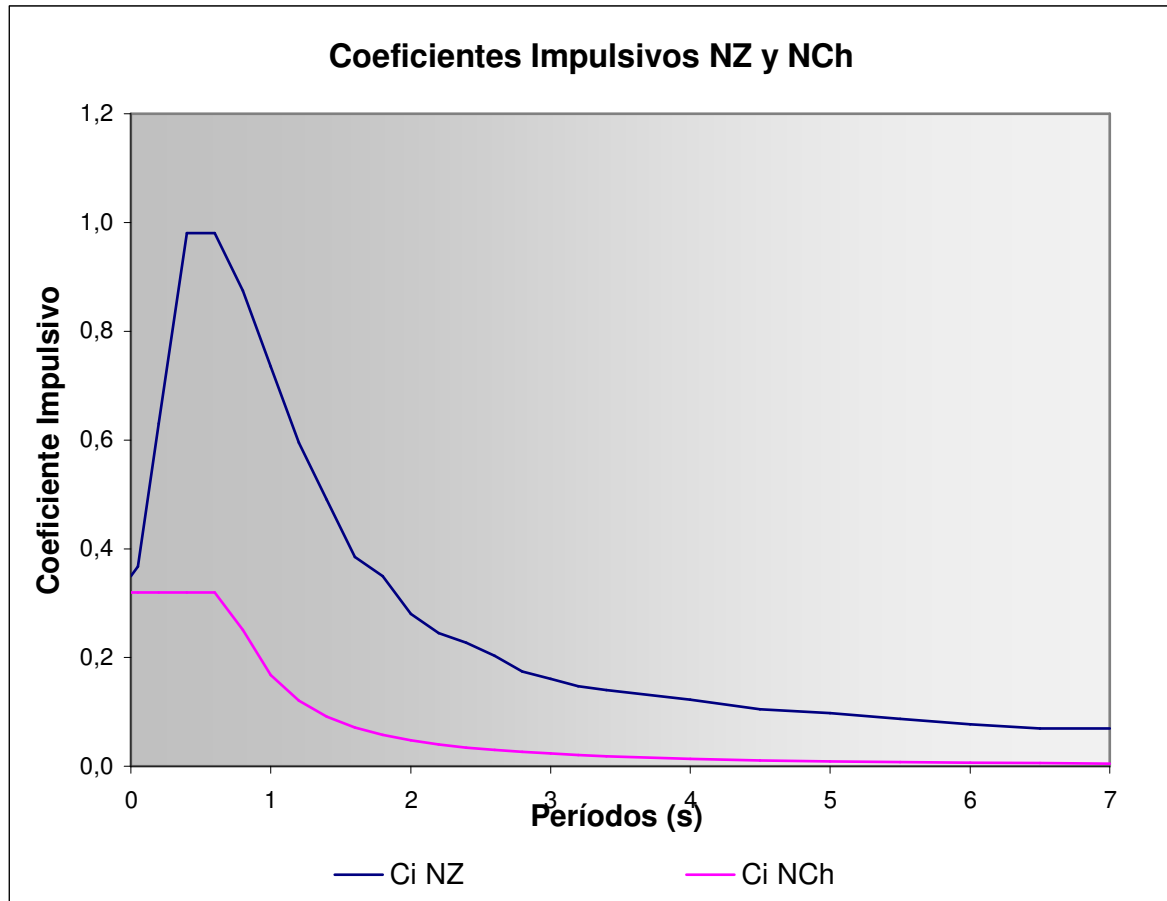


FIGURA 4.8 Coeficientes Impulsivos Sísmicos según SDST NZ 1986 y NCh 2369 Of2003

Finalmente los coeficientes sísmicos impulsivos para ambas normas con un período equivalente $T_i = 0,051$ son los siguientes:

	SDST NZ	NCh 2369 Of03
C_i	0,37	0,32

4.3.2 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE LAS MASAS

En el gráfico que se muestra a continuación se describe el comportamiento del factor final, correspondiente a la masa convectiva y la masa impulsiva, la comparación tiene una gran validez debido a que las masas se obtienen de forma similar y a que la norma chilena acepta la aplicación de las normas extranjeras para su obtención.

El factor final de la masa convectiva para la norma neozelandesa SDST NZ, es el valor que se conoce como $C_h(T_c)$ y corresponde al factor final de la masa por lo tanto, no hay que multiplicarlo por ningún valor más. En cambio en la norma chilena NCh 2369 ocurre lo mismo que se describe anteriormente en la comparación del API 650.

Al igual que en el punto anterior se realizará la comparación entre los factores finales que se obtienen, en relación al período convectivo del estanque E1 diseñado.

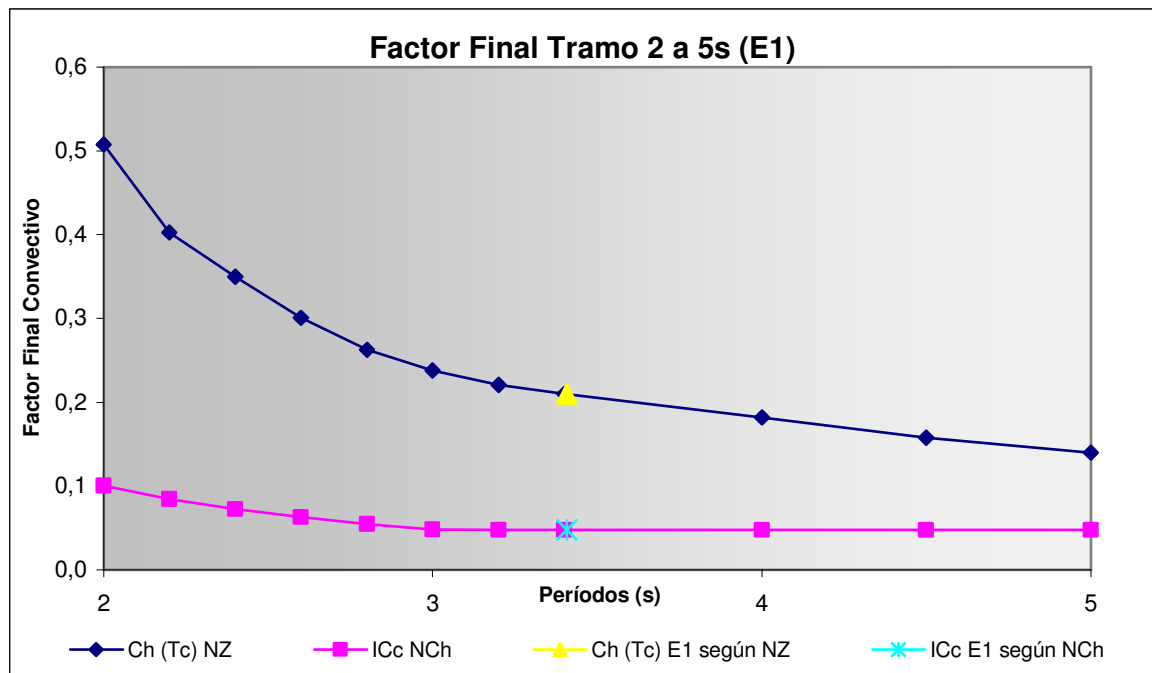


FIGURA 4.9 Factor Final Convectivo, según SDST NZ 1986 y NCh 2369 Of2003

Luego el valor de los factores que acompañan a la masa convectiva calculado para cada norma, con un período convectivo $T_c = 3,4$ s, son los siguientes:

	SDST NZ		NCh 2369 Of03
$C_h(T_c)$	0,21	IC_c	0,05

Para la comparación del factor que multiplica a la masa impulsiva se deben seguir los mismos pasos que el descrito en el desarrollo de la componente del modo convectivo, consecuentemente el gráfico queda de la siguiente manera.

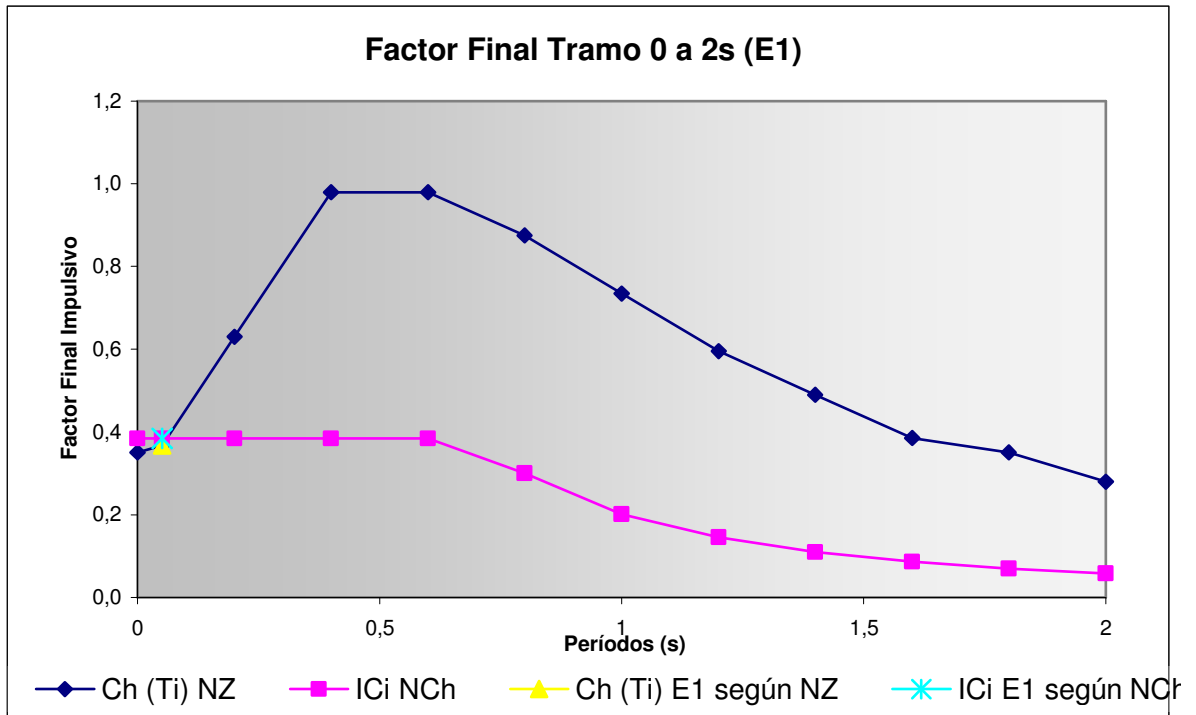


FIGURA 4.10 Factor Final Impulsivo, según SDST NZ 1986 y NCh 2369 Of2003

Finalmente el valor de los factores finales calculados para ambas normas, $C_h(T_i)$ y $C_i I$, con período impulsivo $T_i = 0,051$ son los siguientes:

	SDST NZ		NCh 2369 Of03
$C_h(T_i)$	0,37	IC_c	0,38

Para concluir con este factor de comparación se ilustran dos gráficos en los cuales se muestra el comportamiento de este valor en las tres normas en estudio, además se muestran los períodos impulsivo y convectivo de los tres estanques para lograr determinar la sensibilidad de este factor a la variación de la altura del estanque.

Comportamiento del factor, que multiplica a la masa de la componente impulsiva, para las tres normas.

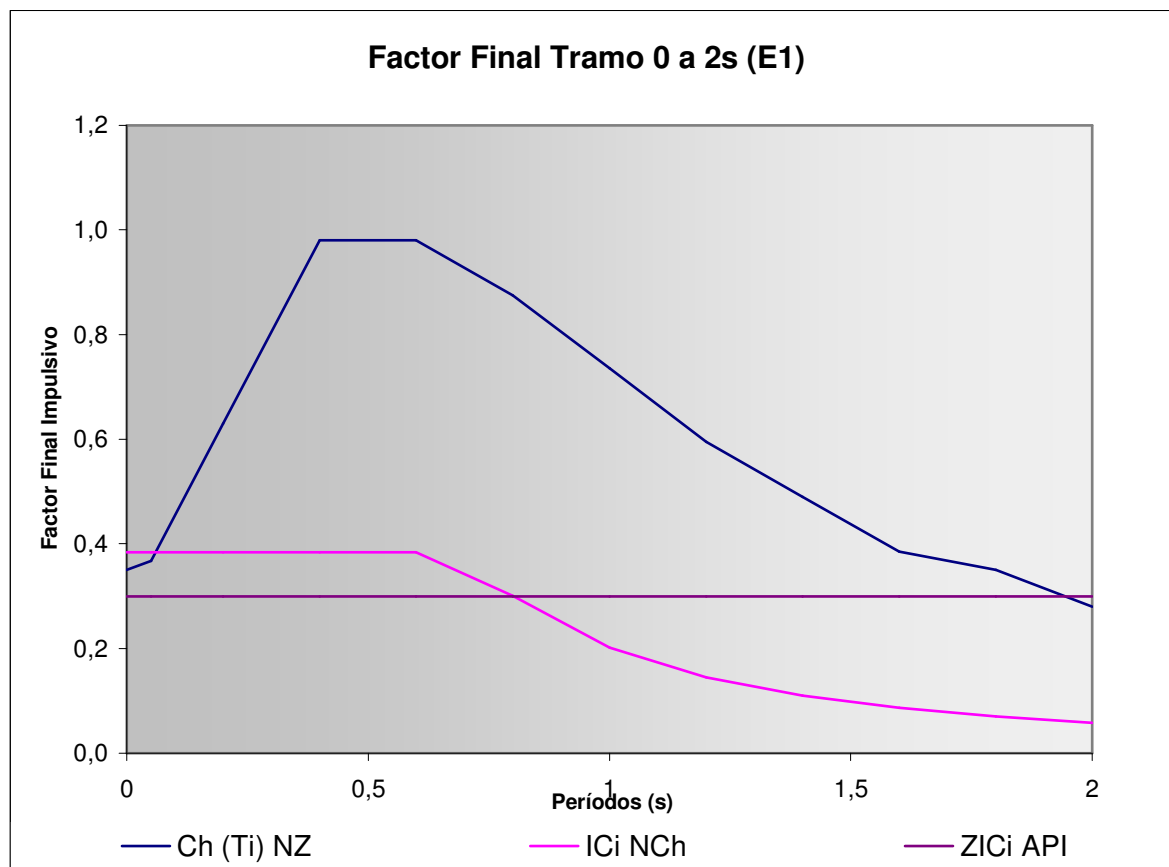


FIGURA 4.11 Comportamiento del Factor de la Masa Impulsiva, para SDST NZ (1986), NCh 2369 (2003) y API 650 (2003)

También es posible graficar el comportamiento del factor, que multiplica la masa de la componente convectiva, para las tres normas.

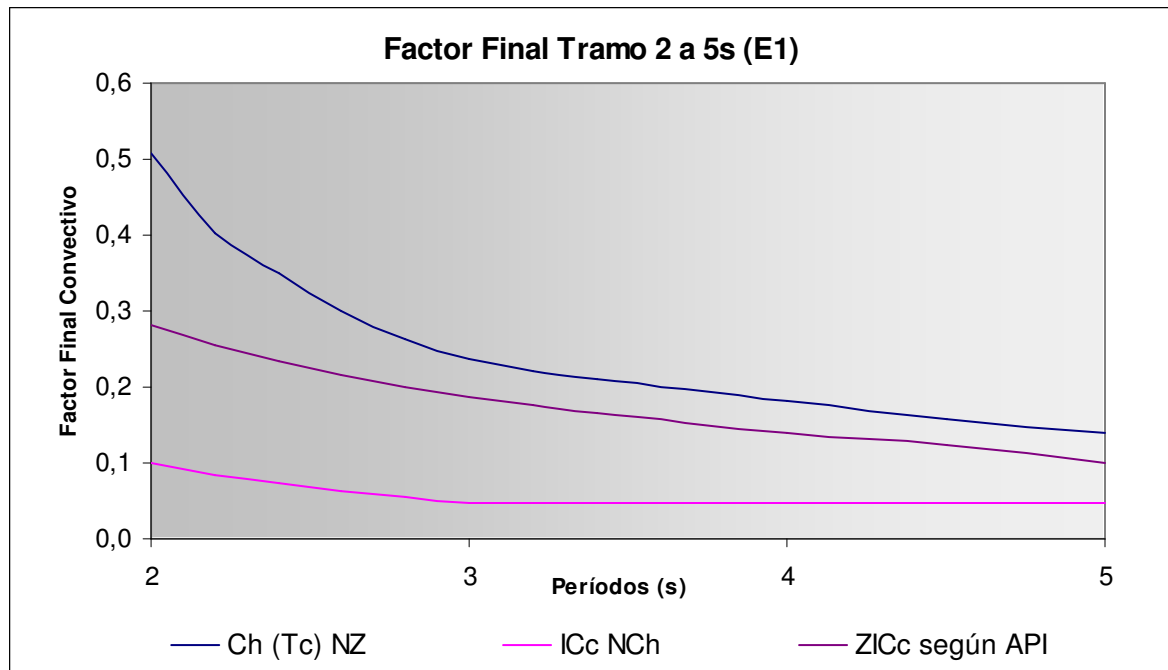


FIGURA 4.12 Comportamiento del Factor de la Masa Convectiva, para SDST NZ (1986), NCh 2369 (2003) y API 650 (2003)

Los períodos que se muestran a continuación corresponden a los obtenidos del análisis sísmico de la norma SDST NZ y de API 650. Los períodos son los siguientes:

Resultados Períodos SDST NZ			
	E1	E2	E3
T_i (s) :	0,051	0,105	0,204
T_c (s):	3,41	3,20	3,20

Resultados Períodos API 650			
	E1	E2	E3
T_i (s) :	0,064	0,198	0,790
T_c (s):	3,40	3,23	3,23

4.3.3 CORTE BASAL

Al igual que en el estudio de la norma norteamericana, una vez calculados los coeficientes y determinados los parámetros restantes asociados a los diferentes estanques para ambas normas SDST NZ y NCh 2369 Of2003, se pueden realizar los cálculos para obtener los cortes basales de acuerdo a las recomendaciones de los códigos nombrados anteriormente.

A continuación, se muestra una tabla con los parámetros usados en cada una de las normas para obtener el factor final de la masa para cada componente ya sea impulsiva o convectiva, lo cual se ilustra en una segunda tabla donde se aprecia la diferencia que existe en el cálculo del corte basal (Q_0) entre la norma SDST NZ y las recomendaciones hechas por NCh 2369 Of2003.

Tabla 4.4 Comparación de los parámetros SDST NZ y NCh 2369			
SDST NZ		NCh 2369 Of2003	
$\alpha :$	0,35	$A_0/g :$	0,4
$\beta :$	1	$T' :$	0,62
		$n :$	1,8
$p :$	0,01		
		$I :$	1,2
$C_h (T_f) :$	0,37	$C_i :$	0,32
$C_h (T_1) :$	0,21	$C_c :$	0,04
$\xi_i :$	0,5	$\xi_i^E :$	0,02
$\xi_c :$	0,005	$\xi_c^E :$	0,005
$A_h (T_f) :$	1,05	$R :$	4
$A_h (T_1) :$	0,6		
$A_p :$	1		

Luego el corte basal es el siguiente:

Tabla 4.5 Comparación Corte basal E1			
SDST NZ (KN)		NCh 2369 Of2003 (KN)	
Q_1	224	Q_c	51
Q_f	461	Q_i	435
		Q_t	14
		Q_m	32
Q_0	512	Q_0	484

4.3.4 MOMENTO VOLCANTE

Teniendo el resultado del corte basal se procede a calcular el momento volcante (M_0), lo cual se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla 4.6 Comparación Momento Volcante E1			
SDST NZ (KN-m)		NCh 2369 Of2003 (KN-m)	
M_1	537	M_c	123
M_f	855	M_i	705
M_r	0	M_t	94
		M_m	95
M_{0T}	1010	M_0	903

4.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARA LOS TRES ESTANQUES EN ESTUDIO

Una vez realizado el procedimiento descrito en los puntos anteriores para los tres estanques en estudio (E1, E2 y E3), se pueden determinar los resultados para el corte basal y el momento volcante con las dos normas extranjeras aplicando las recomendaciones de la NCh 2369 Of2003 de nuestro país.

A continuación se muestran los gráficos donde se observa el comportamiento del corte basal y momento volcante en forma separada para las componentes impulsiva y convectiva, dependiendo de la relación H/D. Esto es posible debido a que para los diferentes estanques se ha mantenido fijo el diámetro (D) y sólo se varía la altura H.

Los gráficos obtenidos y las tablas de comparación se muestran en los puntos posteriores, la primera tabla ilustrará la relación H/D de cada estanque.

Tabla 4.7 Relación H/D	
	H/D
Estanque 1	0,42
Estanque 2	0,84
Estanque 3	1,58

4.4.1 COMPORTAMIENTO CORTE BASAL

A continuación, se ilustra una tabla donde se muestra el aporte fraccional de la componente impulsiva para el total del corte basal de cada estanque.

Tabla 4.8 Aporte Fraccional Componente Impulsiva a Q_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	Q_i/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$	Q_i/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$
Estanque 1	0,988	0,484	0,89	0,509
Estanque 2	0,9984	1,212	0,96	1,356
Estanque 3	0,9993	2,824	0,98	3,131

En el siguiente gráfico se muestra la diferencia que existe entre la componente impulsiva de los tres estanques, utilizando las dos normas extranjeras por separado pero incluyendo las recomendaciones de la NCh2369 Of2003, en donde se señala la metodología de cálculo del coeficiente impulsivo y la forma de determinar el corte basal.

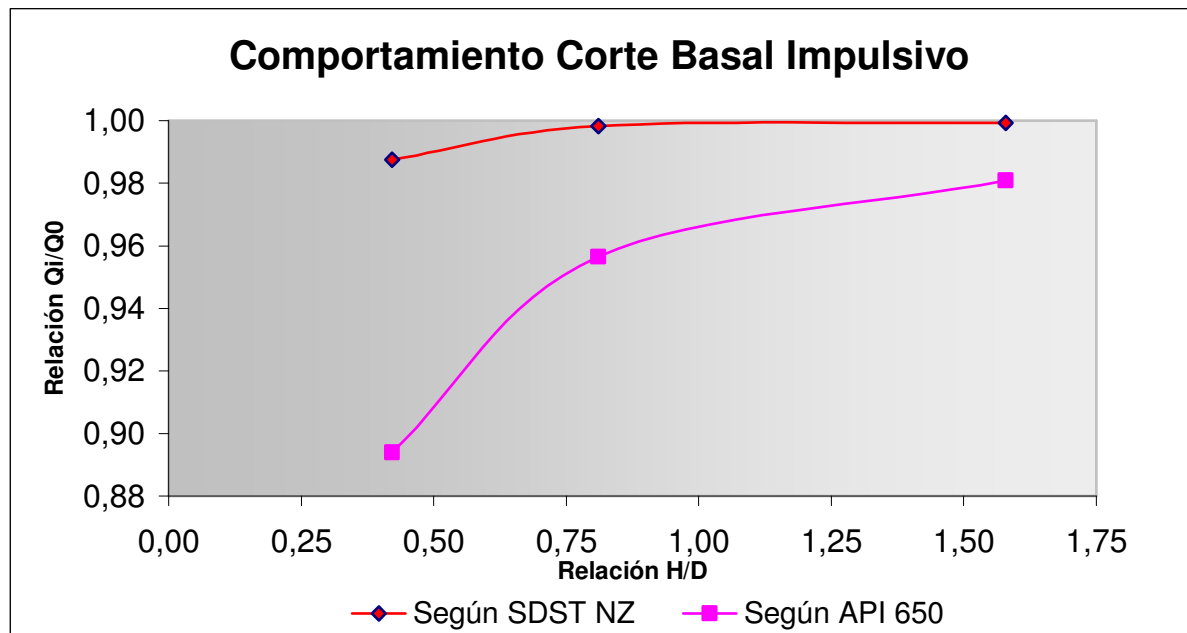


FIGURA 4.13 Comportamiento Corte Basal Impulsivo
(Confeción original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

Para la componente convectiva el comportamiento se puede graficar a partir de los datos de la siguiente tabla:

Tabla 4.9 Aporte Fraccional Componente Convectiva a Q_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	Q_c/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$	Q_c/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$
Estanque 1	0,011	0,484	0,11	0,509
Estanque 2	0,0021	1,212	0,04	1,356
Estanque 3	0,0005	2,824	0,02	3,131

Para obtener los resultados finales se realiza el mismo procedimiento señalado para la componente impulsiva, el gráfico obtenido es el siguiente:

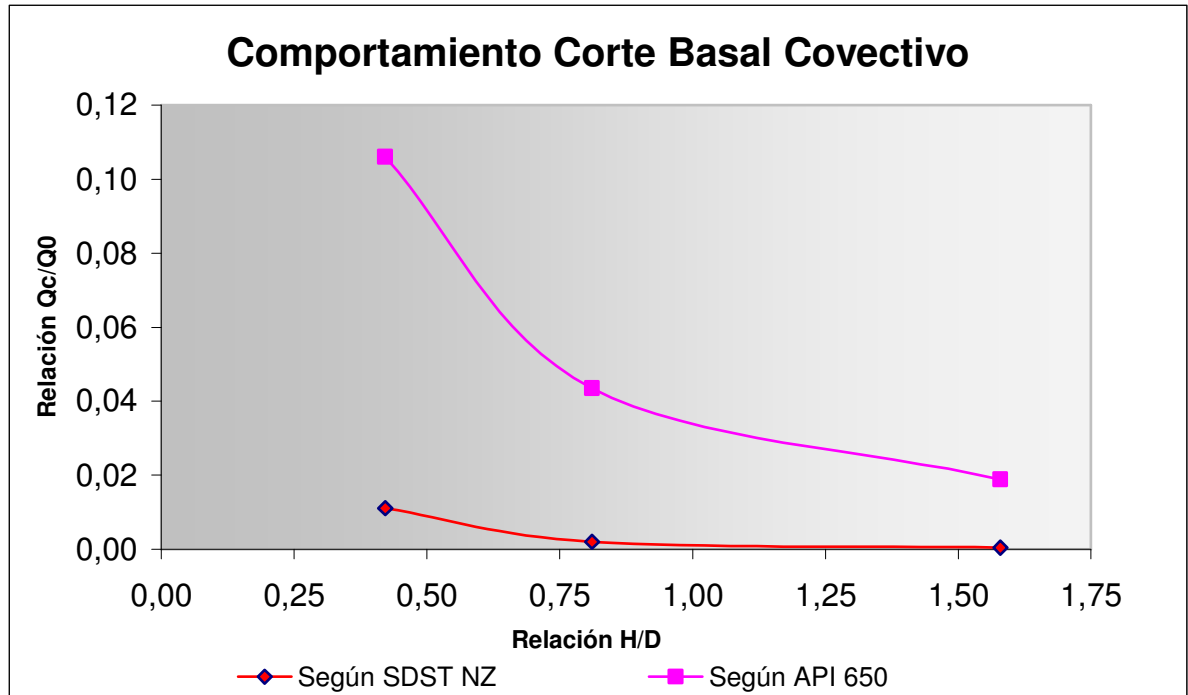


FIGURA 4.14 *Comportamiento Corte Basal Convectivo*
(Confeción original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

Además se puede resumir el comportamiento del corte basal total (Q_0) en el siguiente gráfico, del cual se puede deducir cuál de las normas extranjeras nos entrega resultados más conservadores a la hora de diseñar un estanque sísmico. El gráfico se ilustra a continuación:

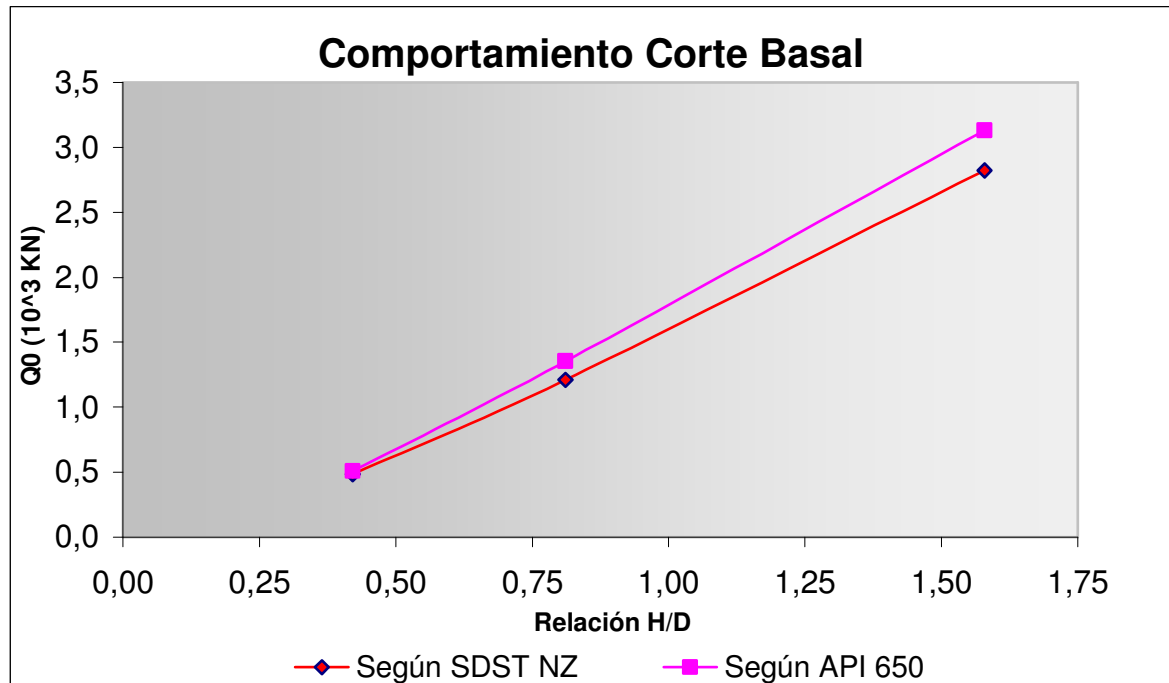


FIGURA 4.15 Comportamiento Corte Basal total Q_0
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

4.4.2 COMPORTAMIENTO DEL MOMENTO VOLCANTE

Dentro de este punto se muestra el aporte fraccional de la componente impulsiva con respecto al total del momento volcante calculado con las normas extranjeras, teniendo en cuenta en este análisis las recomendaciones de la norma chilena.

Tabla 4.10 Aporte Fraccional Componente Impulsiva a M_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	M_i/M_{0T}	M_{0T} (10^3 KN-m)	M_i/M_0	M_0 (10^3 KN-m)
Estanque 1	0,98	0,903	0,86	0,929
Estanque 2	0,994	4,061	0,93	4,325
Estanque 3	0,9986	19,769	0,97	21,368

Al graficar estos resultados se puede observar la sensibilidad del comportamiento de la componente impulsiva con respecto al momento volcante total (M_0), de los tres estanque que varían de mayor a menos altura.

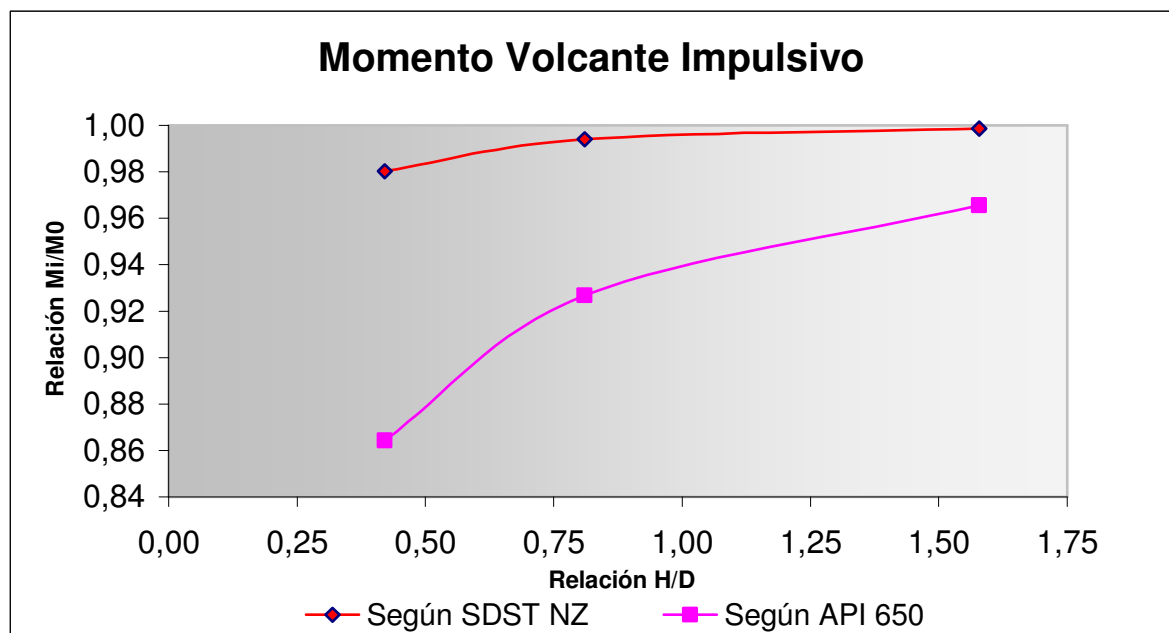


FIGURA 4.16 Comportamiento Momento Volcante Impulsivo
(Confeción original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

Para la componente convectiva el comportamiento se puede graficar a partir de los datos de la siguiente tabla:

Tabla 4.11 Aporte Fraccional Componente Convectiva a M_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	M_c/M_{0T}	M_{0T} (10^3 KN-m)	M_c/M_0	M_0 (10^3 KN-m)
Estanque 1	0,02	0,903	0,14	0,929
Estanque 2	0,005	4,061	0,07	4,325
Estanque 3	0,0015	19,769	0,03	21,368

Al graficar estos resultados se puede observar la sensibilidad del comportamiento de la componente convectiva, con respecto al momento volcane total (M_0), de los tres estanque que varían de mayor a menor altura.

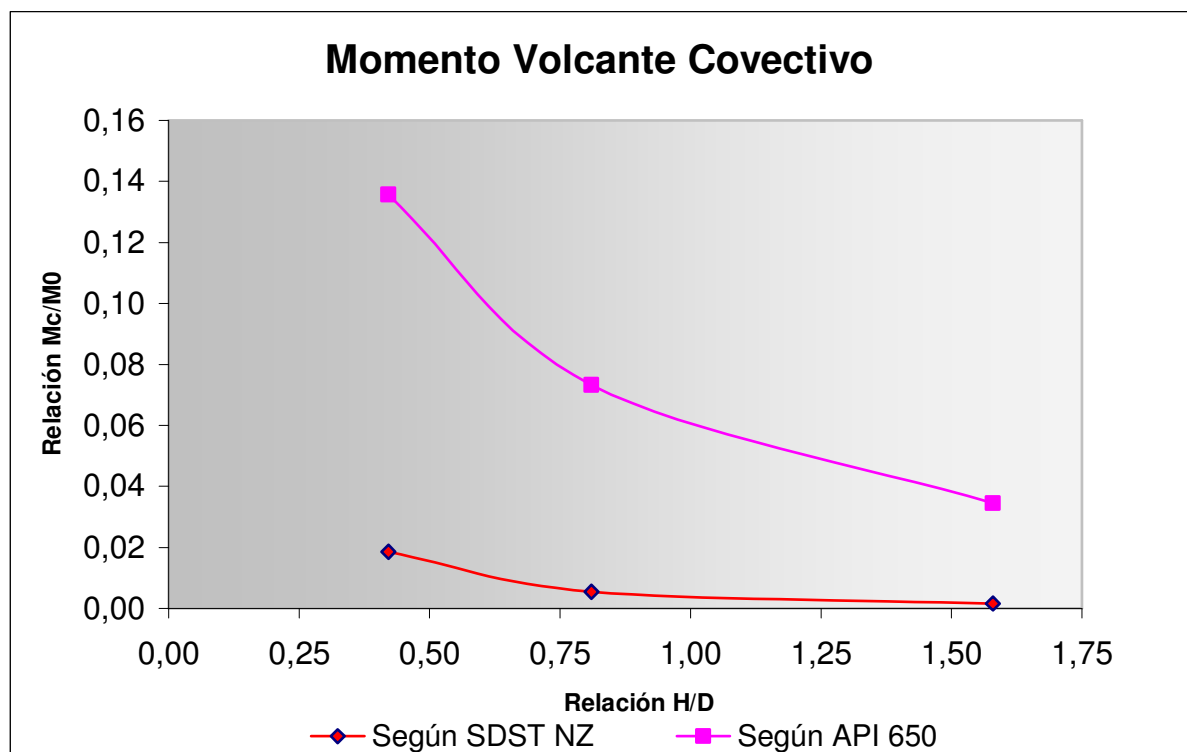


FIGURA 4.17 Comportamiento Momento Volcane Convectivo
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

Al mismo tiempo es posible resumir el comportamiento del momento volcante total (M_0) en el siguiente gráfico, en donde se puede deducir cuál de las normas extranjeras nos entrega resultados más conservadores a la hora de implementar el diseño sísmico de un estanque, además de verificar la tendencia y correlación que existe en el cálculo del corte basal (Q_0).

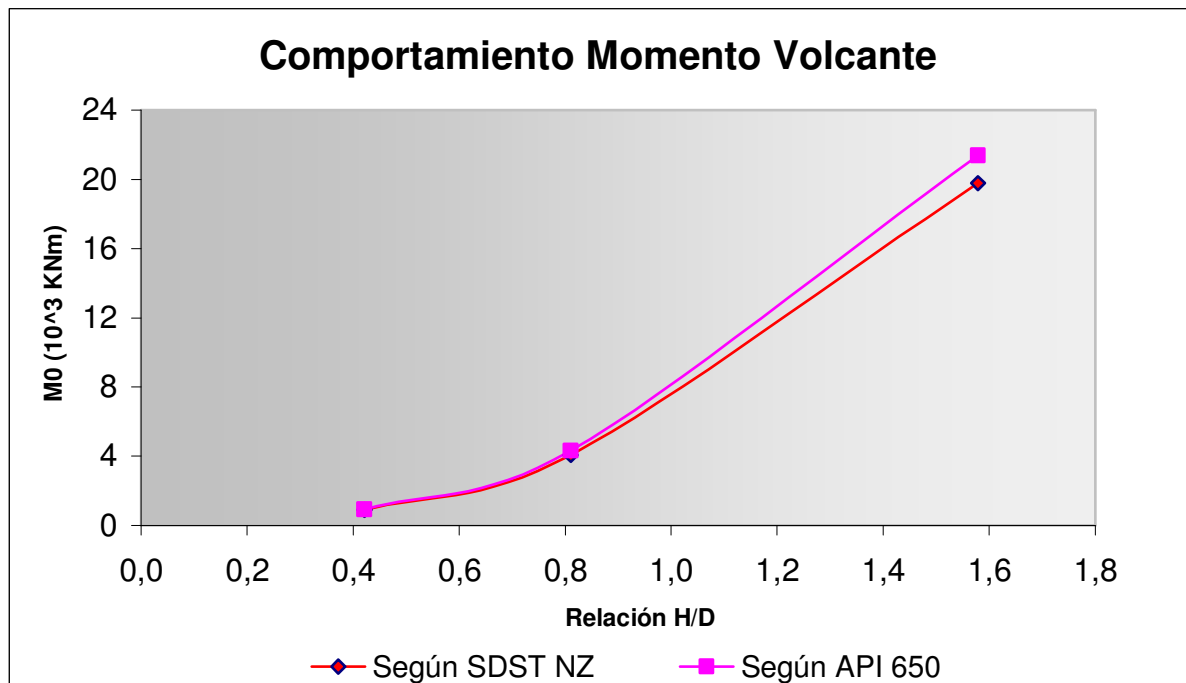


FIGURA 4.18 *Comportamiento Momento Volcante total M_0*
(Confeción original basada en las normas SDST NZ 1986 y API 650 ad2003)

En los siguientes gráficos se puede observar el comportamiento del corte basal (Q_0) y el momento volcante (M_0) aplicando sólo lo que indican las normas extranjeras (API 650 y SDST NZ), teniendo la precaución de considerar los parámetros más desfavorables, debido a que la octava región es una de las zonas con mayor riesgo sísmico de Chile.

Además se muestra el corte basal y momento volcante aplicando ambas normas extranjeras con las recomendaciones chilenas.

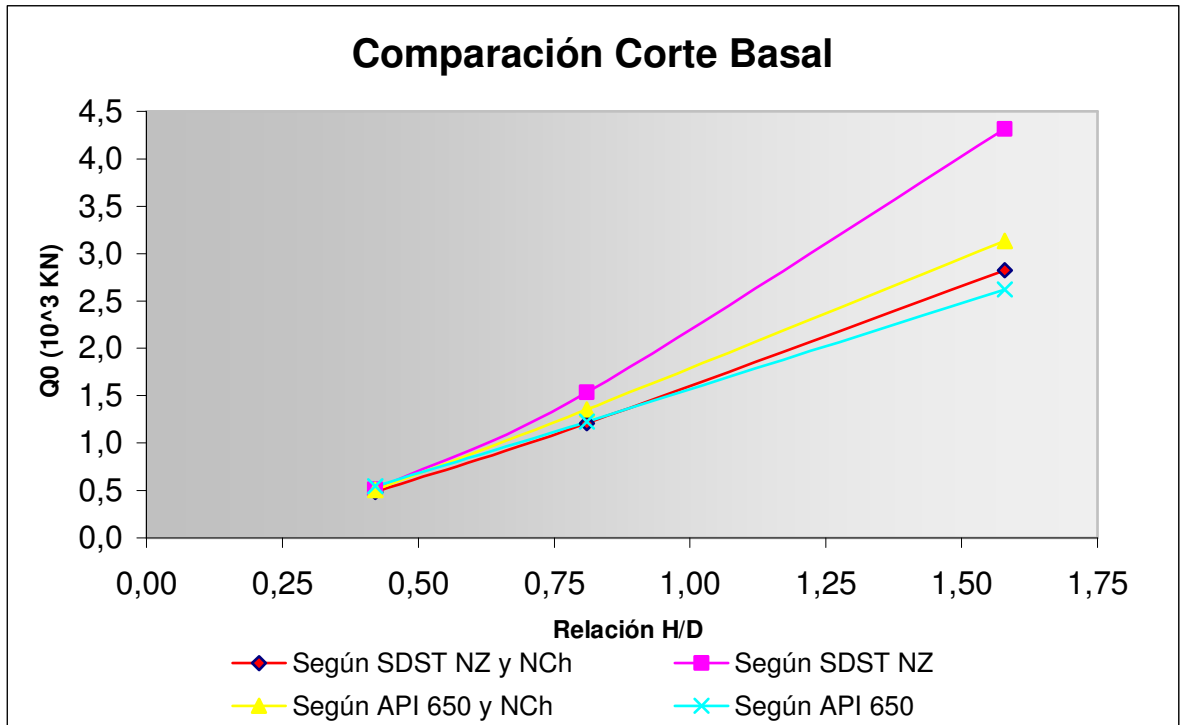


FIGURA 4.19 Comparación Corte Basal Q_0 para las normas
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986, API 650 ad2003 y NCh 2369Of2003)

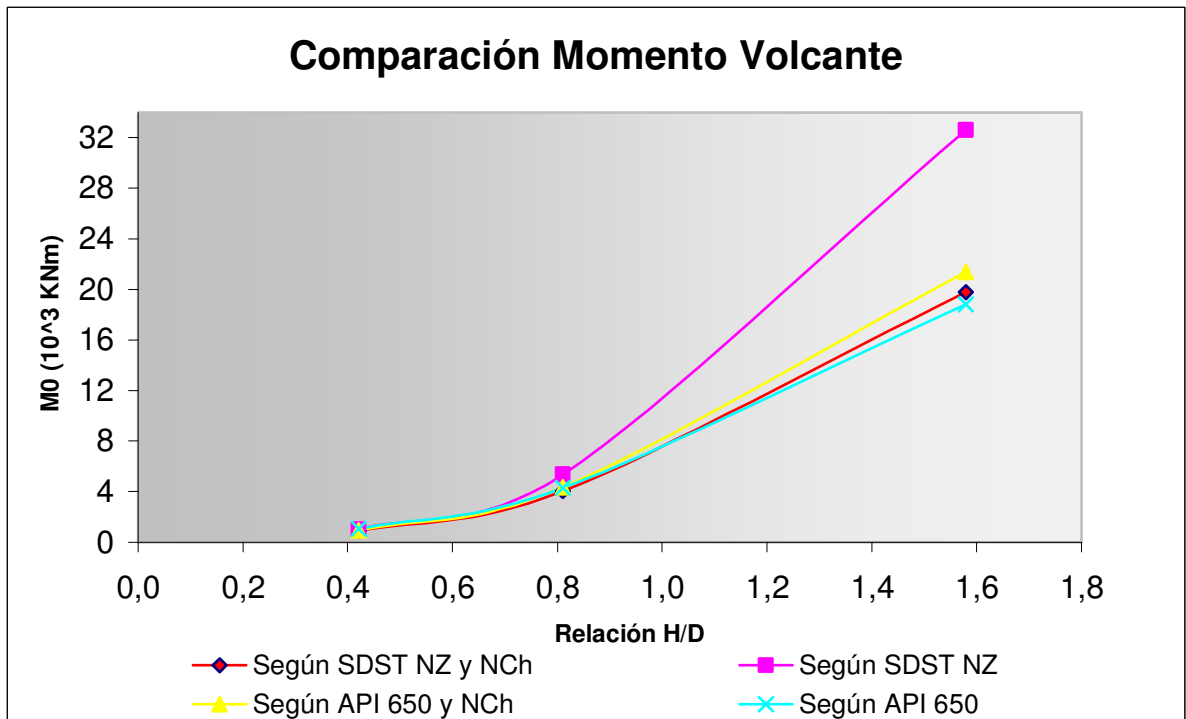


FIGURA 4.20 Comparación Momento Volcante M_0 para las tres normas
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986, API 650 ad2003 y NCh 2369 Of2003)

4.4.3 COMPARACIÓN ALTURA DE OLA MODO CONVECTIVO

El movimiento del modo convectivo provoca cierto oleaje de la masa superior del líquido, que puede provocar daños en el techo y la pared del estanque, es por esta razón que existe un parámetro en el diseño de los estanques denominado altura de ola.

Esto ayuda a considerar una distancia de seguridad entre la parte superior del estanque y la del líquido almacenado, distancia utilizada para evitar derrames de líquidos entre otras cosas.

A continuación se muestra una tabla y un gráfico de comparación de la altura de ola entregada en el diseño de las normas estudiadas:

Tabla 4.12	Altura de Ola (m)		
	E1	E2	E3
API 650	1,18	1,24	1,24
SDST NZ	0,85	0,88	0,92
NCh 2369	----	----	----

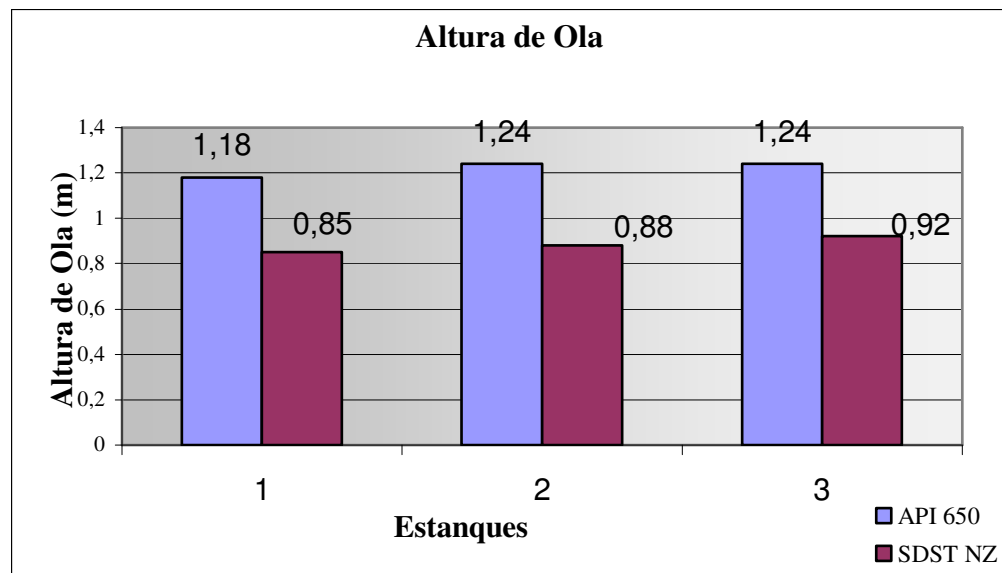


FIGURA 4.21 Comparación Altura de Ola
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986y API 650 ad2003)

4.4.4 COMPARACIÓN COMPRESIÓN EN LA PARED

Debido a las tensiones producidas por las diferentes fuerzas como peso propio y sismo, que actúan en la pared se provocan algunas fallas no deseadas en los estanques.

Algunas de las fallas producidas por las tensiones son la falla de pata de elefante y hundimiento de la pared en la parte superior. Es por esta razón que es de vital importancia comparar la compresión en la pared entregada por las normas de diseño en estudio.

A continuación se muestra una tabla y un gráfico de comparación de la compresión en la pared:

Tabla 4.13	Compresión en la Pared (MPa)		
	E1	E2	E3
API 650	34	40	47
SDST NZ	2,8	13,3	78
NCh 2369	----	----	----

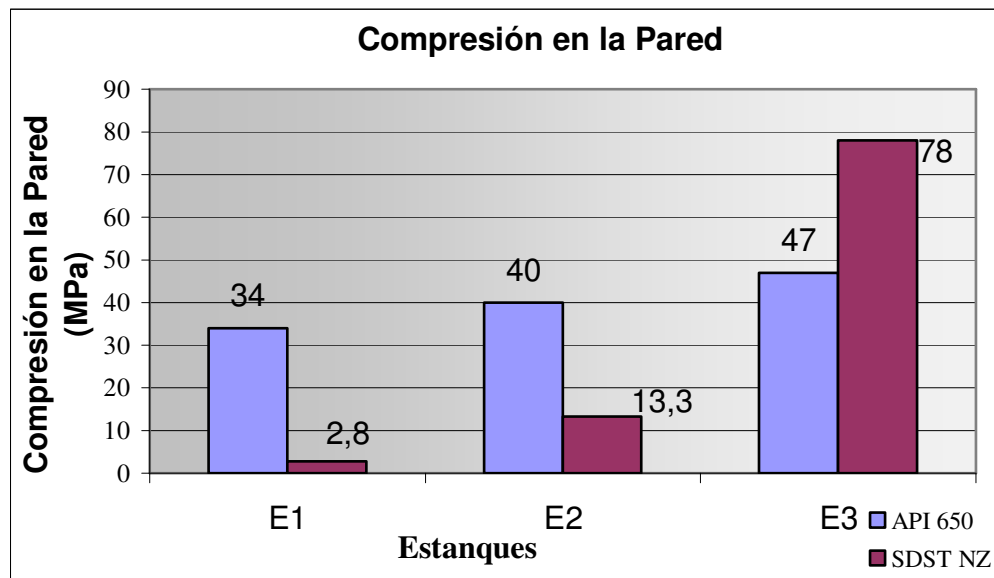


FIGURA 4.22 Comparación Compresión en la Pared
(Confección original basada en las normas SDST NZ 1986y API 650 ad2003)

4.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS

4.5.1 FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASAS MODALES

Dentro de los resultados obtenidos en la modelación por elementos finitos, el programa SAP 2000 entrega una tabla con los factores de participación de las masas modales (FPM) asociadas a cada período o modo de vibrar de la estructura, sin embargo, estos resultados no corresponden a la masa modal de cada período a la que aluden las normas, pero se sabe que la masa modal es el cuadrado del factor de participación modal. Con esto es posible deducir la tendencia que tiene la masa modal con sus períodos relacionados.

Para describir lo realizado con cada modelación del software para cada uno de los tres estanques en estudio, se darán a conocer los procedimientos y las tablas que corresponden al estanque E1 diseñado con las recomendaciones SDST NZ. Se ilustra una tabla donde se observan los períodos y factores de participación de las masas modales asociados a la estructura de diseño del estanque E1.

Tabla 4.14 Factores de Participación Modal E1						
Modo	Período	F.P.M	F.P.M	F.P.M	F.P.M Acum.	F.P.M Acum.
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido Z	Sentido X	Sentido Y
1	3,429329	0,28694	0,188643	0	0,2869	0,1886
2	3,429329	0,188643	0,28694	0	0,4756	0,4756
3	0,552608	1,98E-15	9,72E-16	4,64E-20	0,4756	0,4756
4	0,550264	9,14E-14	6,43E-14	0	0,4756	0,4756
5	0,550264	3,71E-14	2,87E-14	9,20E-20	0,4756	0,4756
6	0,544253	3,69E-14	3,41E-14	8,60E-19	0,4756	0,4756
7	0,544253	2,75E-13	2,27E-13	1,81E-18	0,4756	0,4756
8	0,534244	3,21E-12	2,72E-12	3,03E-17	0,4756	0,4756
9	0,534244	1,53E-16	2,96E-15	3,11E-18	0,4756	0,4756
10	0,512245	3,22E-14	2,69E-14	3,20E-19	0,4756	0,4756
11	0,512245	4,95E-14	3,08E-14	5,79E-19	0,4756	0,4756

(...Continuación)

(...Continuación)

Tabla 4.14 Factores de Participación Modal E1						
Modo	Período	F.P.M	F.P.M	F.P.M	F.P.M Acum.	F.P.M Acum.
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido Z	Sentido X	Sentido Y
12	0,468303	1,55E-12	1,02E-12	2,47E-18	0,4756	0,4756
13	0,468303	9,50E-14	6,13E-14	1,80E-16	0,4756	0,4756
14	0,405397	3,89E-13	4,13E-13	1,43E-17	0,4756	0,4756
15	0,405397	2,23E-12	1,62E-12	5,05E-16	0,4756	0,4756
-	-	-	-	-	-	-
--	--	--	--	--	--	--
45	0,144843	2,41E-12	3,95E-12	4,71E-12	0,4756	0,4756
46	0,139479	8,49E-10	5,58E-10	2,17E-10	0,4756	0,4756
47	0,139479	3,24E-10	1,16E-10	4,56E-11	0,4756	0,4756
48	0,134475	0,142346	0,161375	9,47E-12	0,6179	0,6370
49	0,134475	0,161393	0,142357	2,07E-12	0,7793	0,7793
50	0,130370	1,80E-09	3,45E-09	4,05E-10	0,7793	0,7793
51	0,130370	5,02E-09	4,96E-09	1,16E-10	0,7793	0,7793
52	0,126785	1,73E-08	9,57E-09	2,56E-10	0,7793	0,7793
-	-	-	-	-	-	-
--	--	--	--	--	--	--
224	0,051979	1,19E-11	3,73E-11	9,49E-10	0,8303	0,8303
225	0,051775	5,90E-10	9,04E-10	9,63E-12	0,8303	0,8303
226	0,051775	1,82E-11	2,49E-12	1,00E-09	0,8303	0,8303
227	0,051627	0,064109	0,055979	2,95E-14	0,8944	0,8863
228	0,051627	0,055975	0,064105	1,27E-09	0,9504	0,9504

Contando con estas tablas del factor de participación modal para los tres estanques, diseñados primeramente con el código SDST NZ y luego con la norma API 650, se puede realizar una segregación de una gran cantidad de modos de vibrar, debido a que no poseen una mayor relevancia. Teniendo esto definido se determinan los períodos de las componentes impulsiva y convectiva del diseño realizado con el software.

Los períodos obtenidos de la modelación computacional se comparan con los obtenidos del análisis de las dos normas extranjeras, con esto se puede determinar el grado de certeza y acercamiento que existe entre la modelación computacional y lo obtenido de acuerdo al diseño de las normas.

4.5.2 PERÍODOS Y MODOS DE VIBRAR

Teniendo el análisis de lo expuesto anteriormente completo, se puede obtener una tabla con los modos de vibrar y sus factores de participación de masas modales que predominan en el diseño. En la siguiente tabla se muestran los modos predominantes:

Tabla 4.15 Modos Predominantes E1						
Modo	Período	F.P.M	F.P.M	F.P.M	F.P.M Acum.	F.P.M Acum.
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido Z	Sentido X	Sentido Y
1	3,429	0,287	0,189	0	0,287	0,189
2	3,429	0,189	0,287	0	0,476	0,476
48	0,134	0,142	0,161	9,47E-12	0,618	0,637
49	0,134	0,161	0,142	2,07E-12	0,779	0,779
227	0,052	0,064	0,056	2,95E-14	0,894	0,886
228	0,052	0,056	0,064	1,27E-09	0,950	0,950

El primer modo fundamental tiene asociado el período de 3,429 s teniendo un mayor participación X, lo que indica que el primer modo de vibrar ocurre principalmente en el eje X, la deformada de este modo es la siguiente

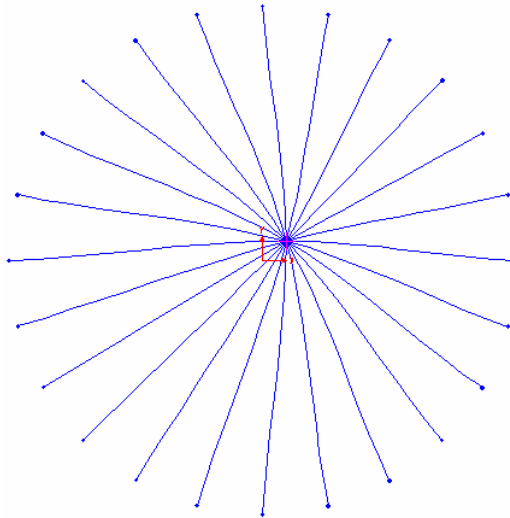


FIGURA 4.23 Deformada Modo 1(E1)

En esta figura se puede apreciar el movimiento horizontal de la masa de la componente convectiva, en este modo no se aprecia ningún movimiento asociado la masa impulsiva ni al estanque.

El segundo modo que corresponde a 3,429 s, posee un FPM de un 18,9% en el sentido X y un 28,7% en el sentido de Y, lo que implica además que es el segundo período con un mayor factor de participación de masa modal, representa al modo convectivo que se mueve principalmente en el sentido del eje Y, en forma perpendicular al primer modo de vibrar y su deformada es la siguiente:

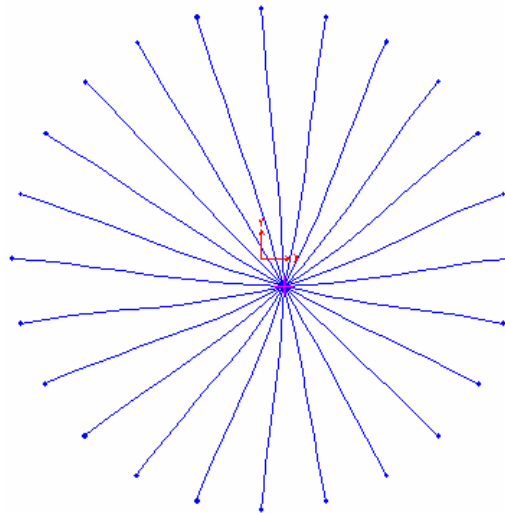


FIGURA 4.24 Deformada Modo 2 (E1)

El modo 48 y 49 tienen un período igual a 0,134 s, aporta un 14,2% y 16,1% con respecto del total de los factores de participación modal del análisis en dirección X e Y para modo 48 y dirección Y y X para modo 49. La deformada de estos modos son las siguientes:

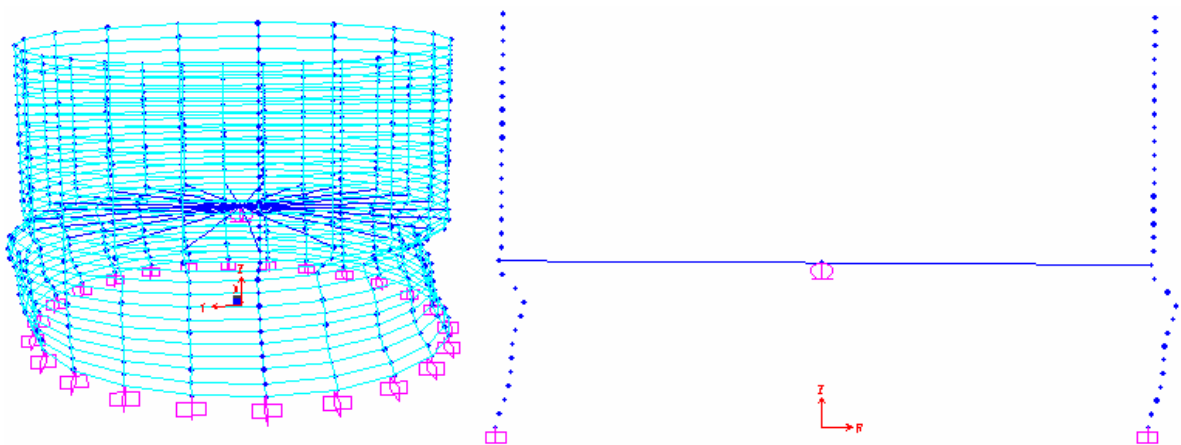


FIGURA 4.25 Deformada Modos 48 y 49(E1)

La deformada de la figura 4.25 es la misma para los dos modos pero en sentido perpendicular. En estos modos sólo se mueve horizontalmente el estanque y la masa de agua asociada a la componente impulsiva, la masa convectiva no presenta ningún movimiento, por ende, se puede deducir que el período asociado a estos modos de vibrar es el predominante para el modo impulsivo.

Al realizar este mismo análisis con el estanque más esbelto, esto es el estanque E3, resulta la siguiente tabla de períodos y modos predominantes:

Tabla 4.16 Modos Predominantes E3						
Modo	Período	F.P.M	F.P.M	F.P.M	F.P.M Acum.	F.P.M Acum.
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido Z	Sentido X	Sentido Y
1	3,263	0,0692	0,0939	0	0,069	0,094
2	3,263	0,0939	0,0692	7,76E-16	0,163	0,163
59	0,598	0,2972	0,3083	1,14E-15	0,460	0,471
60	0,598	0,3083	0,2972	1,66E-12	0,769	0,769
124	0,213	0,0744	0,0657	1,53E-11	0,843	0,834
125	0,213	0,0657	0,0744	1,69E-13	0,909	0,909

El primer modo que corresponde al movimiento de la masa convectiva, tiene una deformada igual al estanque E3 y corresponde a un movimiento horizontal, pero existe el siguiente cambio del factor de participación modal ya no es el mayor, siendo los mayores FPM correspondientes a los modos de la masa impulsiva.

Entonces el modo 1 tiene un período igual a 3,263 s, un factor de participación modal que aporta con 6,92% en dirección X y 9,39% en dirección Y; a su vez, el segundo modo aporta con un FPM de 9,39% en la dirección de X y 6,92% en dirección Y, y su movimiento es en sentido perpendicular al modo 1, por esta razón poseen el mismo período.

Las deformadas son las siguientes:

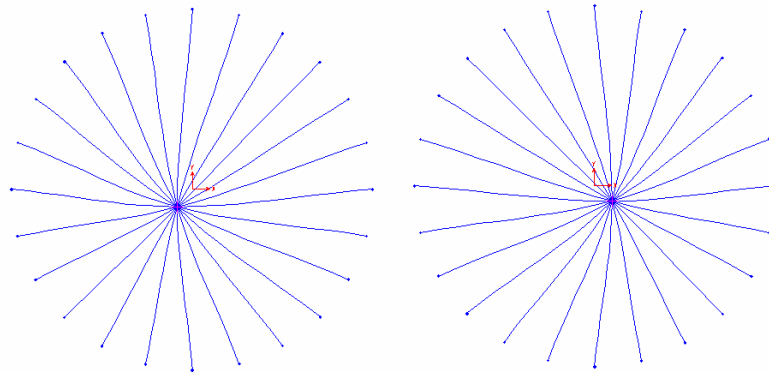


FIGURA 4.26 Deformada Modos 1 y 2 (E3)

Luego el modo 60 tiene asociado el mayor factor de participación modal y su período es de 0,598 s, este tiene un aporte de 30,83% en el sentido de X y 29,72% en dirección Y, la deformada de este modo es la siguiente:

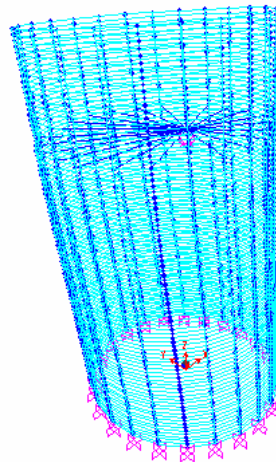


FIGURA 4.27 Deformada Modo 60 (E3)

Este modo es el predominante y bajo su acción, sólo se mueve el estanque y la componente impulsiva del líquido, la componente de la masa convectiva permanece detenida, sin realizar ningún movimiento.

El modo 59 tiene un período de 0,598 s, y aporta con un 29,79% al total de participación modal en dirección X y 30,83% en dirección Y. Este modo tiene un comportamiento igual al modo 60 pero en sentido perpendicular.

Otro modo de factor de participación importante es el 124, que aporta con un 7,44% en dirección X y 6,57% en dirección Y. Este representa al segundo modo de vibración de la masa del estanque junto con la masa de componente impulsiva del líquido. Lo interesante de este modo de vibrar es su deformada, la cual es la siguiente

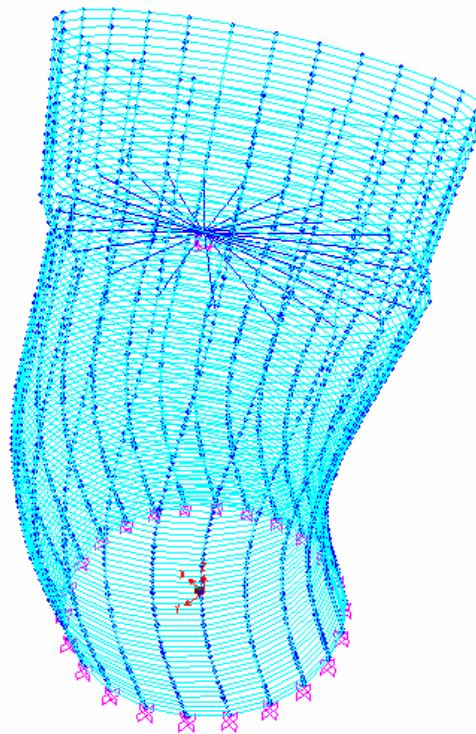


FIGURA 4.28 *Deformada Modo 124 (E3)*

La ilustración anterior de las deformadas de la componente impulsiva de este estanque (E3) nos muestra una diferencia entre el comportamiento de la estructura para un estante esbelto y otro más bajo o compacto.

Finalmente la siguiente tabla muestra un resumen de los períodos obtenidos para los tres estanques de acuerdo a cada norma extranjera y los obtenidos según la modelación y análisis antes descrito. (M.E.F = Modelación por elementos finitos)

Tabla 4.17 Períodos Naturales E1		
	Ti (s)	Tc (s)
SDST NZ	0,051	3,41
API 650	0,064	3,40
M.E.F SDST NZ	0,134	3,42
M.E.F API 650	0,133	3,43

Tabla 4.18 Períodos Naturales E2		
	Ti (s)	Tc (s)
SDST NZ	0,105	3,200
API 650	0,198	3,230
M.E.F SDST NZ	0,231	3,238
M.E.F API 650	0,241	3,269

Tabla 4.19 Períodos Naturales E3		
	Ti (s)	Tc (s)
SDST NZ	0,204	3,200
API 650	0,790	3,230
M.E.F SDST NZ	0,598	3,236
M.E.F API 650	0,651	3,288

4.6 DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE ACELERACIONES

Para obtener los resultados, que se comparan, de los diseños por elementos finitos, se debe ingresar los espectros de aceleraciones asociados a cada una de las normas en estudio en el software, es por esta razón que el paso a seguir es la obtención de dichos espectros.

Luego para la obtención de los espectros de cada norma se recurrió al parámetro antes mencionada como “factor final de las masas impulsiva y convectiva”, definido en los puntos 4.2.2 y 4.3.2. Este factor es el elemento utilizado como amplificación de la fuerza sísmica que afecta a cada masa de las componentes, para obtener este factor se necesita conocer los coeficientes asociados a los períodos de cada componente, según la norma utilizada.

El factor final que se utiliza en la norma norteamericana API 650 ad03, depende del factor de la zona sísmica (Z), el factor de importancia (I) y del coeficiente sísmico impulsivo o convectivo (C_c y C_i), esto es ZIC_c o ZIC_i ; en cambio en la norma chilena NCh 2369 el factor final resulta de la multiplicación del coeficiente de importancia (I), por el coeficiente sísmico impulsivo o convectivo, quedando la siguiente expresión IC_c o IC_i . Finalmente para el código neocelandés el valor del factor es $C_h (T_c)$ o $C_h (T_i)$, y corresponde al parámetro que se indica como coeficiente sísmico en la norma.

Al obtener todos estos resultados se tiene para cada norma dos espectros de aceleraciones (Sa/g), de los cuales uno se asocia a la respuesta de la componente impulsiva y el otro se asocia a la respuesta de la componente convectiva.

A continuación se muestran dos gráficos en donde se describen el comportamiento de los espectros Sa/g de cada norma, para las dos componentes.

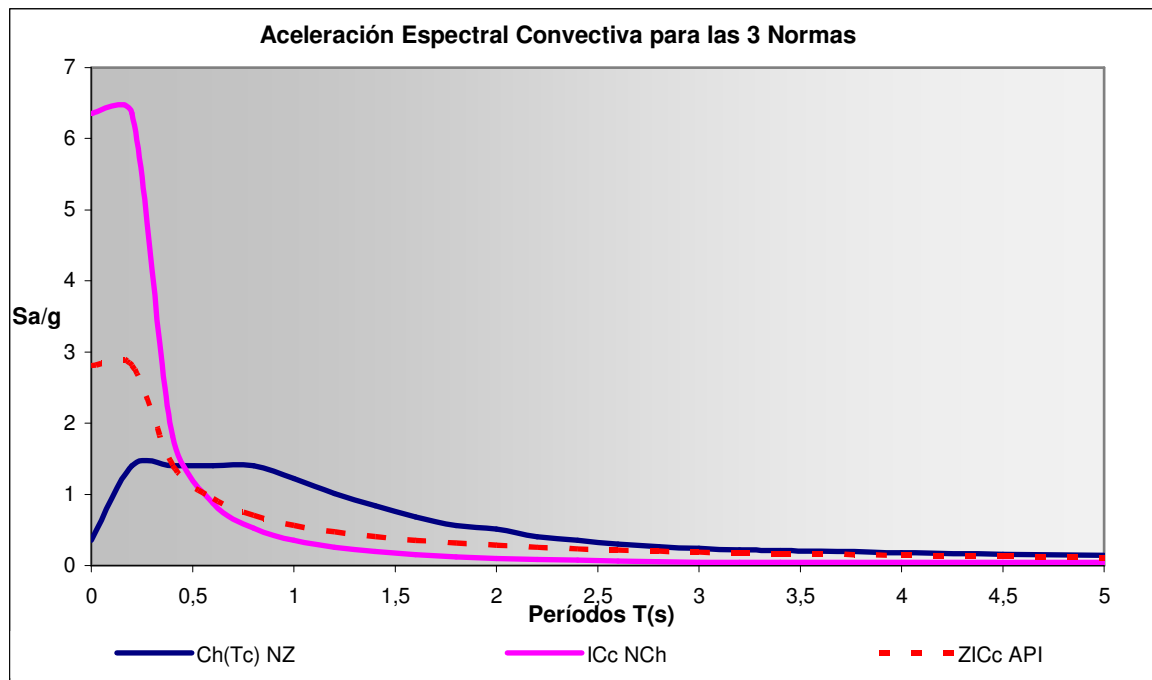


FIGURA 4.29 Espectros de Aceleraciones Convectivas

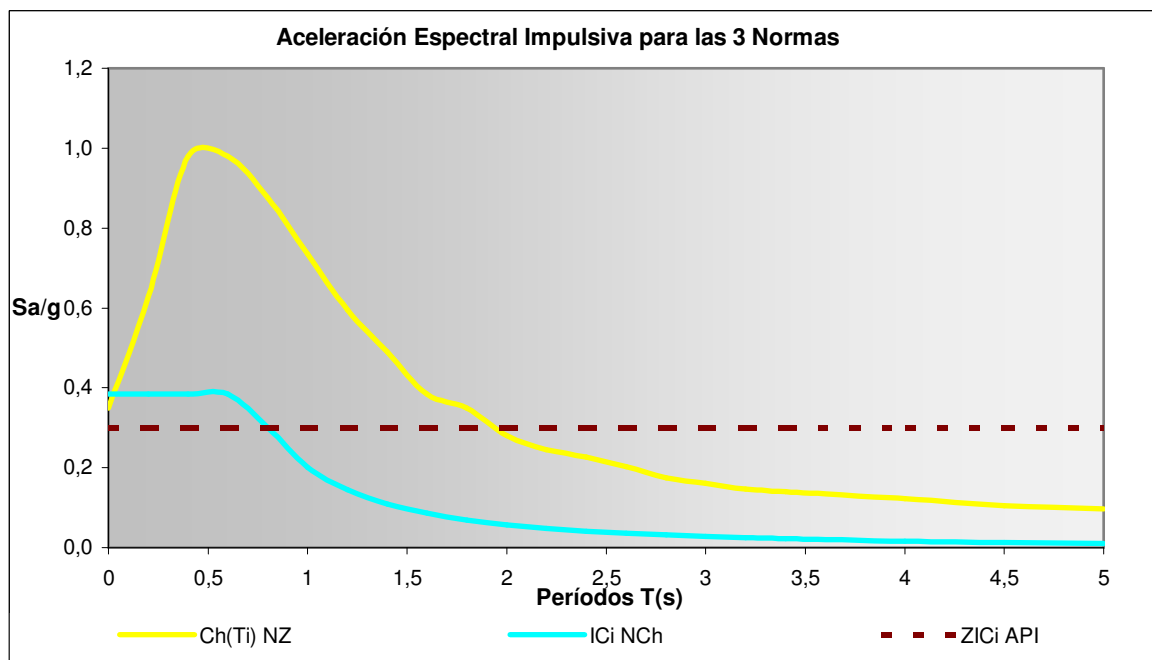


FIGURA 4.30 Espectros de Aceleraciones Impulsivas

Cada norma posee dos espectros distintos, esto se debe a que en el análisis del diseño sísmico en las tres normas en estudio se utilizan amortiguamientos distintos para los períodos principales que corresponden a las componentes de las masas impulsiva y convectiva, provocando que cada componente posea un coeficiente de aceleración distinto; es por esta razón y debido a que la modelación computacional acepta un único espectro, es que se decide utilizar un espectro híbrido, que represente ambos amortiguamientos, para obtener los elementos finales de comparación como corte basal, momento volcante y tensión en la pared.

Para la construcción del espectro híbrido se decide utilizar los rangos en donde los períodos principales son necesarios, es por esta razón que al observar los períodos impulsivos de los estanque se puede decir que se encuentra entre el rango de 0 a 1 segundo, en donde se mantiene el espectro impulsivo, y teniendo en cuenta que el período convectivo para los tres estanque se encuentra entre 3 y 4 segundos, se decide mantener el espectro convectivo desde los 3 segundos en adelante.

Finalmente para el rango entre 1 y 3 segundos se realiza una interpolación lineal entre los espectros impulsivo y convectivo, esto es posible debido a que los factores de participación modal de estos períodos son muy bajos.

A continuación se muestra las curvas descritas por los espectros de aceleraciones híbridos para las tres normas, y además se grafican los espectros convectivo y impulsivo utilizados para su creación.

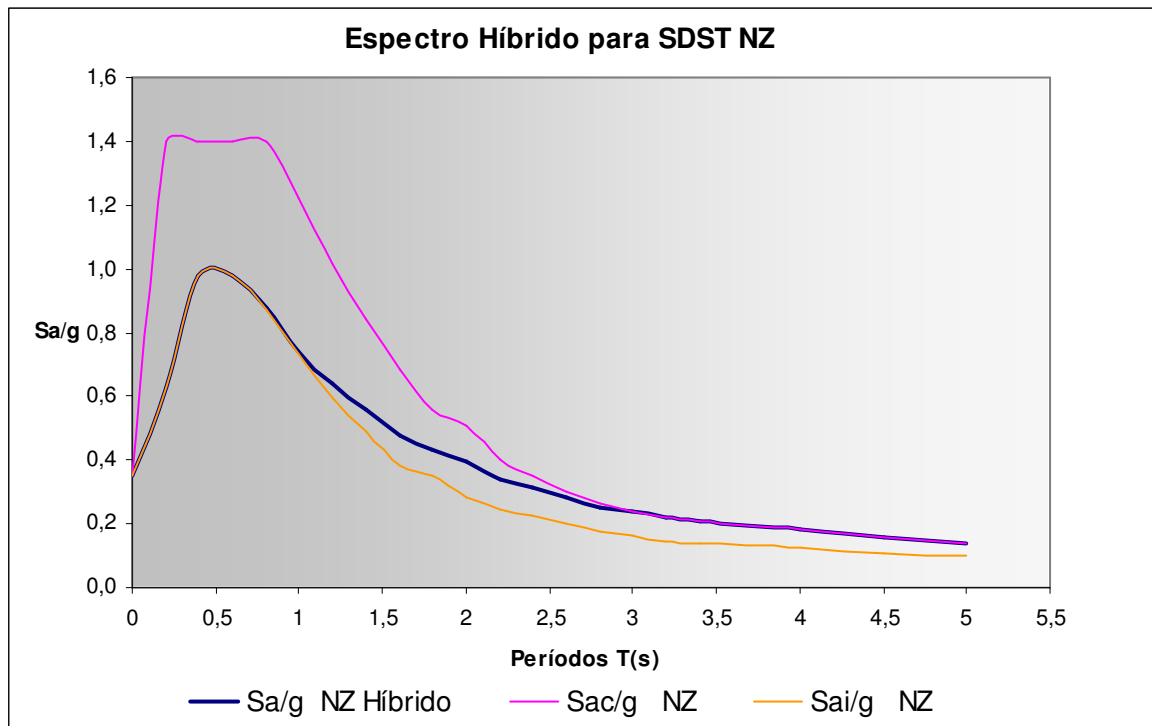


FIGURA 4.31 Espectro de Aceleración Híbrido para SDST NZ 1986

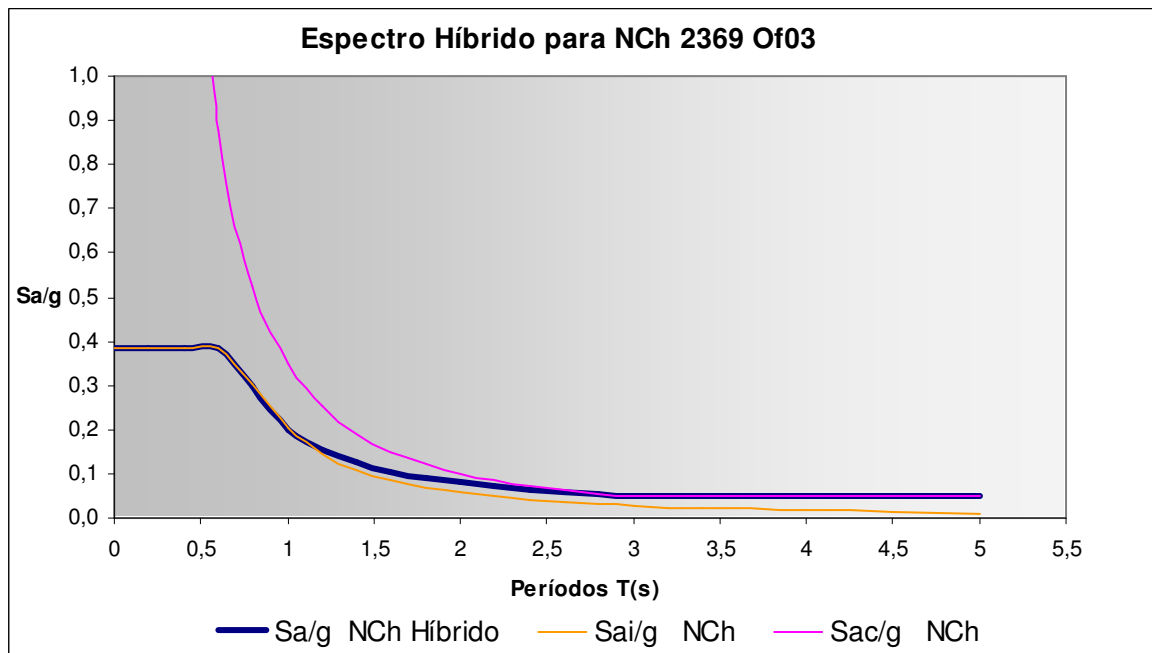


FIGURA 4.32 Espectro de Aceleración Híbrido para NCh 2369Of2003

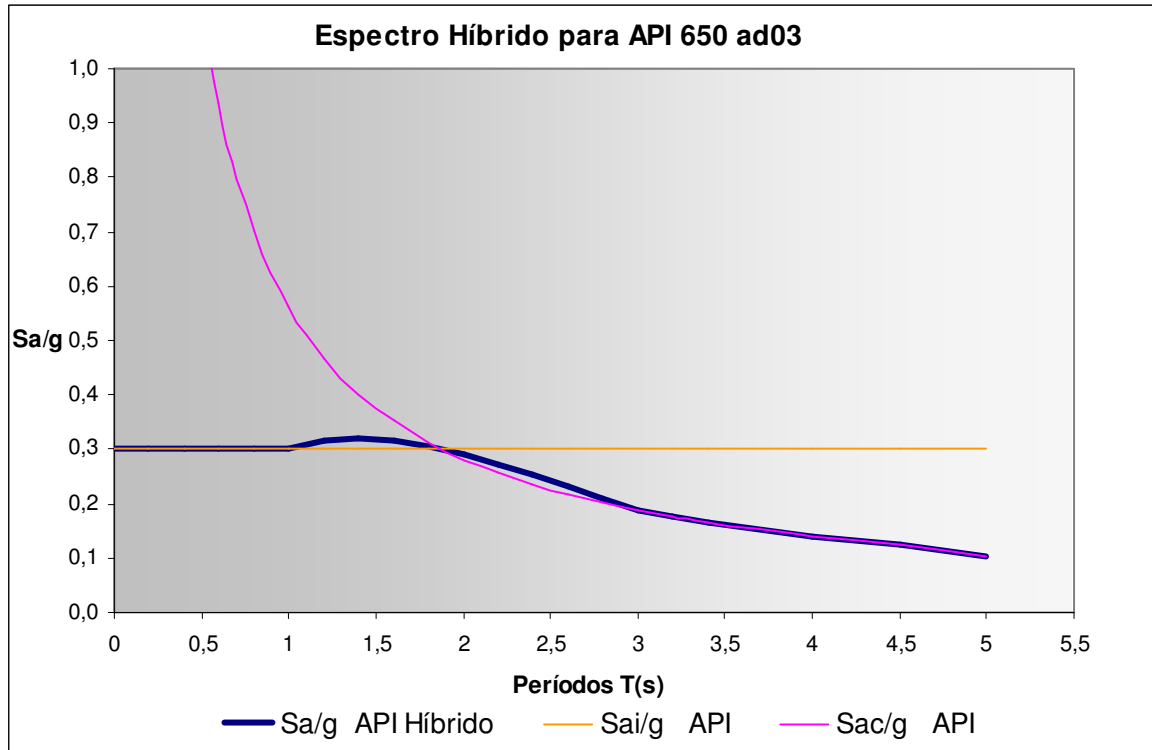


FIGURA 4.33 Espectro de Aceleración Híbrido para API 650 ad2003

Al contar con los espectros híbridos sus valores son ingresados al programa SAP2000, y con ello se obtienen los resultados equivalentes a los entregados en las normas estudiadas para su comparación, como corte basal, momento volcante y compresión en la pared del estanque.

Para los estanques diseñados con las recomendaciones SDST NZ, en la modelación de elementos finitos se han ingresado los espectros de aceleraciones construidos con las normas neozelandesa y chilena, se obtuvieron los resultados de corte basal, momento volcante y la mayor compresión en la pared. Los resultados de compresión en la pared se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.20	Compresión en la Pared (MPa) Aplicando recomendaciones SDST NZ		
	E1	E2	E3
Espectro			
SDST NZ	49,8	58	61
NCh 2369	12	14	14,3

Al igual que en el caso anterior los estanques diseñados en la modelación de elementos finitos con las recomendaciones de API 650 ad03, se ha ingresado al software los espectros de aceleraciones construidos con las normas norteamericana y chilena. Los resultados para la mayor compresión en la pared se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.21	Compresión en la Pared (MPa) Aplicando recomendaciones API 650 ad03		
	E1	E2	E3
API 650	44,4	45	48,6
NCh 2369	13,8	14,3	16,5

A continuación se muestran dos gráficos, el primero ilustra la comparación entre los resultados obtenidos con los espectros de aceleraciones extranjeros y en el segundo se puede observar la diferencia que existe entre las recomendaciones extranjeras al aplicar el espectro de aceleración chileno.

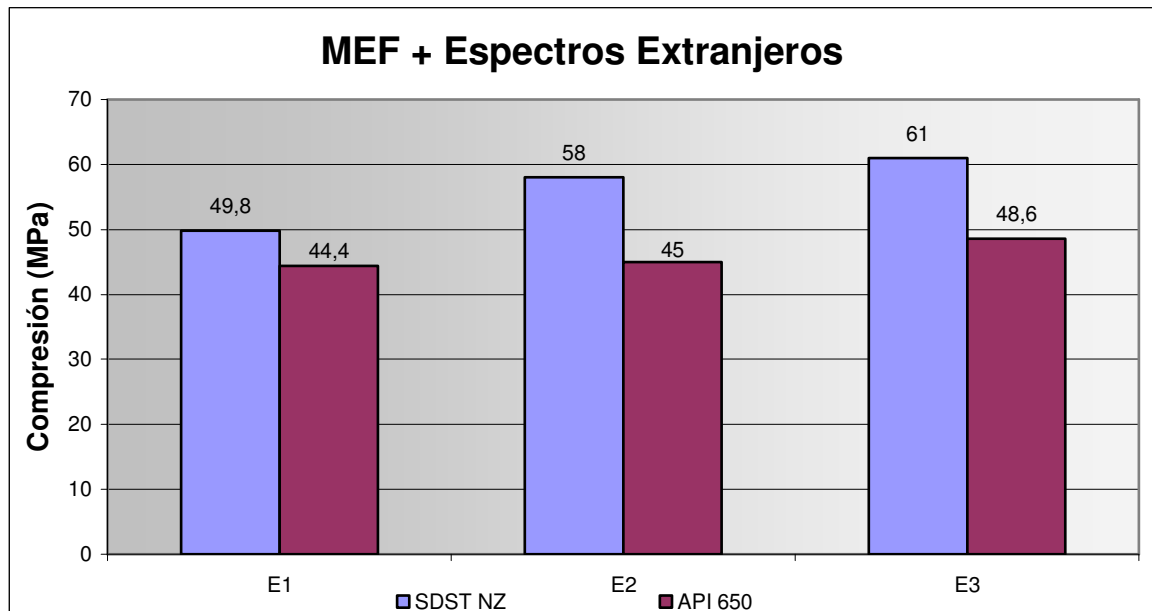


FIGURA 4.34 Máxima Compresión en la Pared, aplicando los espectros de aceleraciones extranjeros

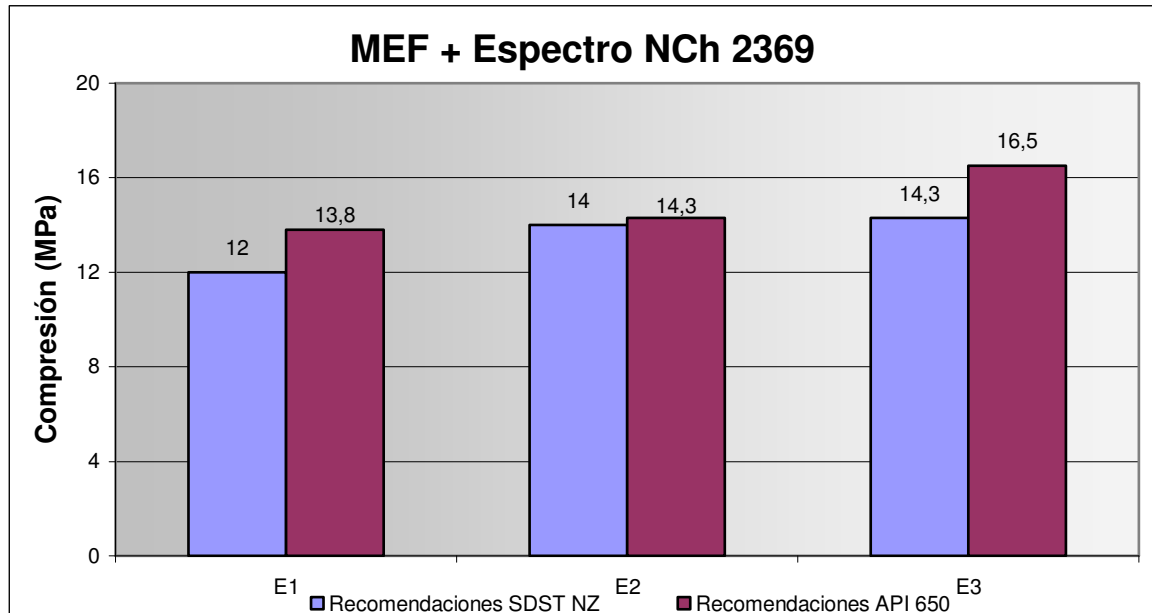


FIGURA 4.35 Máxima Compresión en la Pared, aplicando el espectro de aceleración chileno

Los resultados obtenidos de corte basal y momento volcante para cada MEF se resumen en las siguientes tablas, donde:

-) f_x, f_y :Fuerzas laterales horizontales en las direcciones x e y respectivamente, aplicadas en la base del estanque.
-) M_x, M_y :Momentos volcantes totales alrededor de x e y respectivamente, y aplicados en la base del estanque.

Tabla 4.22 MEF E1 + recomendaciones API 650 ad 2003				
	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
Espectro	f_x	f_y	M_x	M_y
API 650	203,6	200,3	348	352
NCh 2369	183	179	281	291

Tabla 4.23 MEF E1 + recomendaciones SDST NZ				
	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
Espectro	f_x	f_y	M_x	M_y
SDST NZ	317	312	577	589
NCh 2369	202	200	336	339

En el siguiente gráfico se muestra el comportamiento del corte basal y momento volcante, comparando los resultados obtenidos al aplicar el espectro chileno a la MEF del E1 con las recomendaciones de las dos normas extranjeras. El gráfico es el siguiente:

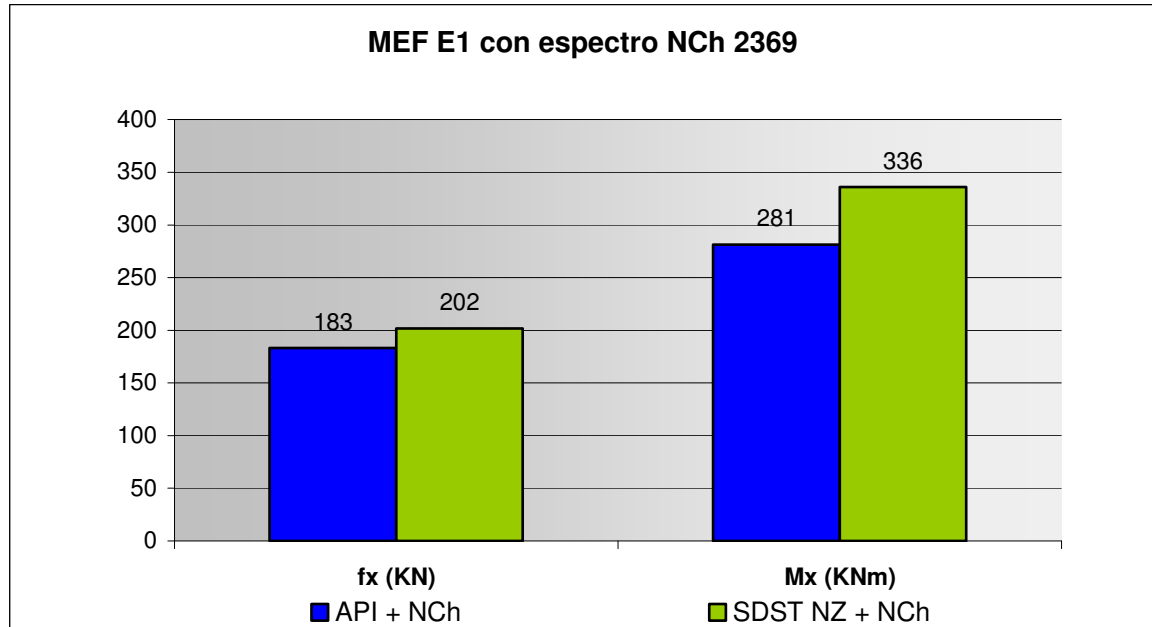


FIGURA 4.36 Corte Basal máximo y Momento Volcante máximo para MEF E1

Para el E2 los resultados son los siguientes:

Tabla 4.24 MEF E2 + recomendaciones API 650 ad 2003				
	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
Espectro	fx	fy	Mx	My
API 650	560	559	2383	2386
NCh 2369	683	682	2843	2843

Tabla 4.25 MEF E2 + recomendaciones SDST NZ				
	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
Espectro	fx	fy	Mx	My
SDST NZ	1178	1176	4773	4790
NCh 2369	647	647	2604	2606

El gráfico de comparación para el estanque E2 utilizando el espectro chileno, los valores para corte basal f_x y el momento volcante M_x son los siguientes:

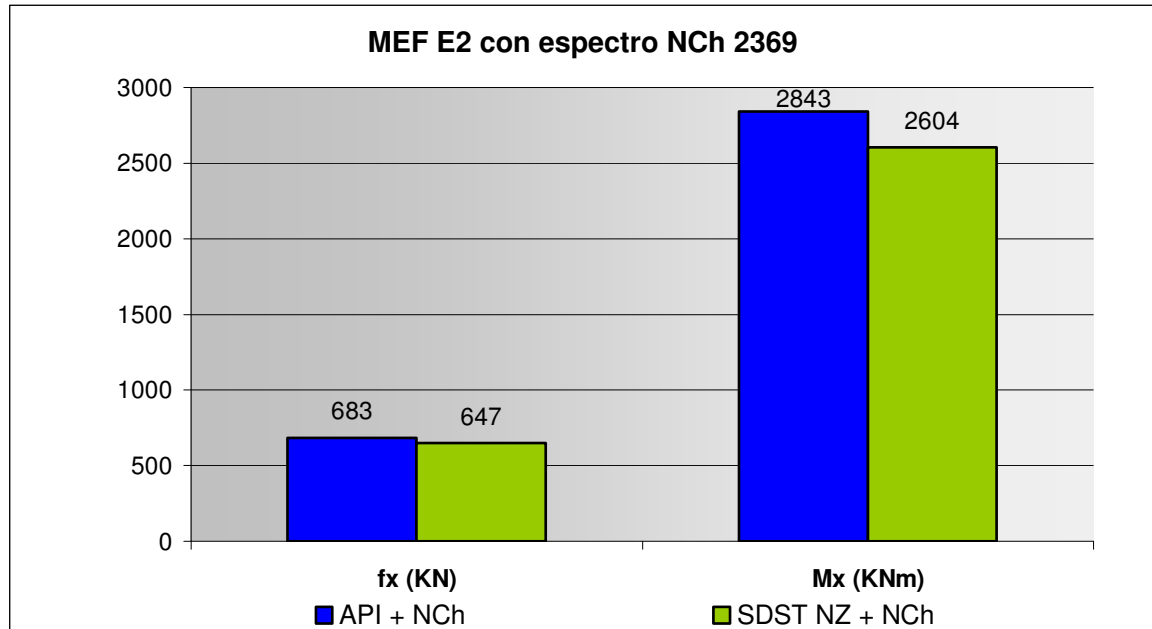


FIGURA 4.37 Corte Basal máximo y Momento Volcante máximo para MEF E2

Finalmente los resultados para el E3 los resultados son los siguientes:

Tabla 4.26 MEF E3 + recomendaciones API 650 ad 2003				
Espectro	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
	f_x	f_y	M_x	M_y
API 650	1474	1472	13268	13275
NCh 2369	1652	1645	14733	14765

Tabla 4.27 MEF E3 + recomendaciones SDST NZ				
Espectro	Cortes Basales (KN)		Momentos Globales (KNm)	
	f_x	f_y	M_x	M_y
SDST NZ	3711	3709	34238	34255
NCh 2369	1577	1576	14400	14405

El gráfico muestra la comparación del MEF para E3 utilizando las recomendaciones extranjeras por separados y aplicando el espectro chileno a ambos modelos; Al igual que los estanques anteriores el corte basal f_x y el momento volcante M_x son los valores que se muestran a continuación:

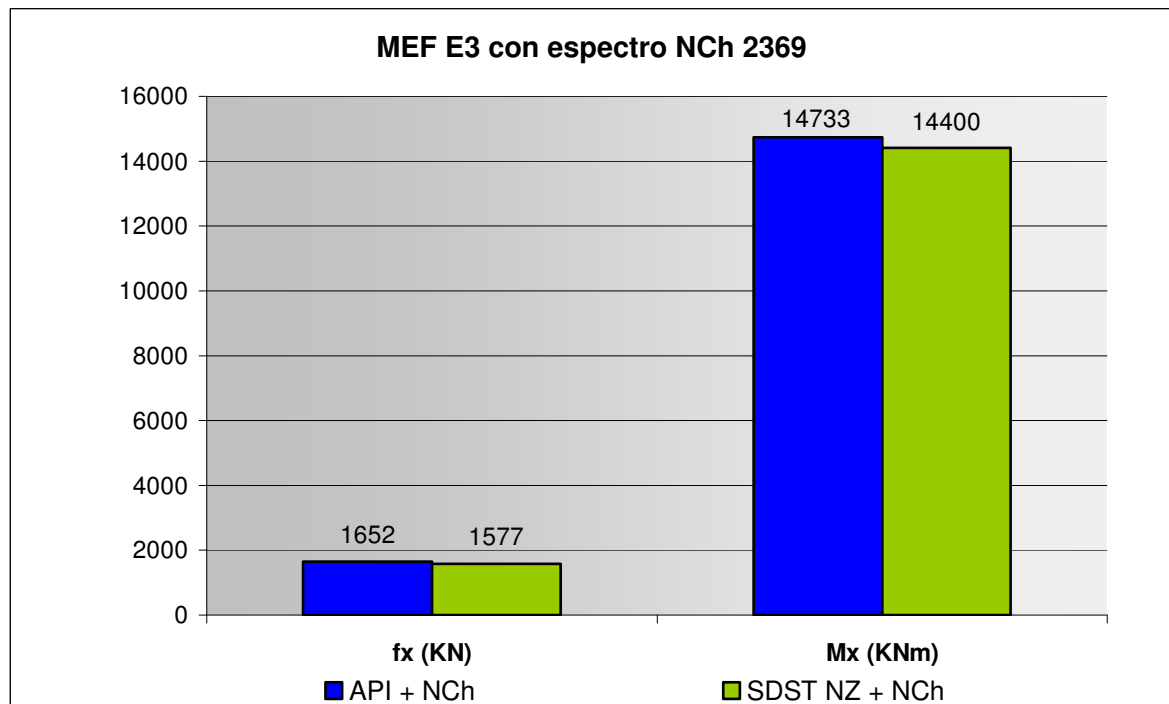


FIGURA 4.38 Corte Basal máximo y Momento Volcante máximo para MEF E3

CAPÍTULO 5.

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

5.1 GENERAL

Dentro de este capítulo se desarrollan las observaciones finales y conclusiones de los resultados obtenidos al diseñar los tres estanques según las normas estudiadas y las modelaciones por elementos finitos.

Todos los resultados señalados en el capítulo anterior son utilizados para determinar el comportamiento de los tres estanques ante un eventual sismo.

Para determinar los comentarios y conclusiones asociados a los tres estanques se ha utilizado como metodología la recopilación de los resultados del diseño sísmico de acuerdo a las normas extranjeras más las recomendaciones chilenas y compararlos con las modelaciones por elementos finitos.

5.2 COMENTARIOS

Los resultados obtenidos correspondientes a los coeficientes sísmicos para los tres estanques en estudio de acuerdo a cada norma, se pueden observar en la siguiente tabla para realizar las comparaciones correspondientes.

		Tabla 5.1 Coeficientes sísmicos calculados según normas utilizadas			
		API 650	NCh 2369 + API 650	SDST NZ	NCh 2369 + SDST NZ
E1	C impulsivo	0,60	0,32	0,37	0,32
	C convectivo	0,33	0,04	0,21	0,04
E2	C impulsivo	0,60	0,32	0,49	0,32
	C convectivo	0,35	0,04	0,22	0,04
E3	C impulsivo	0,60	0,26	0,63	0,32
	C convectivo	0,35	0,04	0,23	0,04

De la tabla anterior se puede observar que los coeficientes sísmicos de las normas extranjeras son muy diferentes entre sí, esto se debe a que no son calculados de la misma forma y los parámetros utilizados también son diferentes.

La norma chilena permite realizar los cálculos de los períodos y masas asociadas a cada componente con las normas extranjeras, pero estos valores deben ser utilizados para calcular los coeficientes sísmico aplicando las recomendaciones y fórmulas señaladas dentro de NCh2369 Of.2003, uno de los propósitos de este trabajo es determinar las diferencias que existen en utilizar API 650 o SDST NZ más las recomendaciones chilenas.

Al observar los resultados del coeficiente impulsivo y convectivo calculado con API 650 se puede apreciar que los valores no tienen grandes variaciones para los tres estanques, produciéndose sólo una variación en el $C_{convectivo}$ del E1 en un 6% en comparación con los otros estanques. Los valores de los coeficientes calculados con la norma SDST NZ tienen un comportamiento creciente al variar la altura del estanque, esto es válido tanto para la componente impulsiva como convectiva. Finalmente se puede determinar que a medida que la altura del estanque disminuye la norma estadounidense es más conservadora que la norma neozelandesa, debido a que los coeficientes impulsivos y convectivos aumentan.

Al comparar los coeficientes obtenidos según las normas extranjeras pero agregando las recomendaciones chilenas se puede destacar que para los dos primeros estanques los coeficientes son los mismos y sólo en el estanque E3 con la norma API650 existe una variación del coeficiente impulsivo con respecto a la norma SDST NZ, la diferencia es un 23%; sin embargo el coeficiente convectivo es igual para ambas normas. Con todo esto se puede inferir que a una mayor altura el único coeficiente que experimenta una variación es la componente impulsiva calculada con la norma API650 y las recomendaciones chilenas.

Finalmente con los resultados mostrados en la tabla 5.1 se puede deducir que al utilizar los coeficientes sísmicos chilenos se estaría subestimando los efectos provocados por los sismos en este tipo de estructura como son los estanques verticales circulares de acero. Además los resultados anteriores coinciden con los resultados obtenidos en la tesis del señor Gustavo Vidal, en el cual analiza un estanque de hormigón armado circular y se indica que los coeficientes sísmicos producen una minoración de los efectos que realmente puede provocar un terremoto.

Como se ha señalado dentro de esta tesis que los coeficientes sísmicos no son calculados con los mismos parámetros, se crea un elemento de comparación en el capítulo 4 denominado factor de amplificación de las masas. Con este elemento se puede definir la influencia final que aplica cada norma en las diferentes componentes, ya sea la componente impulsiva o convectiva.

Tabla 5.2 Factor de amplificación de la masa convectiva				
	API 650	NCh 2369 + API 650	SDST NZ	NCh 2369 + SDST NZ
	ZIC_c	IC_c	C_h (T_c)	IC_c
E1	0,17	0,048	0,21	0,05
E2	0,17	0,05	0,22	0,05
E3	0,17	0,05	0,23	0,05

Tabla 5.3 Factor de amplificación de la masa impulsiva				
	API 650	NCh 2369 + API 650	SDST NZ	NCh 2369 + SDST NZ
	ZIC_i	IC_i	C_h (T_i)	IC_i
E1	0,3	0,38	0,37	0,38
E2	0,3	0,38	0,49	0,38
E3	0,3	0,31	0,63	0,38

Con estos valores se puede señalar que la norma estadounidense no hace una diferencia para este parámetro según la altura del estanque, en cambio la norma neozelandesa aumenta los valores de las componentes (impulsiva y convectiva) al aumentar la altura del estanque, siendo el valor de la componente impulsiva de E3 la mayor variación entre las normas extranjeras, teniendo una diferencia de un 50%.

Al aplicar cada norma extranjera a las recomendaciones chilenas, los valores obtenidos son completamente similares para los tres estanques, pero se puede observar una pequeña variación en la componente impulsiva del estanque más esbelto. La diferencia es un 23% de SDST NZ por sobre API650.

Luego al observar todos los valores que son multiplicados a la masa de cada componente asociada, se puede señalar que el factor final de la componente impulsiva según API 650 es menor al obtenido con las recomendaciones chilenas en un 27% y los valores obtenidos según SDST NZ son mayores entre un 29 y 66% a los obtenidos con las recomendaciones chilenas. Para la componente convectiva los valores obtenidos aplicando NCh2369 son los menos conservadores siendo casi 3 veces menores a los de API650 y 4 veces menores a SDST NZ, además con esta observación se puede deducir que la norma neozelandesa es la más conservadora.

Los períodos obtenidos durante este trabajo para cada componente serán comparados entre los cálculos de API 650 ad03, SDST NZ y las modelaciones por elementos finitos.

Tabla 5.4 Períodos impulsivos equivalentes en cada norma y según cada modelación					
	API 650	MEF API650	SDST NZ	MEF SDST NZ	NCh 2369
E1	0,064	0,133	0,051	0,134	---
E2	0,198	0,241	0,105	0,231	---
E3	0,790	0,651	0,204	0,598	---

Para los períodos impulsivos se observan resultados bastante diferentes, entre las normas extranjeras la diferencia del período aumenta cada vez más en relación a la esbeltez del estanque por ejemplo para E1 existe una diferencia un 25% de API650 por sobre SDST NZ, en cambio para E3 esta diferencia aumenta en casi un 300%. En cuanto a las modelaciones en software los períodos son bastantes similares entre sí, pero esto es debido a la similitud entre las normas para obtener la masas impulsiva y convectiva. La modelación en software para API650 varía entre un 25 a 110% en relación a lo obtenido según la norma; para la modelación con SDST NZ esta varía entre un 120 a 190% en relación a la norma.

Tabla 5.5 Períodos convectivos equivalentes en cada norma y según cada modelación					
	API 650	MEF API650	SDST NZ	MEF SDST NZ	NCh 2369
E1	3,40	3,43	3,41	3,43	---
E2	3,23	3,26	3,20	3,23	---
E3	3,23	3,28	3,20	3,26	---

Luego para los períodos convectivos calculados por las cuatro formas distintas, son bastante similares. Se puede afirmar que, respecto del período entregado por el MEF SDST NZ, para el estanque E1 la norma SDST NZ tiene una diferencia de 0,6%; el período convectivo entregado por el API 650 difiere en un 0,9% y el período convectivo de MEF API650 es igual; para el estanque E2 la norma SDST NZ tiene una diferencia de 0,9%; el período convectivo entregado por API 650 difiere en un 0,92% y el período convectivo de MEF API650 es inferior en un 0,3%; finalmente para E3 la norma SDST NZ tiene una

diferencia de 1,9%; el período convectivo entregado por API 650 es igual y el período convectivo de MEF API650 es superior en un 0,6%.

Los resultados obtenidos para la altura de ola provocada por el movimiento de la masa convectiva utilizando las dos normas extranjeras, son los siguientes:

Tabla 5.6	Altura de Ola (m)		
	E1	E2	E3
API 650	1,18	1,24	1,24
SDST NZ	0,85	0,88	0,92
NCh 2369	----	----	----

Estos resultados son graficados en la figura 4.21 en donde se puede observar que la norma API650 calcula un desplazamiento vertical del agua mayor a la norma SDST NZ para los tres estanques, con esto se puede decir que la norma estadounidense es más conservadora en este parámetro de comparación.

Por otro lado al comparar la compresión en la pared del estanque calculada por ambas normas obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 5.7	Compresión en la Pared (MPa)		
	E1	E2	E3
API 650	34	40	47
SDST NZ	2,8	13,3	78
NCh 2369	----	----	----

Los resultados anteriores son graficados en la figura 4.22 y se puede observar que la norma estadounidense mantiene una tensión muy cercana para los tres estanques en cambio con la norma neozelandesa se obtienen resultados con diferencias considerables al cambiar la altura del estanque.

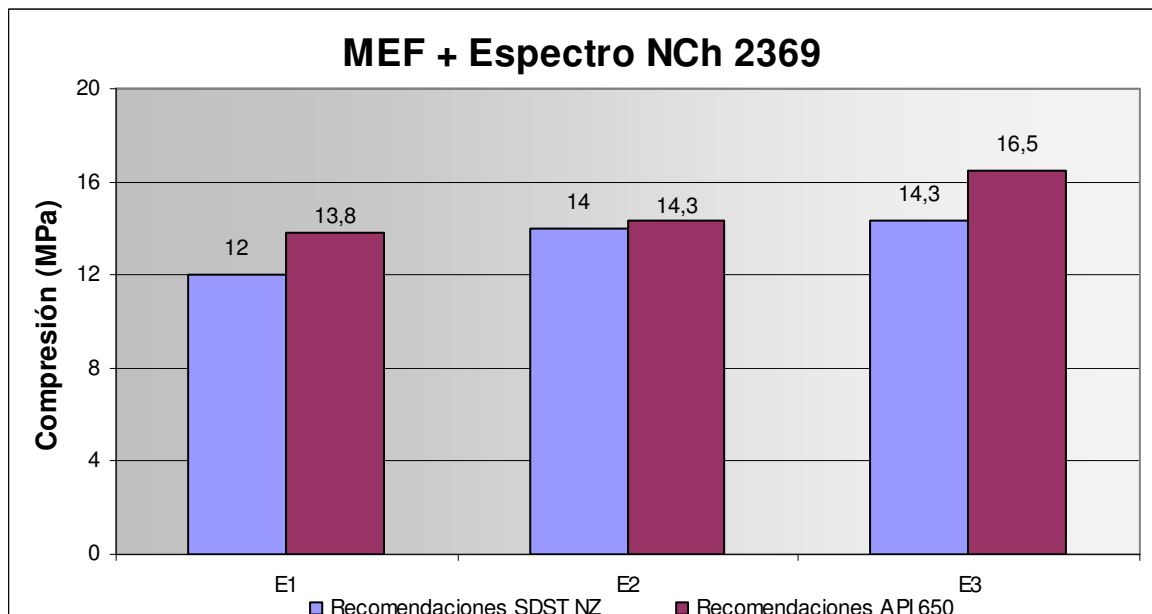
Para E1 y E2 la norma API650 es mayor a SDTS NZ en 12 y 3 veces respectivamente; en cambio para E3 la norma SDST NZ es mayor a API650 en casi 2 veces. Con estas observaciones se puede determinar que la norma estadounidense para estanques pequeños

entrega valores mayores para la compresión en la pared, en cambio para estanques de mayor altura ocurre lo contrario.

Finalmente cabe mencionar que al realizar un análisis con el mismo volumen de almacenamiento de E3 pero con una altura de equivalente a E1, se obtiene un valor que disminuye considerablemente en comparación a E3, el valor obtenido para la tensión de compresión de este estanque es de 2,5 MPa, con esto se puede observar que para los estanques más compactos se obtiene una tensión de diseño mucho más pequeña que los esbeltos, por lo tanto el espesor de la pared se disminuye considerablemente.

En la siguiente figura se puede observar los resultados obtenidos para la compresión en la pared utilizando las recomendaciones de cada norma extranjeras en la modelación por elementos finitos, al cual se aplica el espectro chileno.

Para los tres estanques la compresión obtenida es aproximadamente 3 veces menor a la norma americana y en comparación a la norma neozelandesa los resultados por MEF provocan que para E1 la tensión sea mayor, sin embargo a medida que se aumenta la altura del estanque se provoca una disminución de la tensión de compresión.



Al calcular los cortes basales aplicando las normas extranjeras más la recomendaciones chilenas se puede determinar el aporte de cada componente (impulsiva y convectiva) al total del corte, determinando la importancia de cada componente al variar la altura del recipiente.

El comportamiento de la componente impulsiva se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.8 Aporte Fraccional Componente Impulsiva a Q_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	Q_i/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$	Q_i/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$
Estanque 1	0,988	0,484	0,89	0,509
Estanque 2	0,9984	1,212	0,96	1,356
Estanque 3	0,9993	2,824	0,98	3,131

Estos valores son graficados en la figura 4.13 en donde se puede observar que en las dos normas extranjeras al aumentar la altura del estanque la participación de la componente impulsiva es más relevante, o sea al ser más esbelto los estanques la masa impulsiva es más importante en el cálculo del corte basal, sin embargo realizar una comparación entre ambas normas se puede inferir que la norma neozelandesa da una mayor importancia a la porción impulsiva que su par estadounidense, por ejemplo en la norma neozelandesa la componente impulsiva en E1 aporta con 98% al total y este mismo aporte en la norma americana es encontrado en el estanque más esbelto E3.

Para la componente convectiva el comportamiento se puede observar en la siguiente tabla:

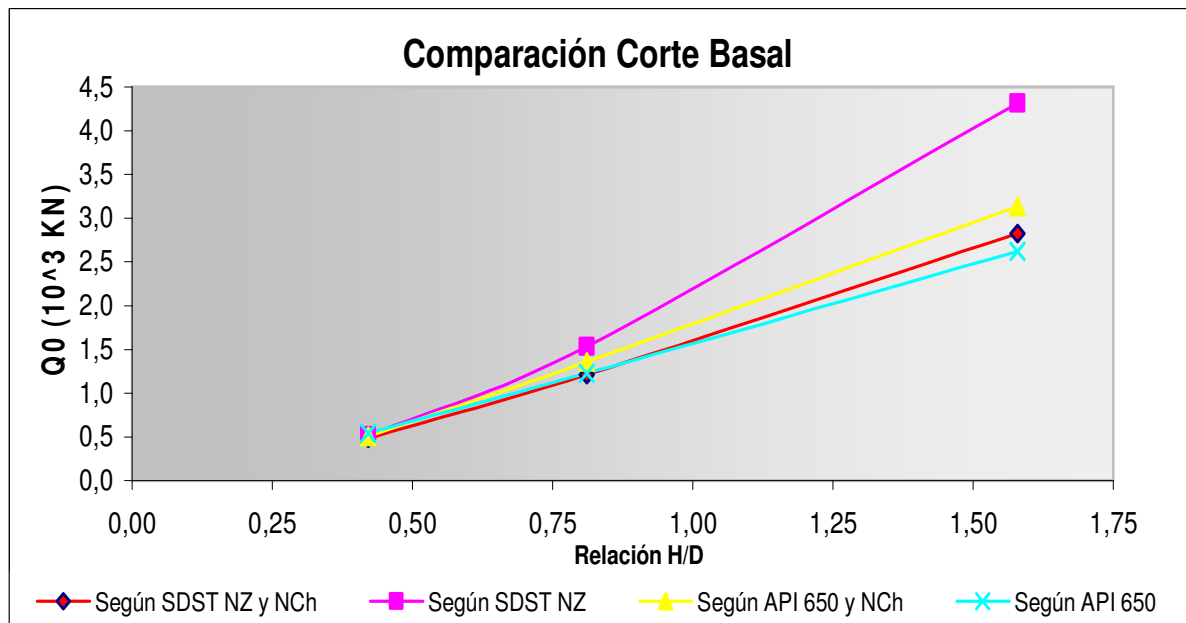
Tabla 5.9 Aporte Fraccional Componente Conectiva a Q_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	Q_c/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$	Q_c/Q_0	$Q_0 (10^3 \text{ KN})$
Estanque 1	0,011	0,484	0,11	0,509
Estanque 2	0,0021	1,212	0,04	1,356
Estanque 3	0,0005	2,824	0,02	3,131

Estos valores son graficados en la figura 4.14, en donde se puede observar que a medida que se aumenta la altura del estanque la participación de la masa convectiva se hace menos importante en el total del corte basal, esto es válido para ambas normas. El mayor aporte de la componente convectiva se produce en E1 utilizando la norma API650, el aporte es de un 11% con respecto al total disminuyendo el aporte a un 2% en E3; en cambio el aporte en E1

utilizando el código neocelandés es de un 1,1% llegando a tener una mínima participación de 0,5% en E3.

Con estas observaciones se determina que en la norma neozelandesa la componente convectiva no tiene una mayor relevancia en el cálculo del corte basal total, en cambio en la norma americana la componente convectiva en los estanques pequeños adquiere una participación que puede llegar a ser relevante.

En el siguiente gráfico se puede observar el comportamiento de los cortes basales para los tres estanques, utilizando las normas extranjeras y las recomendaciones chilenas.



En el gráfico se puede observar que los valores para el corte basal en estanques pequeños no difieren en grandes cantidades, sin embargo al aumentar la altura del estanque la norma neozelandesa se hace más conservadora, es seguida por la utilización de la norma americana más las recomendaciones chilenas, más abajo se encuentra la aplicación de la norma SDST NZ más las recomendaciones chilenas y finalmente la norma que más subestima el valor del corte basal es la norma estadounidense API650.

Las siguientes tablas muestran el aporte fraccional de cada componente impulsiva y convectiva con respecto al total del momento volcante calculado con las normas extranjeras más las recomendaciones chilenas.

Tabla 5.10 Aporte Fraccional Componente Impulsiva a M_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	M_i/M_{0T}	$M_{0T} (10^3 \text{ KN-m})$	M_i/M_0	$M_0 (10^3 \text{ KN-m})$
Estanque 1	0,98	0,903	0,86	0,929
Estanque 2	0,994	4,061	0,93	4,325
Estanque 3	0,9986	19,769	0,97	21,368

Los valores son graficados en la figura 4.16. Básicamente el aporte de la componente impulsiva en el momento volcante tiene un comportamiento en correlación al corte basal, se puede observar que para ambas normas cuando se aumenta la esbeltez del recipiente la participación de la masa impulsiva es más importante en el momento total, pero al comparar las normas se puede observar que el código neocelandés en todos los estanques la porción impulsiva entrega un mayor aporte que la norma estadounidense, por ejemplo en SDST NZ la componente impulsiva en E1 aporta con 98% al total y este mismo aporte en la norma americana no se encuentra en ninguno de los tres estanques siendo el más cercano de E3 con 97%.

Para la componente convectiva el comportamiento se puede observar en la siguiente tabla:

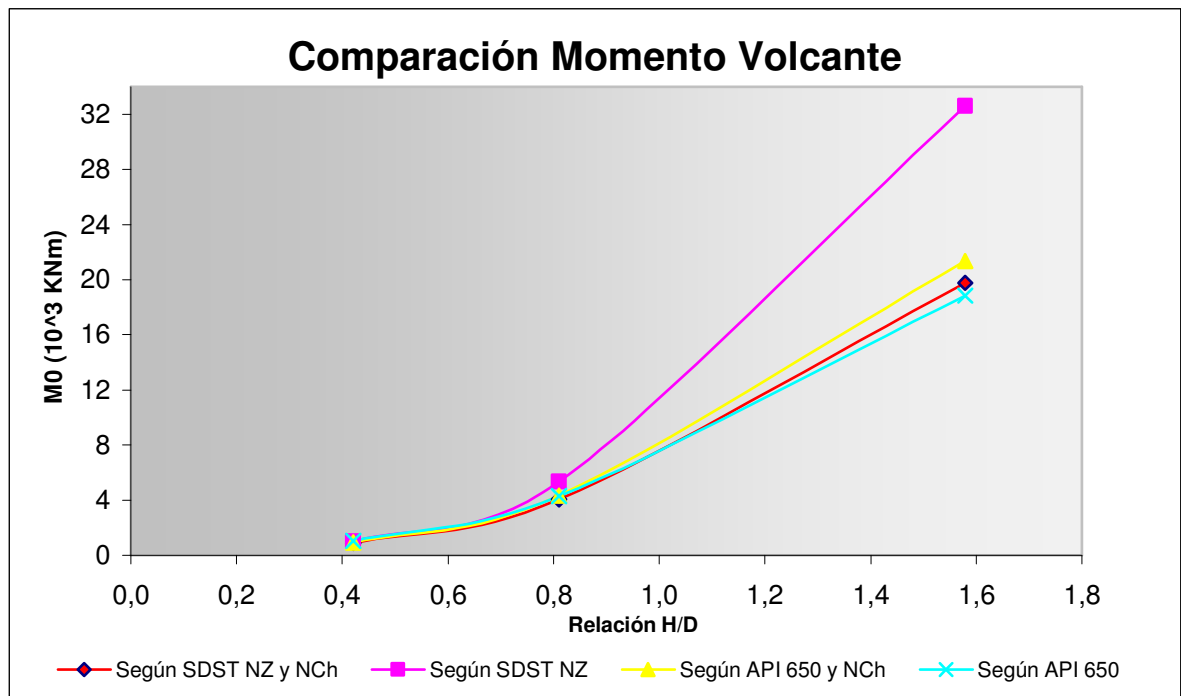
Tabla 5.11 Aporte Fraccional Componente Conectiva a M_0				
	Mediante SDST NZ + NCh 2369		Mediante API 650 + NCh 2369	
	M_c/M_{0T}	$M_{0T} (10^3 \text{ KN-m})$	M_c/M_0	$M_0 (10^3 \text{ KN-m})$
Estanque 1	0,02	0,903	0,14	0,929
Estanque 2	0,005	4,061	0,07	4,325
Estanque 3	0,0015	19,769	0,03	21,368

Los valores son graficados en la figura 4.17, en donde se puede observar que al igual que en el análisis del corte basal a medida que se aumenta la altura del estanque la participación de la masa convectiva se hace menos importante en el total del momento volcante, siendo prácticamente nulo en el análisis realizado, esto se debe a que al ir aumentando la esbeltez la porción de la masa convectiva es mucho menor que la masa del líquido que se mueve en

conjunto al estanque. El mayor aporte de la componente convectiva se produce en E1 utilizando la norma API650, el aporte es de un 14% con respecto al total disminuyendo el aporte a un 3% en E3; en cambio el aporte en E1 utilizando el código neocelandés es de un 2% llegando a tener una mínima participación de 0,15% en E3.

Con estas observaciones se determina que en la norma neozelandesa la componente convectiva no tiene una mayor relevancia en el cálculo del momento volcante, en cambio en la norma americana la componente convectiva en los estanques pequeños adquiere una participación que puede llegar a ser relevante.

En siguiente gráfico se puede observar el comportamiento de los momentos volcantes de los tres estanques, utilizando las normas extranjeras y las recomendaciones chilenas.



En el gráfico se puede observar que tanto el comportamiento del momento volcante como del corte basal son similares, se puede señalar que en estanques pequeños los procedimientos utilizados no difieren en grandes cantidades, sin embargo al aumentar la altura del estanque la norma neozelandesa se hace más conservadora, es seguida por la

utilización de la norma americana más las recomendaciones chilenas, más abajo se encuentra la aplicación de la norma SDST NZ más las recomendaciones chilenas y finalmente la norma que más subestima el valor del momento volcante para un estanque con mayor esbeltez es la norma estadounidense API650.

En la tabla 5.12 se muestra tanto los resultados obtenidos para el corte basal calculado con cada norma extranjera utilizando los parámetros y coeficientes chilenos, como los obtenidos utilizando la modelación por elementos finitos introduciendo el espectro híbrido construido para la norma chilena:

Tabla 5.12 Comparación cortes basales (KN)				
	API 650	MEF API650	SDST NZ	MEF SDST NZ
E1	509	183	484	202
E2	1356	683	1213	647
E3	3131	1652	2824	1577

Los cortes basales calculados con las modelaciones del software para los tres estanques son menores en comparación a sus pares calculados utilizando las normas, al usar la norma americana la mayor diferencia con el software se produce en el estanque más pequeño E1, la diferencia es de casi 3 veces el valor, para E2 y E3 la diferencia se reduce a 2 veces aproximadamente. Para la norma neozelandesa la mayor diferencia también se produce en E1, donde la norma está por sobre la modelación computacional en casi 2 veces.

Al realizar la comparación para los momentos volcantes se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 5.13 Comparación Momentos volcantes (KN-m)				
	API 650	MEF API650	SDST NZ	MEF SDST NZ
E1	929	281	903	336
E2	4325	2843	4061	2604
E3	21368	14733	19769	14400

Al igual que en los cortes basales los momentos volcantes calculados con la modelación computacional son menores en comparación a sus pares calculados con las normas, sin embargo las diferencias son menores, para los estanque pequeños (E1) las normas son casi

3 veces menor a la MEF, para E2 la diferencia se disminuye a 1,5 veces y para el estanque más esbelto E3 la diferencia disminuye a 1,4 veces.

Las diferencias existentes en los momentos y cortes calculados con API650 y SDST NZ, se puede deber a que son creadas en tiempos muy distintos el código neocelandés en 1986, en cambio la norteamericana ha sido revisada constantemente correspondiendo al año 2003 su última actualización, es por esta razón que SDTS provoca un sobredimensionamiento de las estructuras, al contrario de API650 que al contar con estudios más actuales se entiende como un análisis más fino y completo. Sin embargo al aplicar las recomendaciones chilenas a las normas extranjeras ocurre todo lo contrario en estanques con mayor esbeltez (E2 y E3), por lo tanto es la norma API650 la que provoca un sobredimensionamiento de los efectos producidos por el sismo entregando valores mayores al código neocelandés.

A pesar de que API650 cuenta con un apéndice referido exclusivamente al diseño sísmico no es lo único que debe tomar en cuenta el diseñador de la estructura, por el contrario existen 16 apéndices más, en donde se hace referencia con énfasis a la metodología de construcción de estas estructuras como recomendaciones de conexión a la fundación, de tipo de fundación, de soldadura, etc. Al juntar todas estas recomendaciones para la construcción de un estanque de almacenamiento de petróleo permite realizar un análisis más completo y fino que el código neocelandés, sin embargo en la actualidad se realizan estudios para complementar el antiguo código de Nueva Zelanda.

5.3 CONCLUSIONES

Como resultado final de este trabajo es posible establecer las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a la información entregada por las normas extranjeras para el análisis de este tipo de estructuras, el autor de este trabajo señala que la norma API650 es más clara y precisa que su par neocelandés SDST NZ a la hora de entregar la información para el diseño sísmico, esto se debe a que API es una norma exclusiva para estanques de acero que almacenan principalmente líquidos combustibles, en cambio dentro del código neocelandés se agrupan las diferentes formas y materiales utilizados para construir estanques de almacenamiento.
- Según el criterio del autor, al estudiar la norma estadounidense se puede concluir que no basta con realizar un diseño sísmico de los estanques, sino que además se debe cumplir con los requerimientos señalados en otros apéndices, estos se refieren a montaje y construcción (tipo de anclaje, tipo de fundación, temperatura de operación, etc.)
- Al comparar los coeficientes sísmicos de cada norma se observa que no existe ninguna correlación, mas que su igualdad en el nombre utilizado, pues es un valor que representa un objetivo distinto en cada norma. Sin embargo al comparar los coeficientes se puede deducir que al utilizar los coeficientes sísmicos chilenos se estaría subestimando los efectos provocados por los sismos en este tipo de estructura como son los estanques verticales circulares de acero.
- Los resultados obtenidos para el factor final de la componente impulsiva (Tabla 5.3) aplicando API 650 son los menos conservadores, luego se encuentran los resultados de la aplicación de ambas normas agregando las recomendaciones chilenas y por último el procedimiento que es más conservador para estimar los efectos de un sismo es la norma neozelandesa SDST NZ. Para la componente convectiva (Tabla5.2) los valores obtenidos aplicando NCh2369 son los menos conservadores siendo casi 3 veces menores a los de API650 y 4 veces menores a SDST NZ.

- Los períodos impulsivos calculados mediante el código neocelandés, norma estadounidense, MEF SDST NZ y MEF API650 ad03, difieren bastante unos con otros, resultando diferencias entre el rango de 0,051 a 0,134 para E1; de 0,105 a 0,241 para E2 y de 0,204 a 0,790 para E3.
- Para los períodos convectivos calculados mediante los procedimientos nombrados anteriormente se obtienen valores similares, los cuales varían entre el rango de 3,40 a 3,43 para E1; de 3,20 a 3,26 para E2 y de 3,20 a 3,28 para E3.
- Al comparar los resultados para la altura de ola provocada por el movimiento de la porción convectiva se observa que el código SDST NZ es más conservador que la norma API 650, los porcentajes de diferencia respectivamente son un 40% en E1, 41% en E2 y un 35% en E3.
- Los resultados obtenidos para la compresión en la pared muestran que para estanques pequeños la norma neozelandesa en comparación a API 650 entrega una menor tensión, mientras que en estanques más esbeltos ocurre todo lo contrario.
- Al aplicar el espectro de aceleraciones híbrido chileno a la MEF con cada norma extranjera, se determina que la norma neozelandesa para la tensión de compresión en la pared entrega resultados menores, esto ocurre para los tres estanques en estudio.
- Los resultados sísmicos obtenidos en esta tesis de acuerdo a las normas API650 ad03 y SDST NZ, aplicando las recomendaciones de NCh2369 Of.2003 a cada una, muestran que para el corte basal y momento volcante el aporte de la componente impulsiva se hace más significativo conforme crece la esbeltez del estanque.
- El aporte modal obtenido de la componente convectiva para el corte basal y momento volcante es casi insignificante, esto se manifiesta con mayor énfasis a medida que la altura del estanque aumenta.

- Con la modelación por elementos finitos desarrollada en este estudio se obtienen resultados menores para los efectos del sismo, en comparación a los cálculos mediante las normas extranjeras más las recomendaciones chilenas.
- Finalmente cabe señalar que este estudio coincide con lo expuesto en la tesis que trata de diseño sísmico de un estanque de hormigón armado (Vidal, 2006); en donde se señala que con la norma neozelandesa se obtienen valores mayores para el corte basal y momento volcante en comparación al código API650 ad03; sin embargo en este estudio al aplicar las recomendaciones chilenas con cada norma extranjera ocurre un vuelco en comparación a lo anteriormente descrito, pues la norma API650 ad03 es esta vez la que entrega valores mayores para realizar el diseño sísmico, siendo el código SDST NZ el menos conservador.

Con el estudio realizado para ambas normas y con los resultados obtenidos, el autor recomienda una renovación de la norma chilena, si bien sea reconocido mundialmente que la modelación simplificada de la interacción líquido-estanque del profesor Housner es una buena interpretación; existe hoy en día nuevas herramientas computacionales que pueden entregar una interpretación real del comportamiento del líquido dentro del estanque, y con ello se puede lograr una respuesta mucho más adecuada y precisa para el diseño sísmico de los estanques.

CAPÍTULO 6.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI Committee 350 (2001), “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures” (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, USA.
2. API Standard 650 (2003), “Welded Steel Tanks for Oil Storage”, American Petroleum Institute, 1220 L Street, Washington D.C., USA.
3. API Standard 650 (2000), “Welded Steel Tanks for Oil Storage”, American Petroleum Institute, 1220 L Street, Washington D.C., USA.
4. CRID, “Vulnerabilidad Sísmica de los Sistemas de Abastecimiento de agua, Capítulo 3”, Centro Regional de Información sobre Desastres, www.crid.or.cr/.
5. DYCTA, “Diseño y Cálculo de Tanques de Acero” Ingeniería León S.A. de CV., México.
6. Herrera, J. C. (2006), “Daño Sísmico de Tanques de acero” informe de memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Puerto Rico.

7. Housner, G. W. (1954), “Earthquake Pressures on Fluid Containers” Eighth Technical Report under Office of Naval Research, Project designation NR-081-095.
8. Instituto Nacional de Normalización (2003), NCh 2369 Of. 2003 “Diseño sísmico de estructuras industriales”, Santiago de Chile.
9. Manual SAP2000 (2004), “Estructuras Tipo Edificio”, Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Concepción, Chile.
10. Recommendations of a Study Group of the new Zealand National Society for Earthquake Engineering (1986), “Seismic Design of Storage Tanks”, Diciembre de 1986, Nueva Zelanda.
11. SAP2000 – Integrated Structural Analysis & Design Software, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA. 1985.
12. Velásquez, C. A. (2004), “Análisis Hidrodinámico de Tanques de Almacenamiento de Líquidos” tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Facultad de Ingeniería Universidad de los Andes, Bogota, Colombia.
13. Vidal P., G. F. (2007), “Diseño Sísmico de un Estanque de Hormigón Armado. Comparación del Código Norteamericano y las Recomendaciones Neozelandesas” informe del proyecto de Título para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile.
14. Villa Millar, J. A. (1996), “Diseño y Cálculo de Estanques para Almacenamiento de Formalina a Presión Atmosférica” informe de memoria de Título para optar al Título de Ingeniero Civil Mecánico. Facultad de Ingeniería Universidad de Concepción, Concepción, Chile.