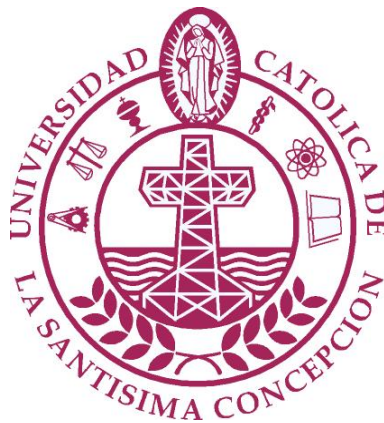


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**DISEÑO SÍSMICO DE UN ESTANQUE DE HORMIGÓN ARMADO. COMPARACIÓN DEL
CÓDIGO NORTEAMERICANO Y LAS RECOMENDACIONES NEOZELANDESAS.**

GUSTAVO F. VIDAL PARRA

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

Profesor Guía
Claudio Oyarzo V.

Concepción, Junio 2007

*A Todas aquellas personas que al conocer han marcado
mí vida, con su amor, amistad y su confianza.*

Especialmente a mis padres y hermanos.

AGRADECIMIENTOS

Con mucho cariño, principalmente a mis padres que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento. Gracias por todo papá y mamá, por darme la posibilidad de haber estudiado esta carrera y por creer siempre en mí, aunque hemos pasado momentos difíciles, siempre han estado apoyándome y brindándome todo su amor, por todo esto les agradezco de todo corazón el que estén a mi lado. Los quiero.

A mis hermanos, por haberme inculcado algo del carácter de cada uno, por estar conmigo, apoyarme y consentirme tanto.

A “la Cotita”, por que junto a ti, la alegría compartida aumenta su proporción y la tristeza disminuye significativamente.

Deseo expresar mi gratitud y admiración al Ingeniero Claudio Oyarzo por la disposición, colaboración y valiosos aportes durante el desarrollo de este trabajo.

Agradezco al profesor Nelson Maureira por los valiosos conocimientos y conceptos presentados en los momentos necesarios.

Finalmente agradezco a todos los funcionarios de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción por abrirme las puertas y brindarme completa colaboración en todo aspecto durante mi permanencia en la carrera.

RESUMEN

Constantemente estamos expuestos a un sinnúmero de “catástrofes” generadas por la naturaleza, la que sólo sigue su curso fluyendo en un continuo cambio. La manipulación que hacemos de ésta para amoldarla a nuestras necesidades en cuanto al diseño de las obras en cuestión y no, por el contrario, acomodarnos a su comportamiento, termina teniendo consecuencias funestas alrededor de todo el mundo, siendo una evidencia de esto los movimientos sísmicos. Es por esto que se hace necesario explorar metodologías de análisis que permitan determinar el nivel de sobreesfuerzos ocasionados por estos movimientos del terreno sobre las estructuras nuevas o existentes y la mejor forma de intervenirlas en caso de que no se cumplan los estándares y requisitos mínimos de seguridad.

Dentro de la variada gama de estructuras posibles existen un tipo de ellas que pueden llegar a ser especialmente sensibles y cuya operatibilidad es un tema crítico en situaciones de desastre. Una de dichas estructuras son los estanques de almacenamiento de líquidos.

En nuestro país no existe una norma específica para el diseño de estanques de hormigón armado. La sola utilización de la norma chilena “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales – NCh 2369-2003” podría ser insuficiente para el diseño, y posiblemente al complementarla con los documentos sugeridos por la misma en uno de sus puntos (normas norteamericana y/o neozelandesa), cabe la posibilidad de encontrar contradicciones, o bien, diferencias significativas en los resultados, dependiendo de si en el análisis se utiliza la norma

norteamericana o las recomendaciones neozelandesas. Por otro lado, es bien conocido que los períodos de oscilación de estas estructuras son bastante largos, ubicándose en zonas del espectro de aceleraciones en que éste no es completamente válido o no cuentan con suficiente respaldo experimental en Chile.

Mediante la mezcla de la teoría y la tecnología actual, se facilita el estudio y la predicción de los efectos que se pueden presentar en una estructura debido al movimiento del terreno; mediante el empleo de análisis espectrales o en el tiempo se puede analizar y determinar el comportamiento de los diferentes componentes de la estructura y la influencia que ejerce el sismo, sobre estos.

El propósito de este trabajo será presentar la teoría actual y estudiar el comportamiento dinámico de un estanque de hormigón armado, con forma cilíndrica, dispuestos verticalmente, apoyados en el suelo, para el almacenamiento de líquido, basados en las normativas vigentes en EE.UU., Nueva Zelanda y Chile, utilizando para ello diferentes tipos de análisis (estático, modal espectral con modelos mecánico equivalente y modal espectral con modelos de elementos finitos) de manera de verificar, a través de la comparación de resultados, si las normas y recomendaciones disponibles hoy en día son equivalentes y adecuadas para la realidad chilena.

SUMMARY

Constantly we are exposed to a countless of "catastrophes" generated by the nature, the one that only follows their course flowing in a continuous change. The manipulation that we make of this to accommodate it to our necessities as for the design of the works in question and not, on the contrary, to make comfortable to their behavior, it finishes having fateful consequences all over the world, being an evidence of this the seismic movements.

In our country a specific norm doesn't exist for the design of tanks of armed concrete. The single use of the norm Chilean: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales - NCh 2369-2003, could be insufficient for the design, and possibly when supplementing it with the documents suggested by the same one in one of its points (North American and/or New Zealand norms), it fits the possibility to find contradictions, or, you differ significant in the results.

The purpose of this work will be to present the current theory and to study the dynamic behavior of a tank of armed concrete, with cylindrical form, prepared vertically, supported in the floor, for the storage of liquid, based on the normative ones effective in USA, New Zealand and Chile, using for it different analysis types in way of verifying, through the comparison of results, if the norms and recommendations available today in day they are equivalent and appropriate for the Chilean reality.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN.....	1-1
1.1. GENERAL.....	1-1
1.2. OBJETIVO GENERAL.....	1-6
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1-6
1.4. ALCANCE.....	1-7
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	2-1
2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	2-1
2.2. ANÁLISIS DINÁMICO.....	2-2
ESTANQUES CIRCULARES, PRESIONES IMPULSIVAS.....	2-6
ESTANQUES CIRCULARES, PRESIONES CONVECTIVAS.....	2-8
MODELO EQUIVALENTE DE HOUSNER.....	2-11
3. METODOLOGÍA.....	3-1
3.1. GENERAL.....	3-1
3.2. RECURSOS COMPUTACIONALES.....	3-2
3.3. ANÁLISIS SEGÚN EL CÓDIGO NORTEAMERICANO.....	3-4
3.4. ANÁLISIS SEGÚN EL CÓDIGO NEUZELANDÉS.....	3-20
3.5. DESARROLLO DE MODELOS COMPUTACIONALES.....	3-31
3.5.1. MODELO ESTÁTICO.....	3-34

3.5.2. MODELO DINÁMICO EQUIVALENTE.....	3-37
3.5.3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	3-38
a. MEF A.....	3-38
b. MEF B.....	3-40
c. MEF C.....	3-43
d. MEF D.....	3-45
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	4-1
4.1. GENERAL.....	4-1
4.2. FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE LAS MASAS MODALES.....	4-2
4.3. PERIODOS Y MODOS DE VIBRAR.....	4-3
4.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ACI350.3-01 Y NCh.....	4-7
4.4.1. COEFICIENTES SÍSMICOS.....	4-7
4.4.2. CORTES BASALES.....	4-10
4.4.3. MOMENTOS VOLCANTES Y MOMENTOS FLECTORES.....	4-13
4.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON SDST NZ Y NCh.....	4-15
4.5.1. COEFICIENTES SÍSMICOS.....	4-15
4.5.2. CORTES BASALES.....	4-16
4.5.3. MOMENTOS VOLCANTES Y MOMENTOS FLECTORES.....	4-19
5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	5-1
5.1. GENERAL.....	5-1
5.2. COMENTARIOS.....	5-2
5.3. CONCLUSIONES.....	5-9
6. BIBLIOGRAFÍA.....	6-1

FIGURAS

Figura 1-1 Falla en los Elementos de Conexión Perimetrales.....	1-3
Figura 1-2 Estanque Enterrado.....	1-8
Figura 1-3 Estanque Superficial.....	1-8
Figura 1-4 Estanque Elevado.....	1-8
Figura 1-5 Estanques a Presión.....	1-9
Figura 1-6 Estanque a Presión Atmosférica.....	1-9
Figura 1-7 Estanque Prismático.....	1-9
Figura 1-8 Estanque Cilíndrico.....	1-9
Figura 1-9 Estanque Vertical.....	1-9
Figura 1-10 Estanque Horizontal.....	1-9
Figura 2-1 Fuente: Housner, 1954.....	2-3
Figura 2-2 Fuente: Housner, 1954.....	2-5
Figura 2-3 Housner, 1954.....	2-7
Figura 2-4 Housner, 1954.....	2-7
Figura 2-5 Modelo Mecánico Equivalente de Housner (1954).....	2-11
Figura 2-6 Modelo Mecánico Simplificado de Housner (1963).....	2-12
Figura 2-7 Masas Dinámicas del Líquido.....	2-15
Figura 2-8 Alturas de las Masas Dinámicas.....	2-15
Figura 3-1 SAP 2000.....	3-3
Figura 3-2 Ilustración de Parámetros.....	3-13

Figura 3-3 Planilla de cálculo utilizada para el análisis según ACI 350.....	3-15
Figura 3-4 Gráfico utilizado para la obtención de las masas participantes. Fuente: SDST NZ.....	3-23
Figura 3-5 Gráfico utilizado para la obtención de las alturas importantes. Fuente: SDST NZ.....	3-25
Figura 3-6 Gráfico utilizado para la obtención de coeficiente período impulsivo. Fuente: SDST NZ.....	3-26
Figura 3-7 Planilla de cálculo utilizada para el análisis según las recomendaciones neozelandesas SDST NZ.....	3-29
Figura 3-8 Modelo Mecánico de Housner Simplificado (1963).....	3-31
Figura 3-9 Modelo Estático.....	3-34
Figura 3-10 Modelos Estáticos.....	3-36
Figura 3-11 Modelos Estáticos.....	3-36
Figura 3-12 Grados de Libertad.....	3-36
Figura 3-13 Modos 1 y 2.....	3-37
Figura 3-14 Modos 3 y 4.....	3-37
Figura 3-15 MEF A.....	3-39
Figura 3-16 MEF B.....	3-41
Figura 3-17 MEF C.....	3-43
Figura 3-18 MEF Auxiliar.....	3-44
Figura 3-19 MEF D.....	3-46
Figura 3-20 Grados de Libertad.....	3-46
Figura 4-1 Deformada modo de Vibrar 8.....	4-4
Figura 4-2 Deformada modo de Vibrar 7.....	4-4
Figura 4-3 Deformada modo de Vibrar 24.....	4-5
Figura 4-4 Deformada modo de Vibrar 1.....	4-5
Figura 4-5 Deformada modo de Vibrar 2.....	4-6
Figura 4-6 Coeficientes Sísmicos Convectivos según ACI 350 y NCh 2369.....	4-8
Figura 4-7 Coeficientes Sísmicos Convectivos según ACI 350 y NCh 2369.....	4-9
Figura 4-8 Coeficientes Sísmicos Impulsivos según ACI 350 y NCh 2369.....	4-9

Figura 4-9 Coeficientes Sísmicos Impulsivo según ACI 350 y NCh 2369.....	4-10
Figura 4-10 Coeficientes Sísmicos Convectivos según SDST NZ y NCh 2369...	4-15
Figura 4-11 Coeficientes Sísmicos Impulsivos según SDST NZ y NCh 2369....	4-16
Figura 4-12 Coeficientes Sísmicos ACI 350, SDST NZ y NCh 2369.....	4-21
Figura 4-13 Espectro Aceleraciones $(C \cdot Z \cdot S \cdot g)$ Impulsivo y Convectivo ACI 350.....	4-21
Figura 4-14 Espectro Aceleraciones $(C \cdot I \cdot g)$ Impulsivo y Convectivo NCh 2369.....	4-22
Figura 4-15 Espectro Aceleraciones $(C \cdot g)$ Impulsivo y Convectivo SDST NZ.....	4-22
Figura 4-16 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para SDST NZ.....	4-23
Figura 4-17 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para ACI350.3-01.....	4-24
Figura 4-18 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para NCh2369.....	4-24
Figura 4-19 Puntos verificados en vista superior MEF D.....	4-25

TABLAS

Tabla 3-1 Resumen Periodos MEF.....	3-45
Tabla 4-1 Factores de Participación Modal.....	4-2
Tabla 4-2 Modos de vibrar predominantes.....	4-3
Tabla 4-3 Períodos fundamentales de cada modelo.....	4-6
Tabla 4-4 Comparación de Parámetros del Coeficiente Sísmico.....	4-11
Tabla 4-5 Cortes Basales.....	4-12
Tabla 4-6 Momentos Volcantes y Flectores.....	4-13
Tabla 4-7 Comparación de Parámetros del Coeficiente Sísmico.....	4-17
Tabla 4-8 Cortes Basales.....	4-18
Tabla 4-9 Momentos Volcantes y Flectores.....	4-19
Tabla 4-10 Resultados MEF D al aplicar espectros ACI350.....	4-26
Tabla 4-11 Resultados MEF D al aplicar espectros SDST NZ.....	4-26
Tabla 4-12 Resultados MEF D al aplicar espectros NCh2369.....	4-27
Tabla 5-1 Períodos impulsivo y convectivo equivalentes en cada modelo y calculados según normas utilizadas.....	5-2
Tabla 5-2 Coeficientes sísmicos calculados según normas utilizadas.....	5-3
Tabla 5-3 Cortes basales calculados según normas utilizadas.....	5-5
Tabla 5-4 Momentos volcantes y flectores calculados según normas utilizadas.....	5-6
Tabla 5-5 Comparación Cortes Basales obtenidos a través de software con espectros híbridos y mediante normas.....	5-7

CAPITULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERAL

Un gran número de actividades industriales y de abastecimiento de servicios básicos utilizan estanques verticales de almacenamiento de líquido apoyados en el suelo. El buen desempeño de estas estructuras durante y después de un evento sísmico es de vital importancia, pues establece niveles de seguridad que permiten evitar situaciones de emergencia y/o riesgos adicionales al terremoto.

Si se considera que los tipos de materiales que pueden almacenar estos estanques son, por ejemplo, líquidos contaminantes, aguas servidas, combustibles y agua potable, la falla o fisuración de una de estas estructuras podría provocar derrames con consecuencias irreparables sobre el medio ambiente, atentar contra la seguridad sanitaria, generar riesgos de explosiones o incendios y, por último, dejar a la población desprovista del vital elemento, agravando aún más la crisis generada por el sismo. Por otro lado, según ha quedado de manifiesto en las últimas catástrofes que han azotado diferentes partes del mundo (tsunamis, terremotos, huracanes, etc.), el contar con un suministro seguro de agua potable es pieza fundamental para la superación de la emergencia.

Aún cuando no se llegue hasta la pérdida total de la estructura, el solo daño en las líneas de conducción puede dejar la instalación fuera de funcionamiento con lo cual no se tiene acceso al contenido del estanque; en el caso de las industrias petroleras, esto genera una detención en la actividad económica que puede dejar grandes pérdidas para la sociedad; por otra parte, en el caso de los sistemas de acueducto metropolitanos, este tipo de falla puede dejar sin agua potable a la población en el momento que más la requiere, tanto para consumo como para uso en el combate de incendios. En el caso de que se presente una falla total del estanque los efectos son aún más nocivos, dados los daños que pueden causar los materiales contenidos, los cuales pueden provocar nubes tóxicas, incendios, inundaciones y otras calamidades.

Otra posible falla se produce por el movimiento del estanque, el cual puede ocasionar la falla en los elementos de conexión perimetrales.

También se pueden generar asentamientos diferenciales debido a fallas del suelo producidas por licuefacción, sobreesfuerzos por redistribución de cargas, lavado de material de soporte por rupturas de las tuberías perimetrales del estanque, etc.

Los elevados desplazamientos verticales de las paredes del estanque pueden generar grandes esfuerzos en la base cerca de las mismas. Esto puede llevar hasta la fluencia al material de la base generando incluso ruptura y una pérdida de contenido.

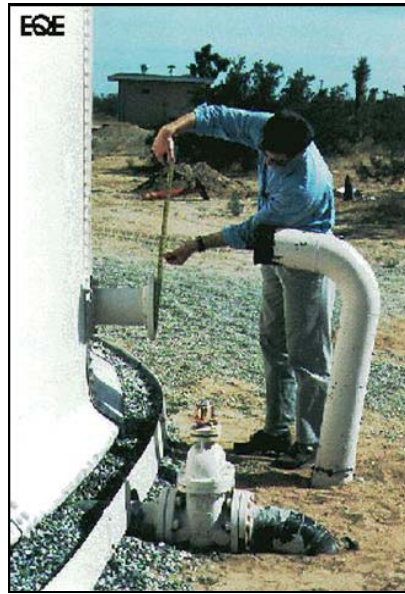


Figura 1-1 Falla en los elementos de conexión perimetrales,

Fuente. <http://www.eqe.co.uk>

La experiencia mundial ha demostrado que, como resultado de una mala comprensión del comportamiento dinámico de este tipo de estructuras y su interacción con el líquido que contienen, se pueden originar formas de falla o daño diferentes a las esperadas por los diseñadores, con los subsecuentes costos económicos y sociales que van más allá de la pérdida de sus contenidos.

Esto resulta especialmente sensible para la Región del Bío Bío. En esta región se encuentra una de las principales plantas de refinamiento de combustible de ENAP, y al mismo tiempo existen antecedentes que indican que dichas instalaciones se encuentran emplazadas en una de las zonas con los mayores índices de actividad sísmica del mundo. La conjunción de estos dos factores hacen especialmente urgente contar con estudios que permitan respaldar el diseño y construcción de estructuras de almacenamiento tal que se cumplan las condiciones mínimas de seguridad y desempeño.

Cuando un estanque de almacenamiento de líquido es sometido a un registro de aceleraciones laterales (sismo), la parte del fluido más cercana al fondo se mueve en conjunto con la estructura aportando masa a las propiedades inerciales de ésta, pero en zonas cercanas a la superficie, el líquido tiende a moverse en sentido opuesto al movimiento del estanque y con una significativa componente de desplazamiento vertical. Este fenómeno genera oleaje al interior del estanque, provocando que una porción de la masa del líquido (hasta un 70% del volumen total en estanques bajos) tenga un comportamiento convectivo, agregando grados de libertad al sistema y modificando los modos de vibrar. Por lo tanto, el líquido contenido en un estanque no solo aporta masa, sino que también grados de libertad.

Trabajos desarrollados en la década de 1960, han permitido elaborar modelos mecánicos muy simples que logran replicar de buena manera el comportamiento dinámico de un estanque y el líquido en su interior. Estos modelos se construyen considerando la rigidez y masa inercial de la estructura, junto con la cual se mueve en forma solidaria una proporción de la masa total del líquido (M_0), a la que se le llama masa impulsiva; pero además, se consideran una serie de masas convectivas de líquido (M_1, \dots, M_n), que se mueven con un desfase respecto a la estructura de almacenamiento, las que representan los diferentes modos de oscilación asociados al oleaje dentro del estanque. Además, se ha logrado determinar que los períodos de oscilación del oleaje al interior del estanque son notablemente largos respecto a otras estructuras (6 a 10 segundos), los que se encuentran en el rango para los cuales los valores de aceleración entregados por los espectros comúnmente utilizados en las normas sísmicas no son del todo convincentes. Es más, se ha llegado a la conclusión de que el efecto de oleaje en estanques de grandes dimensiones está mucho más relacionado con los desplazamientos del suelo que con sus aceleraciones.

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.

Llama especialmente la atención, que en muchas de las normas extranjeras vigentes se hace mención a la experiencia que se tuvo en Chile por la falla de un significativo número de estanques de almacenamiento de agua potable durante el terremoto de 1960, sin embargo, en el país no existen muchos estudios al respecto. La norma chilena para “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” (NCh 2369 -2003) se limita a indicar en el punto 11.8.2, que este tipo de estructuras se deben diseñar apoyándose en las normas norteamericana y/o neozelandesa, algunas de las cuales hoy se encuentran en proceso de revisión y actualización en sus países de origen.

En virtud de estos antecedentes, parece necesario verificar el comportamiento de los estanques verticales apoyados en el suelo que han sido construidos según la práctica y normativa chilena, para verificar un buen cumplimiento de la norma, constatar un buen comportamiento sísmico, entre otros casos.

1.2. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de este proyecto será estudiar el comportamiento dinámico de estanques de hormigón armado, con forma cilíndrica, dispuestos verticalmente, apoyados en el suelo, para el almacenamiento de líquido, basados en las normativas vigentes en EE.UU., Nueva Zelanda y Chile, utilizando para ello diferentes tipos de análisis (estático, modal espectral con modelos mecánico equivalente y modal espectral con modelos de elementos finitos). De manera de verificar, a través de la comparación de resultados, si las normas y recomendaciones disponibles hoy en día son equivalentes y adecuadas para la realidad chilena.

1.3. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Los objetivos específicos de este estudio son:

1. Estudiar la teoría y aplicabilidad de los requisitos de diseño y las recomendaciones propuestas por: la norma norteamericana ACI 350.3-01 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures" y el código neozelandés "Seismic Design Of Storage Tanks"(SDST NZ).
2. Analizar dinámicamente un estanque circular superficial, construido en hormigón armado; mediante análisis estático y análisis modal espectral (modelo mecánico equivalente y elementos finitos), poniendo en práctica lo establecido en las normas norteamericana y neozelandesa, con el apoyo correspondiente de la norma chilena. Con esto se pretende obtener parámetros como: Corte Basal y Momento Volcante.
3. Comparar los resultados de los cortes y momentos volcantes, además de las deformaciones, obtenidos del análisis sísmico de estanques de

almacenamiento de líquido construidos en hormigón armado, según lo utilizado en el punto 2.

1.4. ALCANCE

Los estanques se pueden clasificar de diversas formas dependiendo algunas de sus características.

Por altura:

- Enterrados.
- Superficiales.
- Elevados.

Por orientación

- Vertical.
- Horizontal.

Por presión de trabajo:

- A Presión de confinamiento.
- A Presión atmosférica.

Por tipo de material:

- Hormigón.
- Acero.
- Plásticos.
- Otros Materiales.

Por forma:

- Prismático.
- Cilíndricos.
- Esféricos

Por tipo de fundación

- Anclados.
- No Anclados.

Los estanques a analizar en el marco de esta investigación serán estanques superficiales, cilíndricos, verticales, de Hormigón Armado, donde la presión del líquido contenido es igual a la presión atmosférica y que se encuentra fijo a la fundación apoyada directamente en el suelo.

En el estudio no se realizará modelamiento detallado del suelo, y en todos los casos se supondrá empotramiento en la base.

A los estanques, de las características mencionadas, se les analizará el comportamiento estático y modal espectral con modelos mecánico equivalente y modal espectral con modelos de elementos finitos.



Figura 1-2 Estanque Enterrado



Figura 1-3 Estanque Superficial



Figura 1-4 Estanque Elevado



Figura 1-5 Estantes a Presión



Figura 1-6 Estanque a Presión Atmosférica



Figura 1-7 Estanque Prismático



Figura 1-8 Estanque Cilíndrico



Figura 1-9 Estanque Vertical



Figura 1-10 Estanque Horizontal

CAPITULO 2.

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el análisis estático de los estanques, los ingenieros cuentan con varias herramientas, más o menos complejas según la geometría de éstos. Así, para un estanque cilíndrico, se tienen pequeñas ecuaciones que permiten obtener en relación al diámetro y a la altura del líquido almacenado, la presión actuante o directamente el espesor requerido.

Otra forma de aproximarse a la solución es mediante el uso de modelos computacionales de elementos finitos, por medio de los cuales se puede lograr predecir una respuesta mucho más adecuada y precisa al problema.

Cualquiera sea el camino escogido, se deberá tener presente ciertos valores mínimos que exigen las normas y códigos internacionales para el diseño de este tipo de estructuras; además del valor límite que se asigna a la resistencia de los materiales empleados, según sea el factor de seguridad que se requiera en cada instalación.

2.2. ANÁLISIS DINÁMICO

El desarrollo de expresiones que describan las presiones dinámicas del fluido durante un sismo son de importancia en el diseño de estructuras tales como las represas, estanques y cajones. La primera solución de tal problema fue dada por Westergaard (1933) quien determinó la presión en una represa vertical rectangular cuando ésta es solicitada a una aceleración horizontal. Jacobsen (1949) resolvió el correspondiente problema para un estanque de almacenamiento de líquido de forma cilíndrica. Werner y Sundquist (1949) extendieron el trabajo de Jacobsen para incluir estanques de almacenamiento de líquido de forma rectangular, semicircular, triangular y un anillo rodeado por líquido. Graham y Rodríguez (1952) desarrollaron un análisis muy completo para determinar las presiones impulsiva y convectivas en un estanque rectangular.

Los anteriores análisis fueron llevados a cabo de la misma manera, a través de la resolución de la ecuación de Laplace dadas las condiciones de borde. Conocidas la solución de dichas ecuaciones y sabiendo que verifican las condiciones de borde, se hace posible obtener las soluciones mediante un método aproximado, el cual evita las ecuaciones diferenciales parciales y las series, y de forma simple presenta soluciones para un significativo número de casos. Los métodos aproximados apelan a la intuición física y hacen fácil ver de donde surgen las presiones. Esto hace que sea particularmente conveniente para las aplicaciones en ingeniería.

Posteriormente, es G. W. Housner (1954) quien desarrolla en forma más acabada la teoría de las presiones sísmicas en los estanques de almacenamiento de líquido. Básicamente, su método propone la estimación de un tipo de flujo el cual es similar al movimiento real del fluido y es este flujo el usado para determinar las presiones [Housner, 1954].

El análisis hidrodinámico del comportamiento de estanques parte del estudio analítico de estanques rectangulares, y desde ahí, la formulación se hace extensiva a otro tipo de configuraciones, tales como estanques circulares.

Así pues, en un estanque rectangular en el cual se asume que la superficie del líquido es totalmente horizontal, se aplica una aceleración horizontal \dot{u}_0 en dirección X a las paredes del estanque (el eje X es el eje horizontal en un sistema de ejes coordenados), es posible determinar las presiones que actúan en las paredes del estanque debidas a dicha aceleración \dot{u}_0 , considerando una columna de fluido de profundidad h, una longitud 2L y un espesor unitario.

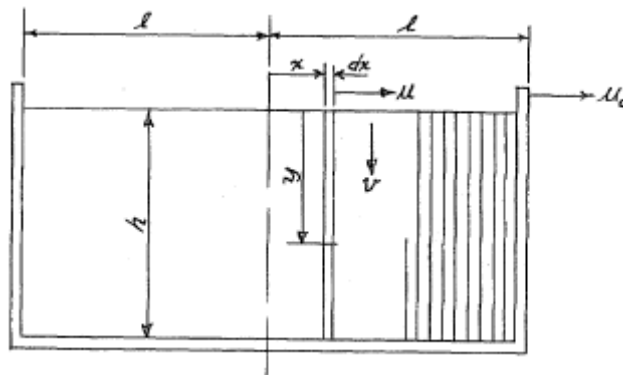


Figura 2-1 Fuente: Housner, 1954

Bajo dichas condiciones, el fluido se ve forzado a moverse en la dirección X entre un par de delgadas membranas verticales sin masa, espaciadas a una distancia dx. Cuando a las paredes del contenedor se les aplica esta aceleración, las membranas serán aceleradas con el fluido y el fluido también será comprimido verticalmente con respecto a las membranas.

La velocidad vertical que sufre el fluido debido a la aceleración $\dot{\mu}_0$ es v , que depende de la velocidad μ en la dirección horizontal de la siguiente manera:

$$v = (h - y) \frac{d\mu}{dx} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Esta ecuación especifica los límites del flujo del fluido. Al ser considerado el líquido como un fluido, es posible determinar la aceleración \dot{v} de esta, la cual será proporcional a la velocidad v , adicionalmente se puede considerar que la aceleración $\dot{\mu}$ es proporcional a la velocidad μ , y que la presión en el fluido entre dos membranas es dada por la ecuación hidrodinámica estándar:

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\rho \dot{v} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde ρ es la densidad del fluido.

Entonces, la resultante de la fuerza horizontal en la membrana será:

$$P = \int_0^h p \, dy \quad \text{Ec. 2.3}$$

Una vez conocido esto y reemplazando v en p , se obtiene una ecuación que representa la presión en la pared, con la única incógnita que es la velocidad del suelo, μ . Más adelante, Housner propone utilizar el método de Hamilton para determinar, a partir de la energía cinética, la energía potencial, y con esto, obtener 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 en la pared en función de la profundidad del líquido, el largo y la altura deseada.

$$p_w = \rho \dot{\mu}_0 h \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{h} \right) \quad \text{Ec. 2.4}$$

El efecto de las presiones impulsivas lleva al fluido a oscilar, por lo tanto será necesario conocer los períodos fundamentales de vibración y modos de vibrar. Para esto, se considera que el fluido está restringido entre membranas rígidas paralelas inicialmente horizontales libres de girar.

Estas restricciones pueden ser descritas mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \frac{l^2 - x^2}{2} \frac{d\dot{\theta}}{dy} \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$v = \dot{\theta} x \quad \text{Ec. 2.6}$$

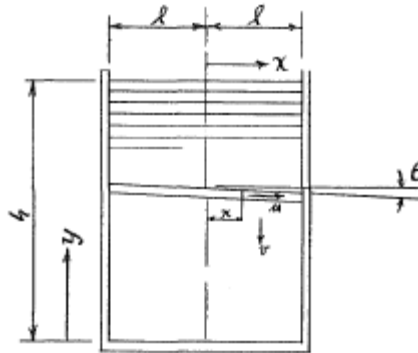


Figura 2-2 Fuente: Housner, 1954

Con esto, la presión en el líquido es dada por:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \dot{\mu} \quad \rightarrow \quad p = -\rho \frac{l^3}{2} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right) \frac{d\ddot{\theta}}{dx} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Aplicando la ecuación de movimiento para una rebanada de fluido, es posible solucionar la ecuación para las condiciones de borde correspondientes al problema, las que tienen forma sinusoidal.

Además es posible definir el comportamiento oscilatorio del fluido calculando la frecuencia natural de vibración mediante la máxima energía cinética que se produce.

La ecuación exacta dada por Graham y Rodríguez corresponde a:

$$\omega_n^2 = \frac{g}{l} n \frac{\pi}{2} \tanh\left(n \frac{\pi h}{2 l}\right) \quad \text{Ec. 2.8}$$

Lo que permite, entonces, obtener la presión sobre las paredes:

$$p_w = \left(\rho \frac{l^3}{3} \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{y}{l}\right)}{\sinh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{l}\right)} \right) \omega^2 \theta_0 \sin \omega t \quad \text{Ec. 2.9}$$

Finalmente todo lo anterior es extensible a estanques circulares.

- Estanques circulares, presiones impulsivas.

Si se considera un estanque cilíndrico como el mostrado en la figura 2-3, cada rebanada de espesor unitario puede ser tratada como si esta fuese un estanque rectangular.

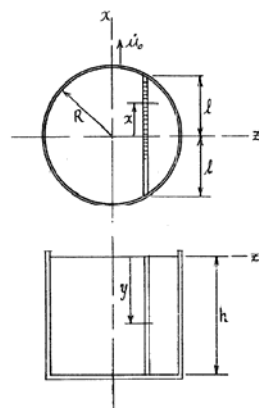


Figura 2-3

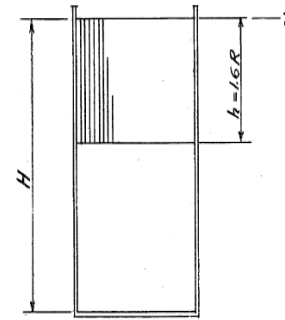


Figura 2-4

Fuente: Housner, 1954

Aplicando las ecuaciones para este tipo de estanques, es posible obtener la presión ejercida sobre las paredes, esto es:

$$p_w = -\rho \dot{u}_o h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right) \cos \theta \quad \text{Ec. 2.10}$$

O bien:

$$p_w = -\rho \dot{u}_o h \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right) \left\{ \frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right\} \cos \theta \quad \text{Ec. 2.11}$$

A partir de esta expresión, la fuerza resultante será:

$$\int_0^h \int_0^{2\pi} p_w \cos \theta R d\theta dy = -\rho \dot{u}_o \pi R^2 h \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Para estanques altos y delgados, como se muestra en la figura 2-3, cuando $h/R > 1.6$ el fluido debajo de una profundidad h debe considerarse que se mueve solidario con el estanque como un cuerpo rígido

Se ve que la fuerza ejercida es la misma como si una masa equivalente M_0 se moviera con el estanque, donde:

$$M_0 = M \frac{\tanh\left(\sqrt{3}\frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3}\frac{R}{h}} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Para ejercer un momento igual al que ejerce la presión del fluido en la pared, la masa equivalente M_0 debiera estar a una altura por encima del fondo de:

$$h_0 = \frac{3}{8} \cdot h \quad \text{Ec. 2.14}$$

Si los momentos debidos a las presiones ejercidas en el fondo del estanque son incluidos, para producir el momento total correspondiente en el estanque, la masa equivalente M_0 puede estar a una altura:

$$h_0 = \frac{3}{8}h \left(1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3}\frac{R}{h}}{\tanh\left(\sqrt{3}\frac{R}{h}\right)} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 2.15}$$

- Estanques circulares, presiones Convectivas.

A partir de las ecuaciones de energía de Hamilton es posible llegar a las ecuaciones de movimiento del fluido, estas son:

$$\frac{\partial^2 \dot{\theta}}{\partial y^2} - \frac{I_z}{K} \dot{\theta} = 0 \quad \text{Ec. 2.16}$$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right)_h + g I_z \theta_h = 0 \quad \text{Ec. 2.17}$$

Con lo cual se obtiene para las vibraciones libres

$$\theta = \theta_0 \frac{\sinh \left(\sqrt{\frac{I_z}{K}} y \right)}{\sinh \left(\sqrt{\frac{I_z}{K}} h \right)} \sin(\omega t) \quad \text{Ec. 2.18}$$

$$\omega^2 = g \sqrt{\frac{I_z}{K}} \tanh \left(\sqrt{\frac{I_z}{K}} h \right) \quad \text{Ec. 2.19}$$

Este análisis es completamente general y puede aplicarse a cualquier contenedor cilíndrico para los cuales los ejes x e y son ejes de simetría.

En lo que respecta a estanque circular:

$$I_z = \frac{\pi R^4}{4} \quad K = \frac{2\pi}{27} R^6 \quad \text{Ec. 2.20}$$

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right) \quad \text{Ec. 2.21}$$

La presión en el líquido es dada por

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -p \dot{\omega} \quad \frac{\partial p}{\partial x} = -p \dot{\mu} \quad \text{Ecs. 2.22}$$

Resolviendo, para el estanque circular, la presión en la pared es:

$$p_{\omega} = -\rho \frac{\partial \theta}{\partial y} \frac{R^2}{3} \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} \right) \cos \theta \quad \text{Ec. 2.23}$$

Luego, la fuerza resultante horizontal ejercida en la pared es:

$$P = -\pi \frac{1}{4} \rho \omega^2 R^4 \theta_0 \sin(\omega t) \quad \text{Ec. 2.24}$$

Esta fuerza puede ser considerada producto de una masa equivalente M_1 oscilante en el plano horizontal (ver figura 2.5), cuyo movimiento es descrito por la ecuación armónica:

$$x_1 = A_1 \sin(\omega t) \quad \text{Ec. 2.25}$$

$$M_1 = M \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{R}{h} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) \quad \text{Ec. 2.26}$$

$$A_1 = \theta_0 h \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} \quad \text{Ec. 2.27}$$

En ese orden M_1 ejerce el mismo momento como el fluido en la pared, esto debiera ser a una altura por encima del fondo de:

$$h_1 = h \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} \right) \quad \text{Ec. 2.28}$$

Incluyendo la presión ejercida en el fondo, el momento total correspondiente en el estanque es producido cuando

$$h_1 = h \left(1 - \frac{2 \cosh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) - \frac{31}{16}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} \right) \quad \text{Ec. 2.29}$$

Todo esto, llevó a Housner a proponer en 1954 un "modelo mecánico equivalente que represente el movimiento del agua, en el cual una parte de la masa total del agua permanece fija a las paredes del estanque (Masa Impulsiva), mientras que el movimiento oscilatorio es representado por una serie de masas móviles unidas a las paredes por medio de resortes de rigidez K. [Housner, 1954]

- Modelo Equivalente de Housner

Este modelo contiene varias simplificaciones a la solución exacta del problema hidrodinámico. En primer lugar se consideran las paredes como infinitamente rígidas; por otro lado, 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.

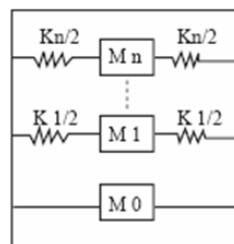


Figura 2-5 Modelo Mecánico Equivalente de Housner (1954)

En 1963, Housner propuso una serie de relaciones que describen el comportamiento dinámico del agua en un estanque basándose en las observaciones realizadas en sus anteriores trabajos, simplificando su estudio. En éste afirma que para representar de forma adecuada el comportamiento dinámico de un líquido almacenado en un estanque, basta considerar una sola masa móvil (masa convectiva) y una sola masa fija (masa impulsiva), planteando ecuaciones para evaluar tales masas, sus respectivas alturas desde la base del estanque, y la rigidez del resorte que actúa junto a la masa convectiva [Housner, 1963].

El efecto impulsivo, corresponde a un movimiento inercial del líquido confinado en la parte inferior del estanque y que se mueve solidario con las paredes de este. El efecto convectivo corresponde al primer modo de vibrar de la masa del líquido de la parte superior, esta porción se mueve con un desfase respecto de las paredes del estanque.

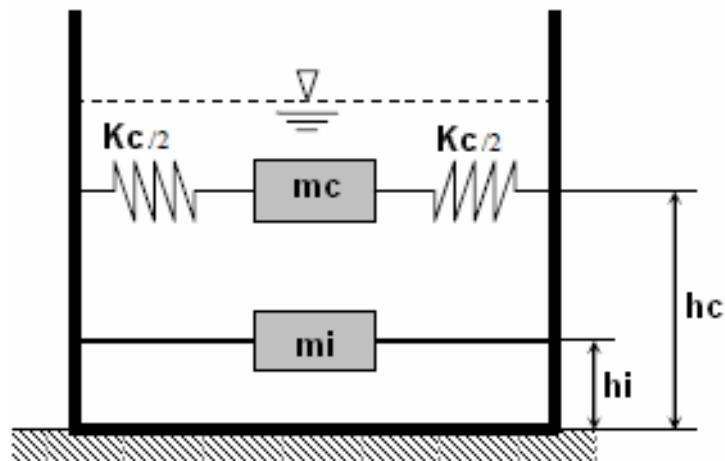


Figura 2-6 Modelo Mecánico Simplificado de Housner (1963)

Las fuerzas laterales del estanque son provistas por la inercia de la masa que tienen las paredes del estanque al estar solicitadas a un movimiento del suelo.

Así también el líquido contenido en el estanque aporta con masa inercial en el caso de la componente impulsiva, que se mueve solidaria con el estanque; mientras que la otra porción de masa, la convectiva, también aporta con masa inercial, pero esta va en desfase con la masa de las paredes y de la componente de la masa impulsiva del líquido.

La resistencia al volcamiento es provista por el peso de las paredes del estanque, y el anclaje del mismo.

En el caso de que el estanque no tenga un sistema de anclaje una porción del líquido adyacente a las paredes de éste se considerará efectiva para la resistencia al volcamiento.

Finalmente, las ecuaciones propuestas para el caso de un estanque cilíndrico, son las siguientes:

Efectos impulsivos:

$$M_0 = M \frac{\tanh\left[\sqrt{3}\frac{R}{h}\right]}{\sqrt{3}\frac{R}{h}} \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$h_0 = \frac{3}{8}h \quad \text{Ec. 2.31}$$

Efectos convectivos:

$$M_1 = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} M \frac{R}{h} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right] \quad \text{Ec. 2.32}$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right]} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right]} \right] \quad \text{Ec. 2.33}$$

$$w_1 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \left[\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right] \quad \text{Ec. 2.34}$$

$$k = M_1 w_1^2 \quad \text{Ec. 2.35}$$

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)

w_1 : frecuencia de oscilación de la masa convectiva (M_1)

k : rigidez requerida para la oscilación de la masa convectiva (M_1)

Las ecuaciones anteriores pueden ser representadas en forma gráfica.

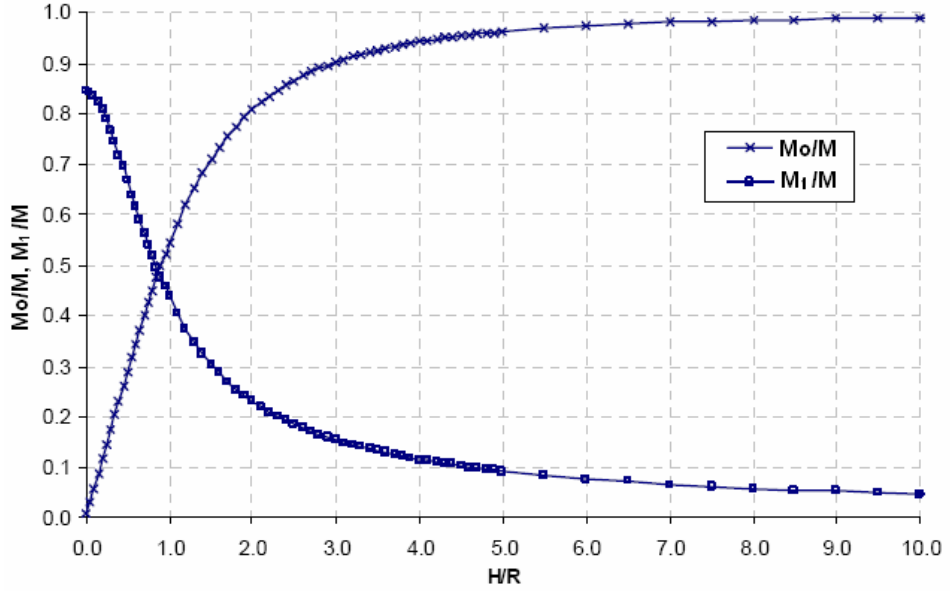


Figura 2-7. Masas Dinámicas del Líquido

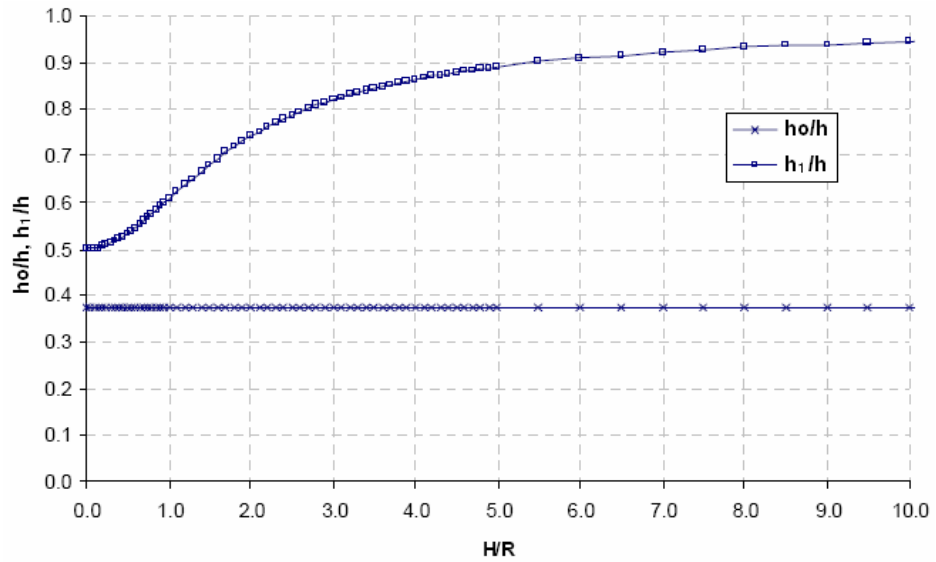


Figura 2-8. Alturas de las Masas Dinámicas

Todo lo anterior constituye la base teórica utilizada por una serie de países en la elaboración de sus normas de diseño referidas a estanques. Tal es el caso de Estados Unidos y Nueva Zelanda.

La aplicación de este método según la formulación propuesta por los códigos norteamericano y neocelandés es lo que se presentará en detalle en los capítulos siguientes.

CAPITULO 3.

METODOLOGÍA

3.1. GENERAL

Para llevar a cabo este trabajo se debió realizar una serie de actividades que serán presentadas a continuación.

La interacción fluido-estructura se realizó empleando el modelo mecánico equivalente propuesto por el profesor Housner. En efecto y como se mencionó en el capítulo anterior, Housner, propuso que el movimiento de la masa total de agua se puede representar de la siguiente manera: a) una masa solidaria al estanque, denominada masa fija o impulsiva (M_0); y b) una masa que representa el fenómeno de oleaje del agua, denominada masa móvil o convectiva (M_1) y se conecta a las paredes del estanque mediante un resorte de rigidez total K [Housner, 1963]. Las ecuaciones 3.2 a 3.25 permiten evaluar las masas impulsiva y convectiva, la rigidez del resorte, el período de vibración del agua, y la ubicación de dichas masas medidas desde la base del estanque

3.2. RECURSOS COMPUTACIONALES

Durante la elaboración de este estudio se utilizó una serie de softwares comerciales, que permitieron modelar el comportamiento de la estructura. Entre ellos se destaca el software de análisis por elementos finitos SAP2000, el cual se utilizó para construir y analizar los modelos utilizados para verificar los períodos de oscilación de las estructuras.

Este programa es uno de los líderes en ingeniería estructural, tiene mas de 30 años en el mercado, en el se pueden analizar cualquier tipo de estructuras, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos en cada país (ACI, EUROCODE, entre otros). Ofrece análisis estático y análisis dinámico modal espectral para elementos de barra y placas. También diseña elementos de acero y hormigón.

Una de las ventajas de SAP2000 es la facilidad con la que se pueden introducir mallas sencillas. Para ello sólo basta definir un nuevo modelo designando una grilla, de tal modo que todos los nodos de la malla se encuentren en sus intersecciones. Cuando la malla no es tan sencilla, se pueden introducir en formato .DXF, el cual se puede obtener con cualquier programa de diseño asistido por computador como es AutoCAD. También es posible introducir los datos de los nodos a partir de planillas numéricas, por ejemplo de EXCEL.

Una vez establecida la malla, para un análisis sencillo, es necesario definir el tipo de sección, los tipos de carga (permanente, sobrecarga, etc.), las combinaciones de dichas cargas y los materiales. Luego se deben asignar a cada barra o nodo, y después dar las condiciones de contorno (apoyos, desplazamientos impuestos, resortes, etc.). Una vez que se ejecuta el modelo es posible visualizar todos los datos. Se pueden imprimir ficheros de datos con los resultados, o directamente los gráficos.

Las técnicas analíticas avanzadas permiten el análisis paso-a-paso de grandes deformaciones, efecto P-Delta, Análisis de valores y vectores propios, análisis de cables, análisis de tracción o compresión, análisis de pandeo, el análisis no lineal para sistemas amortiguados de forma rápida, los aisladores de base y apoyos plásticos, los métodos de energía para el control de la deformación, el análisis de construcciones segmentadas, entre otros.

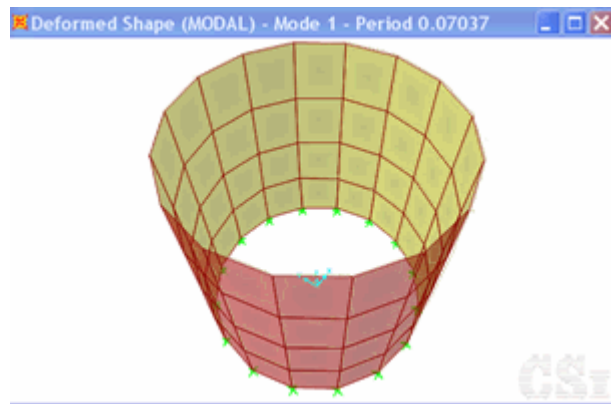


Figura 3-1 SAP 2000

Algunas características del software se enuncian a continuación:

- Programa completamente integrado que permite la creación de modelos, modificación, ejecución del análisis, optimización del diseño, y revisión de los resultados dentro de un solo interfaz
- Tiene un gran alcance en la generación de modelos gráficos en 3D usando plan, la elevación y opciones desarrolladas.
- Posee una amplia variedad de plantillas automatizadas que permiten un comienzo rápido para casi cualquier modelo.
- Unidades completamente personalizables que se pueden cambiar en cualquier momento.
- Opciones de análisis estático y dinámico, lineares y no lineales.

- Uso de tablas personalizables que pueden mostrar en pantalla múltiples formatos.
- Generador interactivo de reportes.
- Importación y exportación de los modelos en formatos comúnmente usados.
- Muestra las perspectivas de gráficos en 3D de las estructuras geométricas deformadas y no deformadas.
- Formas en modo estático y deformado.
- Momento de flexión, fuerza de corte, fuerza axial y diagramas de la desviación.
- Animación de formas deformadas, y comportamiento de la historia en el tiempo.
- Combinaciones y envolventes de cargas estáticas y dinámicas.

3.3. ANÁLISIS SEGÚN EL CÓDIGO NORTEAMERICANO ACI350.3-01

A partir de la teoría de Housner, se decidió iniciar el análisis haciendo un diseño basado en el código norteamericano “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures” (ACI350.3-01), en el cual se encuentra completamente detallado el procedimiento a seguir, y las ecuaciones propuestas para el análisis dinámico de la estructura.

El mencionado documento describe el procedimiento para el diseño de estructuras de concreto para el almacenamiento de líquido sometidas a cargas sísmicas y ofrece al diseñador las herramientas necesarias para calcular las fuerzas que son aplicadas a los modelos computacionales de estanques de hormigón armado para el almacenamiento de líquido.

Básicamente, ACI350.3-01 divide estas estructuras en dos tipos para el análisis que describe en su contenido:

- a) Estanques apoyados en el suelo
- b) Estanques elevados

El interés de este trabajo se basa en los estanques apoyados en el suelo; este tipo de estructura en el documento presenta a su vez dos distinciones más, que son:

- a) Estanques rectangulares
- b) Estanques circulares

Este trabajo está orientado hacia el análisis sísmico de estanques circulares, por lo que sólo se toman en cuenta los procedimientos de cálculo descritos para este tipo de estanques.

Luego de esto, ACI350.3-01 nuevamente hace una distinción entre varios tipos de apoyos para estanques apoyados en el suelo y de forma circular, estos son:

- Tipo Fijos en la Base
 - Hormigón Armado
 - Hormigón Pretensado

- Tipo Anclado en la Base
 - Hormigón Armado
 - Hormigón Pretensado

- Tipo de base Flexible (sólo pretensado)

Una vez conocida la clasificación de estanques a que está referido el documento finalmente se tienen las características del estanque a diseñar:

- Apoyado en el suelo
- Forma circular
- Tipo fijo en la base
- De hormigón armado

En código ACI350.3-01 se establece una metodología para realizar el análisis sísmico siguiendo el modelo simplificado de G.W. Housner; el que principalmente sirve para determinar las masas y períodos de vibración de las masas impulsivas y convectivas.

El procedimiento es el siguiente:

1. Calcular el peso de las paredes del estanque W_w . También calcular el coeficiente ε para la masa efectiva, $W_e = \varepsilon \cdot W_w$

$$\varepsilon = \left[0,0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0,1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1,021 \right] \leq 1,0 \quad \text{Ec. 3.1}$$

Luego el peso efectivo es: $W_e = \varepsilon \cdot W_w$

2. Calcular el peso efectivo de la componente impulsiva W_i del líquido contenido y de la componente convectiva W_c :

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0,866(D/H_L)]}{0,866(D/H_L)} \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0,230(D/H_L) \tanh[3,86(H_L/D)] \quad \text{Ec. 3.3}$$

3. Calcular las frecuencias naturales de vibrar para la componente impulsiva ω_i y para la componente convectiva ω_c :

Para la impulsiva se necesitan los siguientes dos coeficientes:

$$C_w = 9,375 \cdot 10^{-2} + 0,2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0,1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0,1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0,1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3,186 \cdot 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^6 \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$C_L = C_w \cdot \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Con estos se obtiene la frecuencia para la componente impulsiva de esta forma:

$$\omega_I = C_I x \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 E_c}{\rho_c}} \quad \text{Ec. 3.6.}$$

Para la componente convectiva se necesita el siguiente coeficiente:

$$\lambda = \sqrt{3,68g \tanh[3,68(H_L/D)]} \quad \text{Ec. 3.7}$$

Luego la frecuencia de la componente convectiva es:

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Con las frecuencias de cada componente es posible obtener los períodos correspondientes:

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} \quad \text{Es el período de la componente impulsiva.} \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \quad \text{Es el período de la componente convectiva.} \quad \text{Ec. 3.10}$$

4. Seleccionar la zona sísmica, tipo de suelo, factor de importancia de la estructura de acuerdo a su tipo y el lugar donde será emplazado. Los parámetros involucrados son: Z que corresponde a la aceleración máxima efectiva del suelo, S que es un parámetro de acuerdo al tipo de suelo, I que es el factor de importancia.

Los parámetros que son necesarios se deben ajustar a la realidad chilena.

5. Calcular los factores de amplificación espectral (C_I para el caso impulsivo y C_c para el caso convectivo) de acuerdo a los períodos obtenidos en el punto 3 para cada componente.

Para el caso impulsivo:

Si $T_I \leq 0,31s$:

$$C_I = \frac{2,75}{S} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Si $T_I > 0,31s$:

$$C_I = \frac{1,25}{T_I^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Para el caso convectivo, el factor de amplificación es:

Si $T_c \geq 2,4 s$:

$$C_c = \frac{6,0}{T_c^2} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Si $T_c < 2,4 s$:

$$C_c = \frac{1,875}{T_c^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad \text{Ec. 3.14}$$

6. Seleccionar los factores de reducción de la respuesta R, para cada una de las componentes, impulsiva R_{WI} y convectiva R_{WC} .

7. Calcular las fuerzas laterales dinámicas y el corte basal de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$P_w = ZSIC_i \cdot \frac{\varepsilon W_w}{R_{WI}} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$P_r = ZSIC_i \cdot \frac{W_r}{R_{WI}} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$P_i = ZSIC_i \cdot \frac{W_i}{R_{WI}} \quad \text{Ec. 3.17}$$

$$P_c = ZSIC_c \cdot \frac{W_c}{R_{WC}} \quad \text{Ec. 3.18}$$

Luego el corte basal es:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \quad \text{Ec. 3.19}$$

8. Calcular las alturas impulsiva y convectiva. Estas se pueden calcular de dos formas: Excluyendo la presión en la base (EBP) y la otra es Incluyendo la presión en la base (IBP).

Caso EBP:

La altura impulsiva esta dada por:

$$\frac{D}{H_L} < 1,333 \Rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 1,333 \Rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0,375 \quad \text{Ec. 3.21}$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3,68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3,68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \cdot \sinh \left[3,68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad \text{Ec. 3.22}$$

Caso IBP:

La altura impulsiva esta dada por:

$$\frac{D}{H_L} < 0,75 \quad \frac{h'_i}{H_L} = 0,45 \quad \text{Ec. 3.23}$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 0,75 \quad \frac{h'_i}{H_L} = \frac{0,866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}{2 \cdot \tanh \left[0,866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad \text{Ec. 3.24}$$

La altura convectiva se define como:

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3,68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2,01}{3,68\left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left[3,68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad \text{Ec. 3.25}$$

9. Calcular la distribución de las fuerzas verticales para todos los casos, impulsivas, convectivas y del muro en un punto cualquiera y .

Para espesores constantes de pared:

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w} \quad \text{Ec. 3.26}$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \cdot \left(\frac{y}{H_L}\right) \right]}{H_L^2} \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \cdot \left(\frac{y}{H_L}\right) \right]}{H_L^2} \quad \text{Ec. 3.28}$$

La distribución horizontal de la presión a través del diámetro D del estanque se asume como:

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi \cdot R} \quad \text{Ec. 3.29}$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi \cdot R} \cdot \cos \theta \quad \text{Ec. 3.30}$$

$$p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9 \cdot \pi \cdot R} \cdot \cos \theta \quad \text{Ec. 3.31}$$

$$p_{hy} = \ddot{u}_v q_{hy} \quad \text{Ec. 3.32}$$

Donde $\ddot{u} = Z \cdot S \cdot C_v \cdot I \frac{b}{R_{wi}}$

$$\text{En que } C_v = \frac{1,25}{T_v^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad \text{y} \quad T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D H_L^2}{2 g t_w E_c}} \quad \text{Ecs 3.33}$$

b corresponde a la razón entre las aceleraciones vertical y horizontal y esta razón tiene que ser menor que 2/3.

$$q_{hy} = \gamma_L (H_L - y)$$

Corresponde a la presión ejercida por efectos hidrodinámicos.

10. Calcular los momentos debido a la acción de fuerzas sísmicas.

Momento flector (M_b):

$$M_w = P_w \cdot h_w \quad \text{Ec. 3.34}$$

$$M_i = P_i \cdot h_i \quad \text{Ec. 3.35}$$

$$M_c = P_c \cdot h_c \quad \text{Ec. 3.36}$$

$$M_r = P_r \cdot h_r \quad \text{Ec. 3.37}$$

El momento flector será:

$$M_b = \sqrt{(M_l + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad \text{Ec. 3.38}$$

Además:

$$M'_i = P_i \cdot h'_i \quad \text{Ec. 3.39}$$

$$M'_c = P_c \cdot h'_c \quad \text{Ec. 3.40}$$

El momento volcante será:

$$M_o = \sqrt{(M'_l + M'_w + M'_r)^2 + M'_c^2} \quad \text{Ec. 3.41}$$

11. Se debe calcular la ola máxima generada por los efectos sísmicos horizontales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$d_{\max} = (D/2)(Z \cdot S \cdot I \cdot C_c) \quad \text{Ec. 3.42}$$

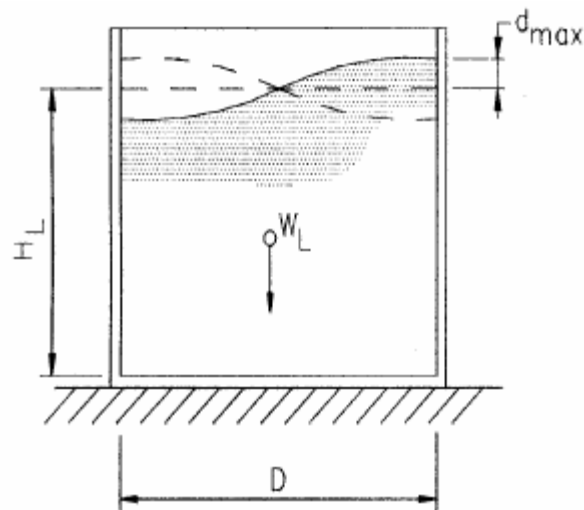


Figura 3-2. Ilustración de Parámetros

Donde:

H_L : altura máxima de la columna de agua.

H_w : altura del muro.

h : altura del centro de gravedad entre la masa del muro y la masa impulsiva.

h_i : altura impulsiva no considerando la presión que se siente en la base del estanque.

h_c : altura convectiva no considerando la presión que se siente en la base del estanque.

h_i' : altura impulsiva considerando la presión en la base.

h_c' : altura convectiva considerando la presión en la base.

t_w : espesor muro.

T_i : periodo impulsivo

T_c : periodo convectivo.

\ddot{u} : aceleración efectiva espectral tomada desde un espectro de respuesta inelástica vertical, este es derivado según una escala desde un espectro de respuesta elástica horizontal, expresado como una fracción de la aceleración de gravedad.

W_c : peso convectiva.

W_i : peso impulsivo.

W_r : peso de la losa de cubierta.

W_w : peso de los muros del estanque.

W_L : peso total del líquido contenido en el estanque

y : distancia medida a partir de la base del estanque.

Z : aceleración máxima efectiva del suelo según el ACI 350-02.

γ_c : peso específico del hormigón armado (2,5 t/m³)

γ_l : peso específico del agua, en (t/m³).

ξ : razón de amortiguamiento de la estructura

ρ_c : densidad del hormigón.

ρ_l : densidad del líquido.

El método antes descrito, se empleó para construir una planilla de cálculo que permitía conocer todas las características del estanque antes mencionadas. Así, solo con cambiar algunas dimensiones del estanque, los parámetros referentes al lugar específico donde se encontraba ubicado éste, factores de importancia y factores de reducción de la respuesta, se obtienen resultados importantes tales como las masas de las componentes convectiva e impulsiva, alturas importantes, cortes basales, momentos flector y volcante.

De esta forma, es posible hacer distinciones de varios tipos de estanques en cuanto a sus dimensiones y comparar resultados entre estos.

A continuación se muestra la hoja de entrada de la planilla de cálculo.

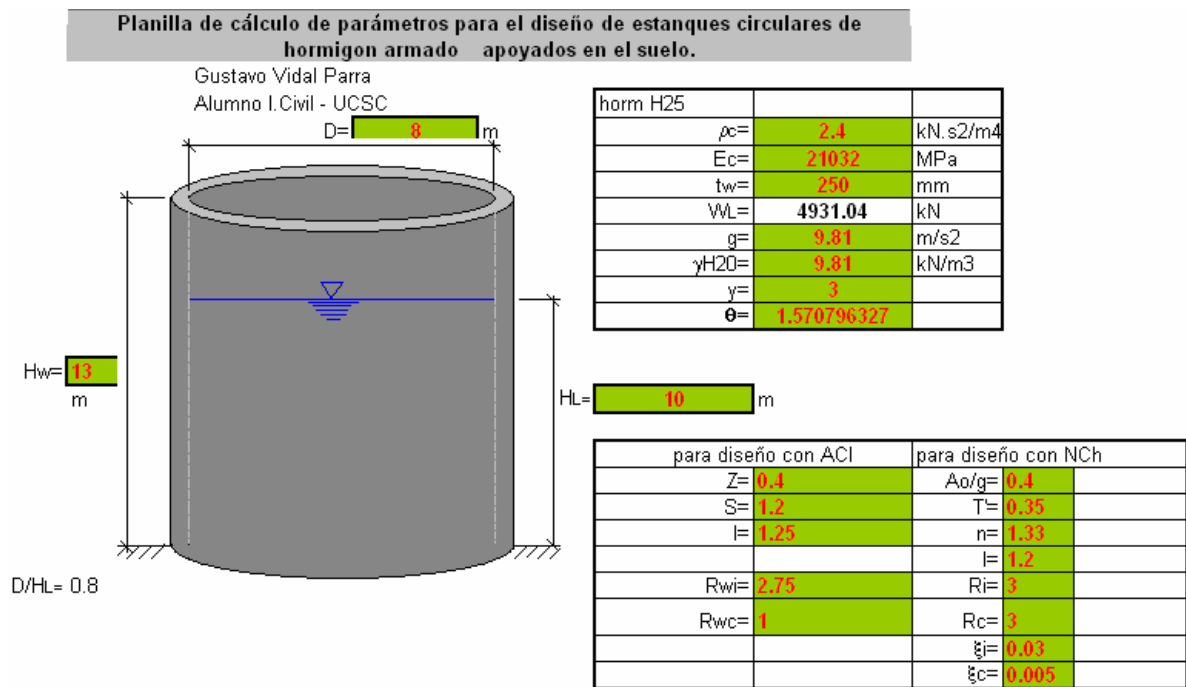


Figura 3-3 Planilla de cálculo utilizada para el análisis según ACI 350

Con esta herramienta sólo es necesario ingresar los datos de las celdas en color verde, y los resultados del análisis propuesto por ACI350.3-01 son calculados y dados a conocer en la planilla.

También, la planilla permite hacer la diferencia entre el cálculo del corte basal, los momentos flector y volcante del estanque entre las normas ACI350.3-01 y lo dispuesto en la NCh 2369 en lo que respecta al corte basal y momentos.

En una primera fase de obtención de resultados se decidió probar para dimensiones de estanque:

-Diámetro interior	:	8 m
-Altura del estanque	:	13 m
-Altura del agua contenida	:	10 m
-Espesor de pared	:	0,25 m

Y así comparar solo las diferencias que hay entre el cálculo del corte basal y momentos, para las normas chilena y norteamericana.

En la norma norteamericana (ACI350.3-01), dedicada exclusivamente al diseño de estanques, indica que el corte basal debe calcularse para la suma de las fuerzas laterales dinámicas P_w , P_i , P_c .

Donde:

$$P_w = ZSIC_i \cdot \frac{\varepsilon W_w}{R_{wi}} : \text{ fuerza de inercia lateral de la pared.} \quad \text{Ec. 3.43}$$

$$P_i = ZSIC_i \cdot \frac{W_i}{R_{wi}} : \text{ total de la fuerza lateral impulsiva.} \quad \text{Ec. 3.44}$$

$$P_c = ZSIC_c \cdot \frac{W_c}{R_{wc}} : \text{ total de la fuerza lateral convectiva.} \quad \text{Ec. 3.45}$$

Y a su vez:

- Z : Aceleración máxima para el sitio
- S : Parámetro del suelo de fundación.
- I : Importancia de la estructura.
- C : Factor espectral dependiente de la amplificación del periodo.
- R : Factor de reducción de la respuesta elástica espectral.
- W : Peso de la componente requerida.

Los parámetros utilizados se encuentran tabulados en el código, y en este caso vemos que este hace distinción para el factor C y R para las componentes impulsiva y convectiva. Este incluye tabulados los C_c , C_i , R_{WI} , R_{WC} .

Debido a que las componentes impulsiva y convectiva no están en fase, este código dice que la práctica normal es tomar el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Y como la masa de la componente impulsiva se mueve solidaria con la masa de la pared del estanque, estas dos se suman normalmente.

Con esto, ACI350.3-01 dice que el total del corte basal debido a fuerzas aplicadas en el fondo del estanque se calcula como:

$$V = \sqrt{(P_I + P_W)^2 + P_C^2} \quad \text{Ec. 3.46}$$

En el caso de nuestro país, este no cuenta con una norma de propuesta al diseño sísmico de estanques. Sólo se cuenta con la NCh 2369 Of.2003: "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales" en la que en su punto 11.8 hace algunas aclaraciones y proporciona algunos parámetros que ayudan al diseño.

Esta norma indica que el corte basal se debe calcular con la siguiente expresión:

$$Q_o = CIP \quad \text{Ec. 3.47}$$

Donde:

- C : Coeficiente sísmico.
 I : Factor de importancia de la estructura.
 P : Peso sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico que define la norma NCh2369 se calcula como:

$$C_{\min} \leq C = \frac{2,75A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \leq C_{\max} \quad \text{Ec. 3.48}$$

Donde:

- A_o : Aceleración máxima del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica
 T' y n : Parámetros referidos al suelo de fundación.
 T^* : Período fundamental de la estructura en al dirección de análisis.
 R : Factor de modificación de la respuesta.
 ξ : Razón de amortiguamiento de la estructura.
 C_{\min}, C_{\max} : Coeficientes sísmicos mínimo y máximo respectivamente.

Es en el punto 11.8.7 en donde la norma chilena expresa que el factor de reducción de la respuesta es $R = 3$ para estanques de hormigón armado que posean unión continua entre pared y base, permitiendo al proyectista reducir este

valor previa justificación si esto no se cumple. La norma no hace distinción entre la componente convectiva e impulsiva para el parámetro R .

Luego en el punto 11.8.8, NCh 2369 hace mención al cálculo del coeficiente sísmico C , y dice que para el caso del modo impulsivo, C_i debe ser igual al máximo de la tabla 5.7 de la norma para un $\xi_I = 0,03$ para estanques de hormigón armado.

Y en el caso del modo convectivo, el coeficiente C_c se calcula con $\xi_c = 0,005$; en ningún caso el coeficiente será menor que $(0,1A_0/g)$.

En esta fase es donde hay que poner atención a las diferencias que hay entre las dos normas en cuanto a parámetros de diseño y fórmulas de corte basal.

En la norma chilena, el corte basal depende de tres valores que son, el coeficiente sísmico (C), el factor de importancia (I) y el peso sísmico de la estructura sobre el nivel del suelo (P). A su vez el corte basal para ACI350.3-01 es función de los mismos parámetros de la norma chilena, más otros que son la aceleración máxima para el sitio (Z), un factor asociado al suelo de fundación (S) y el factor de reducción de la respuesta (R). Todos estos parámetros adicionales están contenidos en el modelo chileno, pero a través del Coeficiente Sísmico. La única diferencia está en que la norma chilena, por no ser una norma dedicada exclusivamente a estanques, no hace diferencia en el factor de reducción de la respuesta para las componentes impulsiva y convectiva, y en cambio, si lo hace para el coeficiente de amortiguamiento.

Además es posible hacer una equivalencia entre algunos de los parámetros utilizados por las normas; por ejemplo, la aclaración máxima del suelo Z para ACI350.3-01 es equivalente, incluso en el valor numérico, al coeficiente de la

aceleración máxima del suelo A_0/g de la norma chilena. Así también, existen parámetros que aunque son equivalentes en su definición, por ejemplo: los factores de reducción, los parámetros de suelo y los coeficientes de amortiguación; estos no tienen valores numéricos iguales en las dos normas.

3.4. ANÁLISIS SEGÚN EL CÓDIGO NEOZELANDÉS

Luego de hacer el análisis basado en el código norteamericano ACI 350.3-01, se debió seguir el mismo trabajo con las recomendaciones neozelandesas “Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering”, de ahora en adelante SDST NZ.

El mencionado documento, si bien merece todo su reconocimiento en cuanto a trabajo hecho por los autores, no es tan claro como el norteamericano, en lo que se refiere a explicar el método que se debe aplicar al hacer un diseño de un estanque, además el formato que posee en cuanto a las recomendaciones y los comentarios es dificultoso al momento de trabajar con el libro propiamente tal, ya que, a diferencia del formato utilizado por ACI 350.3-01 en el cual la norma y su respectivo comentario se encontraban en la misma página separados en dos columnas; el código neozelandés da todas las recomendaciones en sus primeras páginas y luego entrega todos los respectivos comentarios en capítulos separados dispuestos todos juntos al final.

A su vez, la notación utilizada es algo más compleja, pues su formato no es siempre el mismo.

Sin embargo, se puede decir a su favor que al final incluye ejemplos de diseño muy ilustrativos que permiten entender de mejor manera la metodología.

Las recomendaciones neozelandesas están destinadas, como su nombre lo dice, al diseño sísmico de estanques de almacenamiento de líquido, cualquiera sea su forma, disposición, uso y material.

El texto entrega herramientas que van desde los principios básicos del diseño, los cuales definen las nociones generales que deben ser aplicadas en el diseño sísmico de estanques de almacenamiento; las cargas de diseño correspondientes al nivel de diseño del sismo, los efectos de la aceleración del suelo horizontal y vertical, etc.

Necesariamente, el documento requiere hacer una distinción entre los tipos de estanques que son diseñados con él, dividiéndolos entre:

- a) Estanque cilíndrico circular vertical rígido.
- b) Estanque rectangular rígido.
- c) Estanque cilíndrico circular horizontal.
- d) Estanque rígido axial-simétrico no cilíndrico con eje vertical.
- e) Estanque cilíndrico circular vertical flexible.
- f) Estanque rectangular flexible.
- g) Estanques semienterrados.
- h) Estanques elevados.

Es aquí, en donde se debe hacer la distinción y guiarse solo por los ítems que están relacionados con el propósito de este trabajo que son los estanques cilíndricos circulares verticales; aun no sabiendo exactamente si es Rígido o Flexible, cuestión que queda por determinar, según las propiedades dinámicas de la estructura.

Para empezar con el diseño, se deben elegir algunos coeficientes que corresponden a un factor de probabilidad p relacionado con la importancia de la estructura, un coeficiente del peak de aceleración horizontal α , un coeficiente geográfico β que depende de la sismicidad regional; y con esto las aceleraciones horizontales normalizadas $A_h(T)$ para cada una de las componentes de las masas. Todos estos parámetros están tabulados en el código y se ilustran detalladamente más adelante.

El procedimiento sigue con el cálculo de las masas sísmicas, asumiendo que el estanque es rígido y tiene una fundación rígida.

Para ello entonces se debe calcular la masa del líquido contenido en el estanque:

$$\text{Masa del líquido contenido: } m_l = \frac{\gamma}{g} \pi R^2 H \quad \text{Ec. 3.49}$$

Luego, para saber las masas que corresponden a las componentes impulsiva y convectiva, se debe recurrir a la figura C2.15 del SDST NZ, y que a continuación se ilustra como Figura 3-2, en donde sólo basta tener el valor de la relación entre la altura del líquido contenido y el radio del estanque (H/R) para obtener las siguientes relaciones para las masas:

$$\text{Relación masa impulsiva } \frac{m_0}{m_l} \quad \text{Ec. 3.50}$$

$$\text{Relación masa convectiva } \frac{m_1}{m_l} \quad \text{Ec. 3.51}$$

$$\text{Relación masa impulsiva flexible } \frac{m_f}{m_l} \quad \text{Ec. 3.52}$$

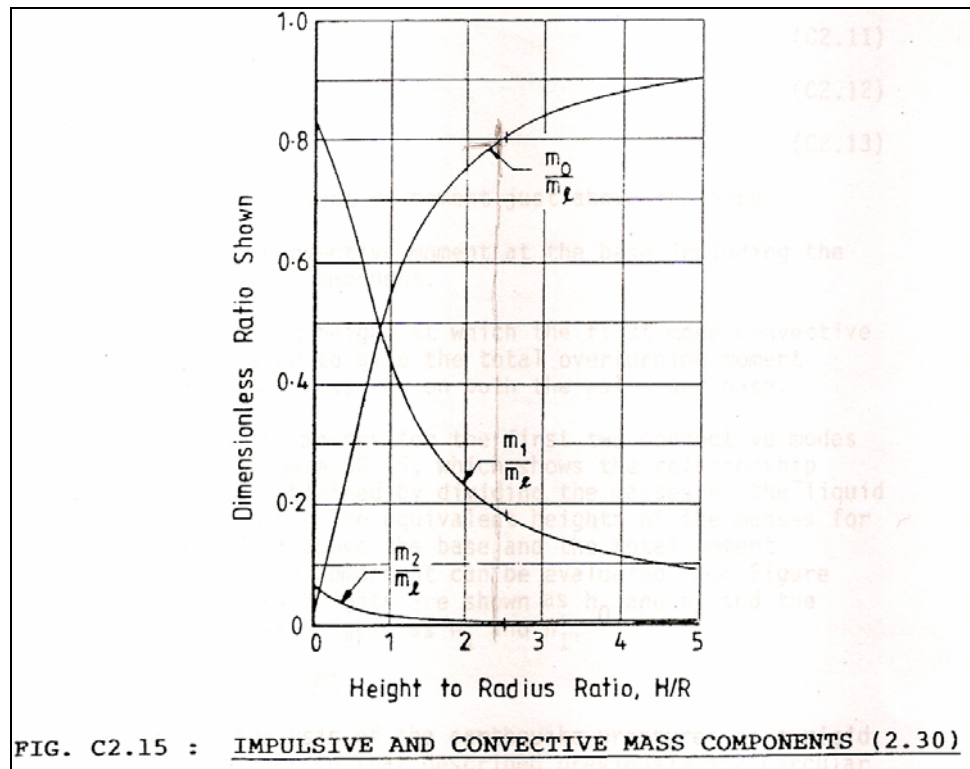


Figura 3-4 Gráfico utilizado para la obtención de las masas participantes.

Fuente: SDST NZ

$$\text{Y la masa del estanque: } m_w = 2\pi R_m t H \frac{\gamma_c}{g} \quad \text{Ec. 3.53}$$

Donde:

H : Altura del líquido contenido

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

γ, γ_c : Peso específico del líquido y del hormigón respectivamente.

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.

t : Espesor de pared del estanque.

E : Módulo de elasticidad del material del estanque.

A continuación, es necesario saber las alturas importantes donde actúan las masas.

Esto, al igual que en el caso del cálculo de las masas, requiere saber la relación (H/R), y mediante la figura C2.16 del SDST NZ, incluida más adelante como Figura 3-3, se obtienen las relaciones siguientes para las alturas:

a) Sin incluir presión en la base

$$\text{Relación para altura de la masa impulsiva} \quad \frac{h_0}{H} \quad \text{Ec. 3.54}$$

$$\text{Relación para altura de la masa impulsiva flexible} \quad \frac{h_f}{H} \quad \text{Ec. 3.55}$$

$$\text{Relación para altura de la masa convectiva} \quad \frac{h_1}{H} \quad \text{Ec. 3.56}$$

b) Incluyendo presión en la base

$$\text{Relación para altura de la masa impulsiva} \quad \frac{h'_0}{H} \quad \text{Ec. 3.57}$$

$$\text{Relación para altura de la masa convectiva} \quad \frac{h'_1}{H} \quad \text{Ec. 3.58}$$

$$\text{Relación para altura de la masa impulsiva flexible} \quad \frac{h'_f}{H} \quad \text{Ec. 3.59}$$

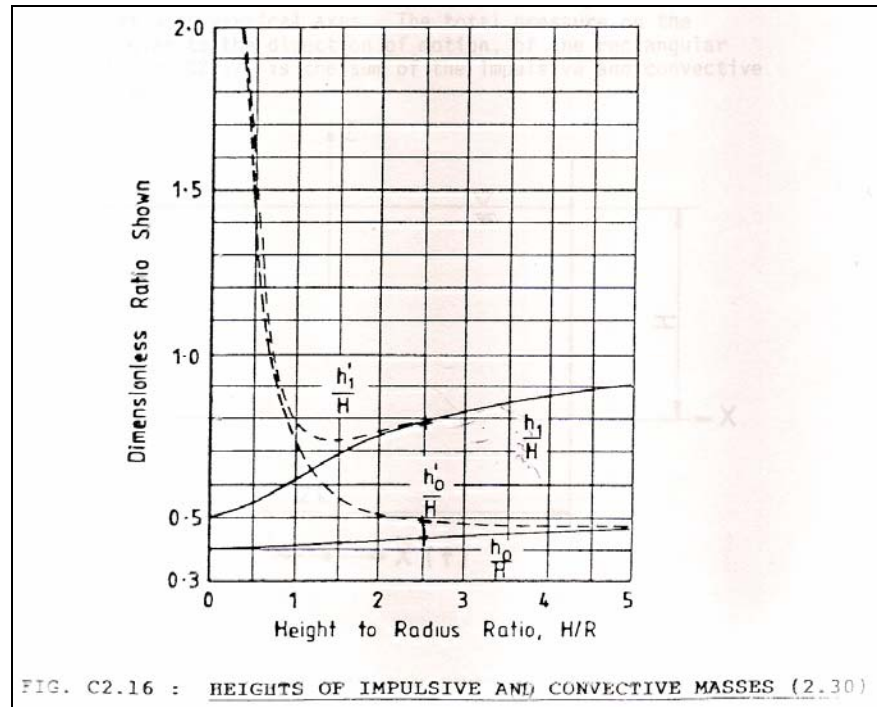


Figura 3-5. Gráfico utilizado para la obtención de las alturas importantes.

Fuente: SDST NZ

Se continúa con el cálculo de los períodos fundamentales.

Modo convectivo:
$$T_1 = \frac{2\pi\sqrt{R/g}}{\sqrt{\lambda_j \tanh(\lambda_j H/R)}} \quad \text{Ec. 3.60}$$

Donde:
$$\lambda_j = 1,841; \quad 5,331; \quad 8,536 \quad \text{para } j = 1,2,3,\dots$$

Para el modo impulsivo es necesario calcular el coeficiente k_h de este período para lo cual se recurre al gráfico C 2.29 del SDST NZ, mostrado en la figura 3-4 de este documento.

Modo impulsivo:
$$T_f = \frac{5,61\pi H}{k_h} \sqrt{\frac{\gamma_l}{E g}} \quad \text{Ec. 3.61}$$

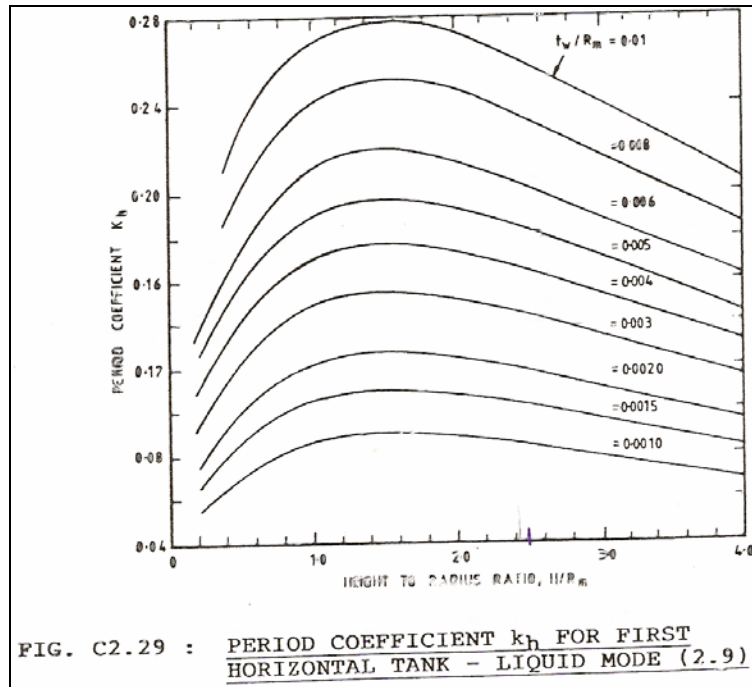


Figura 3-6. Gráfico utilizado para la obtención de coeficiente período impulsivo.

Fuente: SDST NZ

Luego calcular los correspondientes coeficientes sísmicos de las componentes impulsiva y convectiva.

$$\text{Coeficiente Impulsivo flexible: } c_h(T_f) = \alpha \beta A_h(T_f) A_p \quad \text{Ec. 3.62}$$

$$\text{Coeficiente Convectivo: } c_h(T_1) = \alpha \beta A_h(T_1) A_p \quad \text{Ec. 3.63}$$

$$\text{Coeficiente Impulsivo rígido: } c_h(T_0) = \alpha \beta A_h(T_0) A_p \quad \text{Ec. 3.64}$$

Con esto es posible obtener las fuerzas laterales o cortes basales que provocan las oscilaciones de las componentes impulsiva y convectiva.

Corte basal de la componente convectiva:

$$Q_1 = c_h(T_1) m_1 g \quad \text{Ec. 3.65}$$

Corte basal de la componentes impulsivas:

$$Q_r = c_h(\tilde{T}_0) m_r g \quad \text{Ec. 3.66}$$

$$Q_f = c_h(\tilde{T}_f) [m_f + m_w + m_t] g \quad \text{Ec. 3.67}$$

Y el corte basal total esta dado por:

$$Q = \sqrt{(Q_f + Q_r)^2 + Q_1^2} \quad \text{Ec. 3.68}$$

Se deben calcular también, los momentos volcantes y flectores

Momentos volcantes:

$$\text{Impulsivos: } M_r = c_h(\tilde{T}_0) [m_0 h_0 - m_f h_f] g \quad \text{Ec. 3.69}$$

$$M_f = c_h(\tilde{T}_f) [m_f h_f + m_w h_w + m_t h_t] g \quad \text{Ec. 3.70}$$

$$\text{Convectivo: } M_1 = c_h(T_1) m_1 g h_1 \quad \text{Ec. 3.71}$$

El momento volcante total:

$$M_{0T} = \sqrt{M_1^2 + (M_r + M_f)^2} \quad \text{Ec. 3.72}$$

Momento flector total:

$$M_{bT} = \sqrt{M_1'^2 + (M_r + M_f')^2} \quad \text{Ec. 3.73}$$

Y por último es posible obtener la altura de ola generada por los efectos de las aceleraciones horizontales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$d_{\max} = R\sqrt{[0,84 c_h(T_1)]^2 + [0,07 c_h(T_2)]^2 + \dots} \quad \text{Ec. 3.74}$$

Una vez hecho este esquema del método, fue necesario construir una planilla de cálculo que permitió conocer todas las características del estanque antes mencionadas. Así, sólo con cambiar algunas dimensiones, los parámetros referentes al lugar específico donde se encontraba ubicado el estanque, factores de importancia y factores de reducción de la respuesta y, en esta ocasión, algunos factores que dependen de la relación entre el radio y la altura del líquido, se obtienen resultados importantes tales como las masas de las componentes convectiva e impulsiva, alturas importantes, cortes basales, momentos flector y volcante.

La hoja de entrada de la planilla de cálculo se ilustra a continuación.

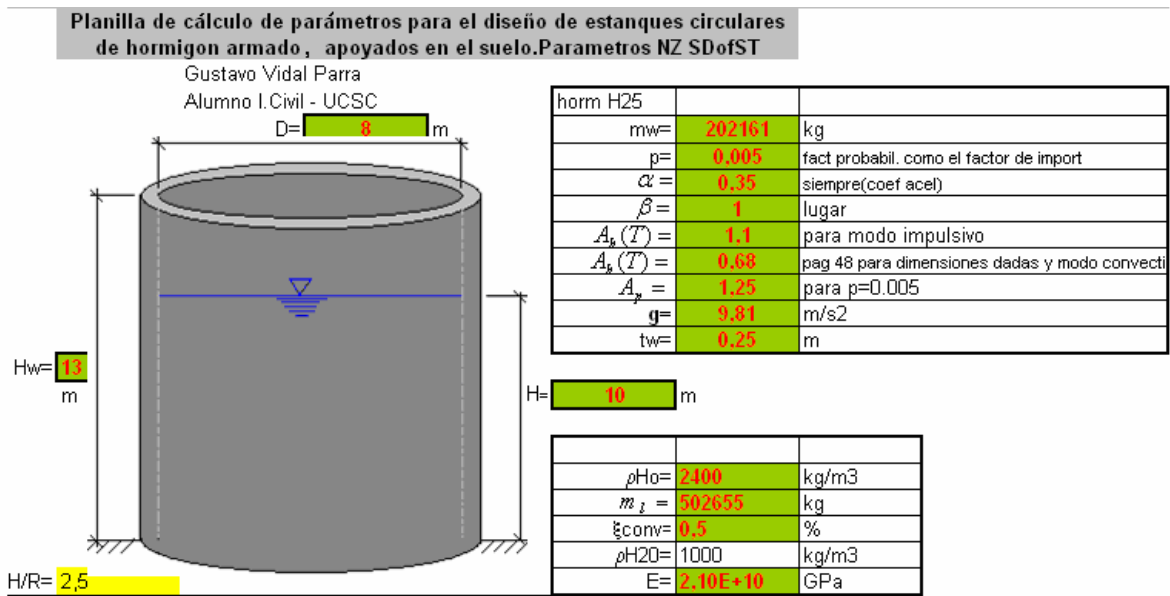


Figura 3-7. Planilla de cálculo utilizada para el análisis según las recomendaciones neozelandesas SDST NZ

Utilizando esta herramienta sólo es necesario ingresar los datos de las celdas en color verde, además de ver los gráficos correspondientes según la relación (H/R), y los resultados del análisis que solicita el SDST NZ son calculados y mostrados en la planilla.

También la planilla permite hacer la diferencia entre el cálculo del corte basal, los momentos flector y volcante del estanque entre las recomendaciones neozelandesas SDST NZ y lo dispuesto en la NCh 2369 en lo que respecta al corte basal y momentos.

Siguiendo con las mismas dimensiones especificadas para el análisis realizado con ACI350.3-01:

- Diámetro interior : 8 m
- Altura del estanque : 13 m

-Altura del agua contenida	:	10 m
-Espesor de pared	:	0,25 m

Y así comparar solo las diferencias que hay entre el cálculo del corte basal y momentos, con las normas chilena y norteamericana.

Las recomendaciones neozelandesas SDST NZ es una norma dedicada exclusivamente al diseño de estanques. Sus autores han llegado a la conclusión de que el corte basal corresponde a la suma de las fuerzas de corte que producen cada una de las componentes de las masas impulsivas y convectiva Q_r , Q_f y Q_1 .

$$Q_r = c_h(\tilde{T}_0) m_r g \quad : \text{ Fuerza de corte del modo rígido impulsivo.} \\ \text{Ec. 3.75}$$

$$Q_f = c_h(\tilde{T}_f) [m_f + m_w + m_t] g \quad : \text{ Fuerza de corte del modo flexible impulsivo.} \\ \text{Ec. 3.76}$$

$$Q_1 = c_h(T_1) m_1 g \quad : \text{ Fuerza de corte del primer modo convectivo.} \\ \text{Ec. 3.77}$$

$c_h(T)$: Coeficiente de fuerza horizontal dependiente del periodo.

m : Masa de la componente requerida.

g : Aceleración de gravedad.

Aquí se ve que cada componente necesita su coeficiente de fuerza horizontal que depende del período, y se calculan según lo indicado en la norma.

Al igual que ACI350.3-01, este texto también indica que debido a que las componentes impulsiva y convectiva no están en fase una con la otra la práctica normal es tomar el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Y

como las dos masas impulsivas se mueven solidarias, estas se suman normalmente.

Con esto, SDST NZ establece que el corte basal total debido a fuerzas aplicadas en el fondo del estanque se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \sqrt{(Q_f + Q_r)^2 + Q_1^2} \quad \text{Ec. 3.78}$$

3.5. DESARROLLO DE MODELOS COMPUTACIONALES

Para hacer un modelo que represente el comportamiento del líquido interactuando con la estructura se siguió trabajando con la teoría expuesta por Housner en la cual se unen mediante resortes de rigideces equivalentes las masas de las componentes impulsiva y convectiva a las paredes del estanque, tal como se muestra en la figura. Inmediato a ello se debió obtener las rigideces correspondientes a las componentes impulsiva y convectiva.

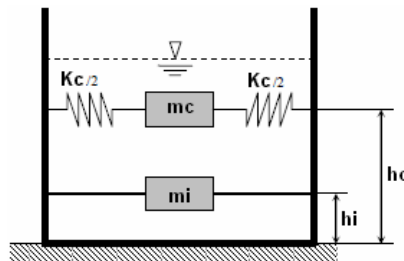


Figura 3-8 Modelo Mecánico Simplificado de Housner (1963)

Las rigideces necesarias se obtuvieron a partir de los resultados obtenidos de las frecuencias de las componentes impulsiva y convectiva mediante la relación que hay entre la rigidez y la masa para un oscilador de un grado de libertad, considerando cada componente por separado:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad \text{Ec. 3.79}$$

Si bien, la ecuación anterior pudiera no ser del todo correcta para un modelo de dos grados de libertad, puede ser una buena aproximación, más aún en la medida que las dos frecuencias se alejan una de la otra, como es el caso.

Para la frecuencia de la componente convectiva la relación es:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{K_c}{m_c}} \quad \text{Ec. 3.80}$$

Esto implica que la rigidez de la componente convectiva queda como sigue:

$$K_c = \omega_c^2 \cdot m_c \quad \text{Ec. 3.81}$$

$$K_c = 417620 \text{ kg} / \text{s}^2$$

$$K_c = 417620 \text{ N} / \text{m}$$

Debido a que la masa del líquido que corresponde a la componente impulsiva se mueve solidaria con las paredes del estanque, para esta componente se tomó la masa de las paredes del estanque más la masa de la componente impulsiva; la relación queda así:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{K_i}{m_w + m_i}} \quad \text{Ec. 3.82}$$

Esto implica que la rigidez de la componente impulsiva queda como sigue:

$$K_i = \omega_i^2 \cdot (m_i + m_w) \quad \text{Ec. 3.83}$$

$$K_i = 8333624889 \text{ kg} / \text{s}^2$$

$$K_i = 8333624889 \text{ N} / \text{m}$$

Ahora bien, si se intenta ser más riguroso, el comportamiento del líquido puede analizarse mediante la resolución de la ecuación de movimiento para dos grados de libertad:

$$[M] \begin{pmatrix} \ddots \\ x_1 \\ \ddots \\ x_2 \end{pmatrix} + [K] \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \end{pmatrix} = \{F\} \quad \text{Ec. 3.84}$$

Resolviendo el determinante $\left|([K] - \omega^2[M])\right| = 0$ y utilizando nuevamente las frecuencias y masas de las componentes impulsiva y convectiva calculadas con ayuda del ACI350.3-01, se llega un resultado bastante similar a lo calculado simplemente con la ecuación $\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$.

Los resultados son:

$$K_c = 417599 \text{ kg} / \text{s}^2$$

$$K_i = 8333207467 \text{ kg} / \text{s}^2$$

Por lo tanto ya se tienen valores confiables de las rigideces para poder hacer un modelo que imite a la interacción fluido – estructura.

3.5.1. MODELO ESTÁTICO

Haciendo caso a lo establecido en la NCh 2369, se pudo generar el primer modelo estático que tiene la forma de la figura 3-9:

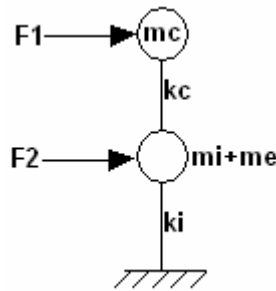


Figura 3-9 Modelo Estático

Las fuerzas F_1 y F_2 corresponden a las fuerzas por piso o en este caso las fuerzas que ejercen cada una de las componentes, F_1 para la componente impulsiva y F_2 para la componente convectiva.

Estas fuerzas se calcularon como lo establece la NCh2369:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_1^n A_j P_j} Q_o \quad \text{Ec. 3.85}$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad \text{Ec. 3.86}$$

Donde:

F_k = fuerza horizontal sísmica en el nivel k ;

P_k, P_j = peso sísmico en los niveles k y j ;

A_k = parámetro en el nivel k ($k=1$ es el nivel inferior);

n = número de niveles;

Q_o = esfuerzo de corte basal;

Z_k, Z_{k-1} = altura sobre la base de los niveles k y k-1;

Usando las dimensiones del estanque anteriormente descrito, se tiene que los parámetros a utilizar son:

$$A_1 = 0,26$$

$$Z_0 = 0,00 \text{ m}$$

$$Z_1 = 4,53 \text{ m}$$

$$H = 10,00 \text{ m}$$

$$A_2 = 0,28$$

$$Z_2 = 7,91 \text{ M}$$

$$P_1 = 6252,16 \text{ kN}$$

$$P_2 = 907,13 \text{ kN}$$

Y los resultados de las fuerzas F1 y F2, al usar el corte basal de la NCh son:

$$F_1 = 2203,54 \text{ kN}$$

$$F_2 = 348,01 \text{ kN}$$

Para empezar con los modelos computacionales, se decidió modelar el doble péndulo invertido anteriormente citado y de las mismas características.

Se consideró interesante un modo de vibración de la forma en como se muestra la figura 3-8, pues es la más común y tiende a ser más rígida que otro tipo de configuración en las uniones de las barras con las masas, por ejemplo las de la figura 3-9.



Figura 3-10



Figura 3-11

Modelos estáticos

En este caso se debe saber la rigidez lateral de una barra vertical la que esta restringida en los grados de libertad locales 1, 2, 3, 5 y 6 que se muestran en la figura.

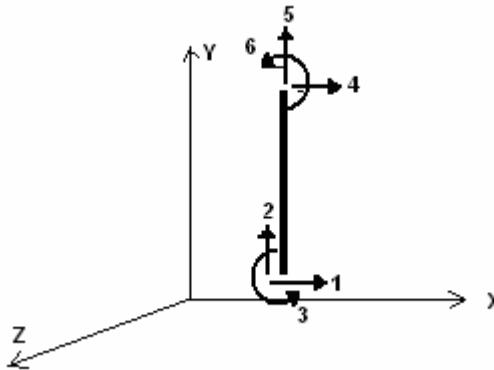


Figura 3-12 Grados de Libertad

La rigidez para este tipo de barras es $K = 12 \frac{EI}{L^3}$, para cada barra que une las masas del doble péndulo invertido.

Por lo tanto, como para el software, una vez asignada una sección de inercia I , el dato necesario es el módulo de elasticidad (E), entonces se tiene que este es:

$$E = \frac{KL^3}{12I}$$

Esto permite generar el modelo de doble péndulo invertido en el software para ser analizado estática y dinámicamente.

3.5.2. MODELO DINÁMICO EQUIVALENTE

Los resultados que arroja el software en cuanto a períodos de oscilación muestran cuatro períodos, dos para cada masa, ya que el programa analiza con sismo en las dos direcciones horizontales perpendiculares.

A continuación, se muestran las deformadas del modelo con sus correspondientes períodos.

T1= 2,96222 s

T2= 2,96222 s



Figura 3-13 Modos 1 y 2

T3=0,04546 s

T4=0,04546 s



Figura 3-14 Modos 3 y 4

3.5.3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Luego se procedió a hacer modelos con la forma y dimensiones del estanque, con ayuda del software SAP2000. Se modelaron varias estructuras para lograr replicar de mejor forma la interacción entre el fluido y la estructura, logrando resultados semejantes a los calculados con el código ACI350.3-01 respecto de los períodos de oscilación de los modos naturales de vibrar de la estructura interactuando con el fluido.

Los modelos se hicieron con elementos de área tipo placa para las paredes del estanque; las masas se aplicaron en puntos ubicados a las alturas correspondientes a su componente, impulsiva y convectiva. En estos primeros modelos, para el análisis modal, se le solicitó al software sólo los primeros 6 modos de vibrar de la interacción fluido – estructura, ya que son sólo modelos que sirven de ajuste para un modelo final al que se le pedirán todos los modos necesarios.

Básicamente, los modelos varían en la forma en como fueron considerados los elementos de sujeción de las masas impulsiva y convectiva a las paredes del estanque.

a. MEF A

En primer lugar, se hizo un modelo en el cual las dos masas de las componentes impulsiva y convectiva fueron concentradas en un punto cada una, y se conectaron a las paredes del estanque mediante elementos tipo barra; cuyo módulo de elasticidad del material proporciona la rigidez del elemento equivalente a la mitad de la rigidez de las masas impulsiva y convectiva. De esta manera, se puede unir la masa correspondiente a las paredes mediante dos elementos. La figura a continuación muestra como se hizo el primer modelo; las masas impulsiva

y convectiva se encuentran en las intersecciones de los elementos tipo barra, a su altura correspondiente.

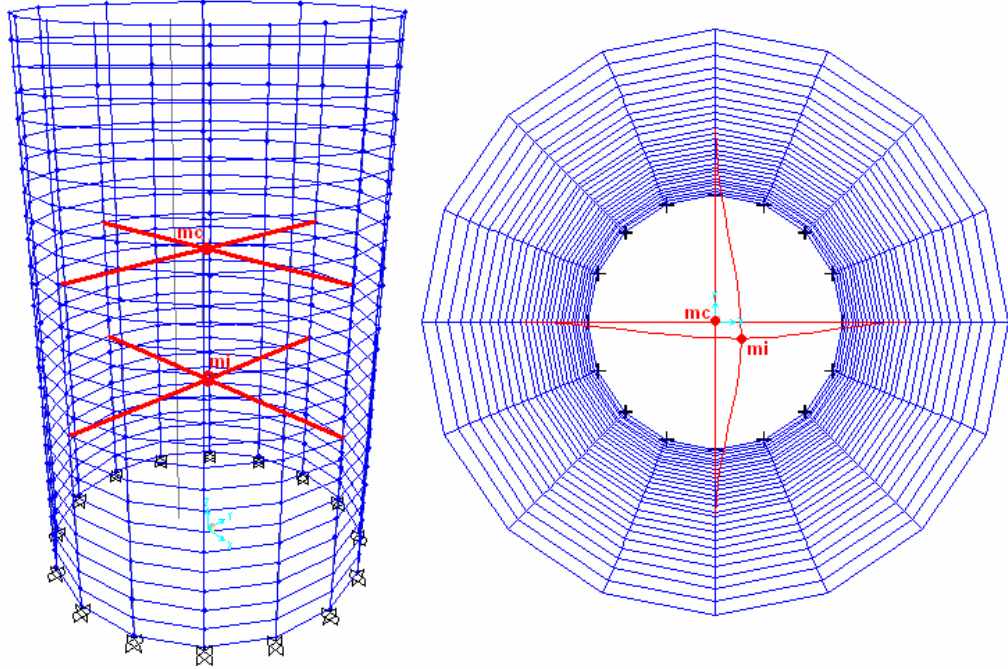


Figura 3-15 MEF A

Los resultados que se obtuvieron para este modelo en particular respecto de los modos de vibrar fueron los siguientes:

$$T1= 86,36411 \text{ s.}$$

$$T2= 2,96998 \text{ s.}$$

$$T3= 2,96998 \text{ s.}$$

$$T4= 1,59496 \text{ s.}$$

$$T5= 0,50361 \text{ s.}$$

$$T6= 0,50361 \text{ s.}$$

Es aquí donde se empezó a analizar que representa cada período obtenido del modelo. Por ejemplo, en este caso T1 y T4 son los períodos correspondientes a la oscilación vertical de las masas convectiva e impulsiva respectivamente.

Los períodos T2 y T3 corresponden al modo horizontal de la masa convectiva en direcciones ortogonales, una de la otra.

Así también, los períodos T5 y T6 corresponden al modo horizontal de la masa impulsiva en direcciones ortogonales, una de la otra.

También se puede observar en la figura de la derecha que los elementos de sujeción para las masas que replican el fluido al interior del estanque, en particular la masa convectiva que muestra un desplazamiento, están restringidos a los giros en sus extremos; el extremo apoyado a la masa y el apoyado a la pared del estanque.

b. MEF B

A fin de remediar lo anterior, se decidió cambiar el modelo para que los momentos que impiden el giro no influyeran en los resultados del análisis; se hizo un cambio en las condiciones de los apoyos en los extremos de los elementos tipo barra liberándolos de sus restricciones de giro, para así no tener influencia de este efecto en el análisis.

También se hizo un cambio en cuanto a la interacción que hay entre la masa impulsiva y las paredes del estanque, ya que como una de las hipótesis principales del proyecto y de la teoría en los estanques en general, la porción de masa correspondiente a la componente impulsiva se mueve solidaria con las paredes del estanque; por lo que se decidió repartir esta masa (impulsiva) en la cáscara del estanque para que actuase como una masa que fuese parte de la estructura.

Para repartir la masa se hizo la relación entre el peso y los volúmenes de la componente impulsiva y los totales del líquido almacenado en el estanque,

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{V_i}{V_L}.$$

Con esto se tiene que la altura en que se debe repartir la masa impulsiva es $0.87h_L$.

La circunferencia de los modelos de los estanques fueron divididos en 16 partes. En la altura en que se debe repartir la masa impulsiva hay 9 divisiones, por lo tanto, el total de esta masa se debe repartir en 144 masas iguales en las posiciones correspondientes.

El modelo analizado es como el que se muestra en la siguiente figura 3-16:

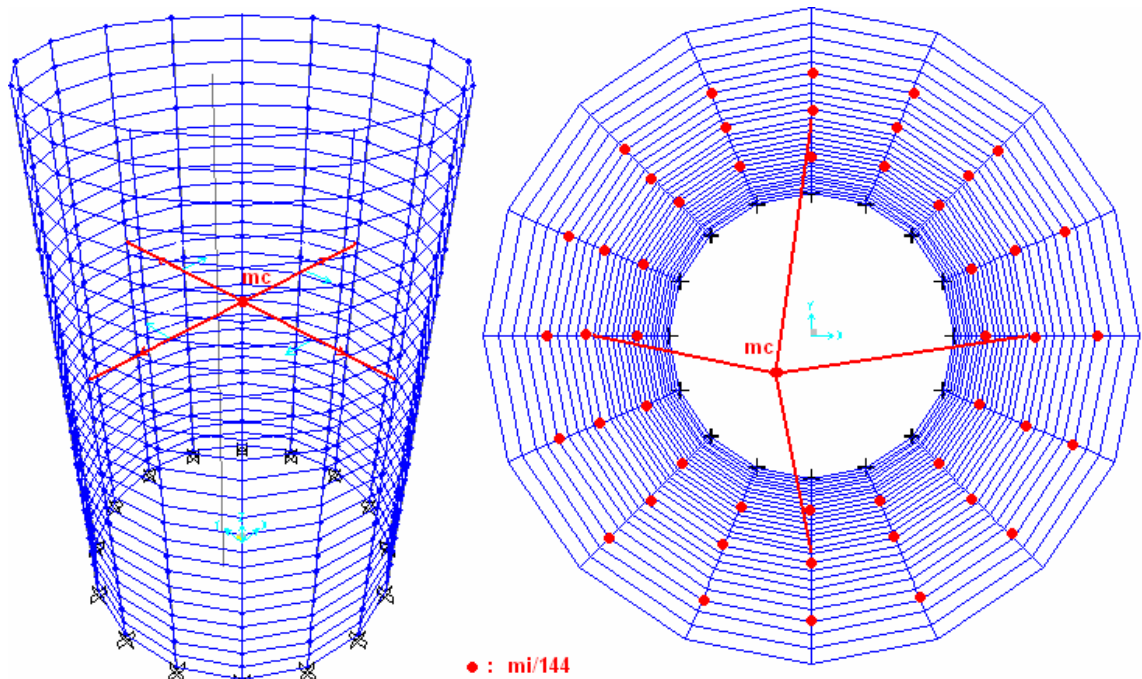


Figura 3-16 MEF B

En la vista superior del estanque se aprecia una muestra de las masas impulsiva distribuidas en la cáscara del estanque, y sólo la masa convectiva se modela como una masa puntual que esta sujeta mediante elementos tipo barra a las paredes del estanque con una rigidez equivalente.

Los resultados del análisis modal arrojaron los siguientes periodos:

$$T1= 86,36412 \text{ s.}$$

$$T2= 2,97104 \text{ s.}$$

$$T3= 2,97104 \text{ s.}$$

$$T4= 0,29396 \text{ s.}$$

$$T5= 0,29177 \text{ s.}$$

$$T6= 0,21334 \text{ s.}$$

Al igual que en el modelo anterior se observa que también aparece el modo vertical de la masa convectiva. Luego T2 y T3 son los que corresponden al desplazamiento horizontal de la masa convectiva, ortogonales entre si. Los periodos T4, T5 y T6 son periodos que aparecen debido a la repartición de la masa impulsiva del líquido a las paredes del estanque, por lo cual tienen menor participación modal y otros periodos aparecen antes en el análisis.

c. MEF C

Para lograr eliminar el primer período de desplazamiento vertical, se decide apoyar la masa convectiva mediante un apoyo simple que sólo impide el movimiento vertical, y se procedió a generar otro modelo de las mismas características anteriores.

El modelo es el siguiente:

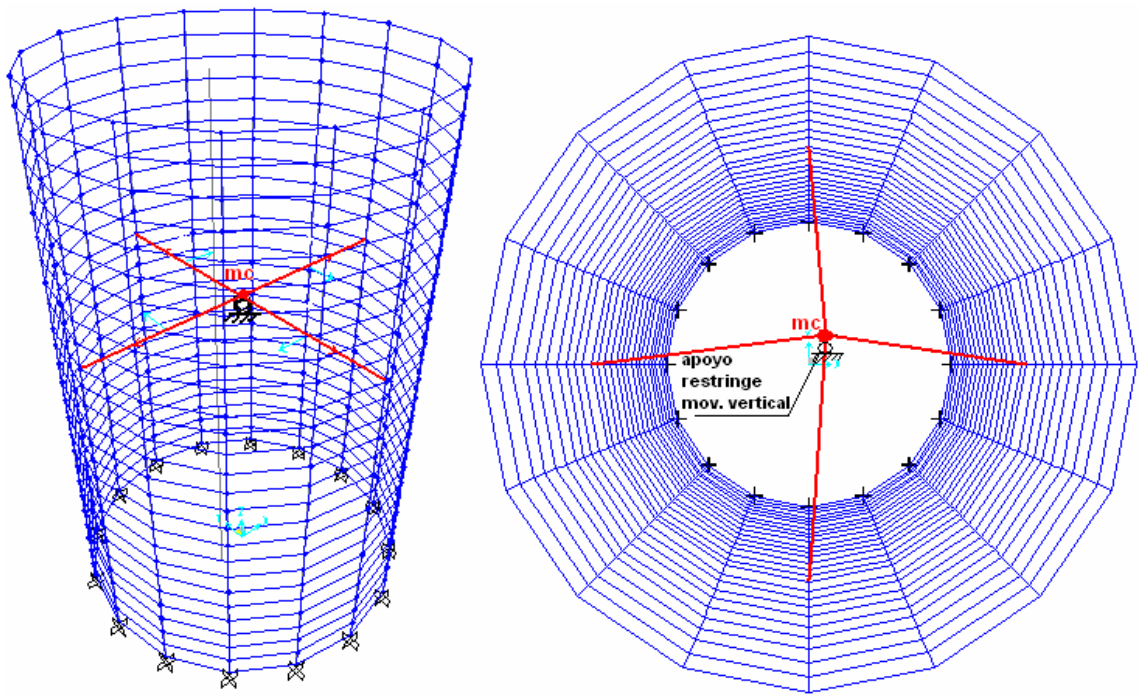


Figura 3-17 MEF C

Los resultados del análisis modal arrojan los siguientes resultados:

$$T1 = 2,97104 \text{ s.}$$

$$T2 = 2,97104 \text{ s.}$$

$$T3 = 0,29396 \text{ s.}$$

$$T4 = 0,29177 \text{ s.}$$

$$T5 = 0,21334 \text{ s.}$$

$$T6 = 0,21334 \text{ s.}$$

Con esto ya se tienen los períodos más importantes a la vista. T1 y T2 son los modos horizontales de la masa convectiva, ortogonales entre si. Los períodos, T5 y T6 son los modos horizontales y ortogonales entre si, correspondientes a la masa impulsiva.

Ahora, para saber cual es el período del modo impulsivo se construye otro modelo el cual solo tiene las masas impulsivas repartidas en su contorno y el peso propio de la estructura.

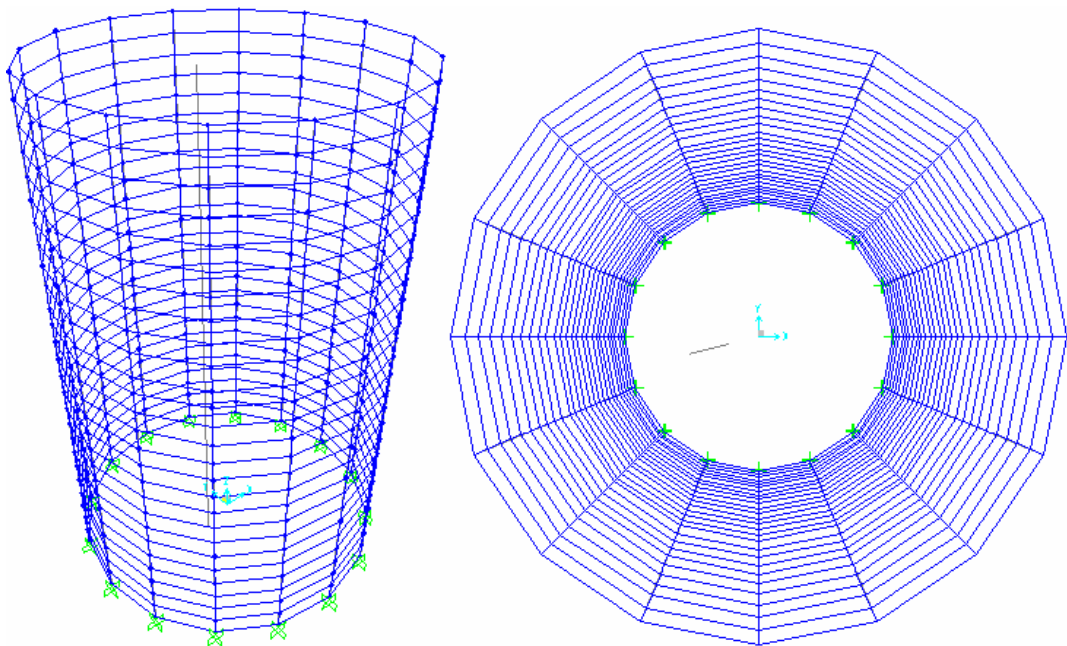


Figura 3-18 MEF auxiliar

Los resultados son los siguientes y permiten identificar claramente el período buscado:

$$T1 = 0,29441 \text{ s.}$$

$$T2 = 0,29399 \text{ s.}$$

$$T3 = 0,21405 \text{ s.}$$

$$T4 = 0,21382 \text{ s.}$$

$$T5 = 0,17202 \text{ s.}$$

$$T6 = 0,17201 \text{ s.}$$

En la tabla a continuación se muestra un resumen con los períodos obtenidos de los distintos modelos utilizados durante la realización de este trabajo.

TABLA 3-1 Resumen Períodos MEF			
	MEF A	MEF B	MEF C
T1	86,36411	86,36412	2,97104
T2	2,96998	2,97104	2,97104
T3	2,96998	2,97104	0,29396
T4	1,59496	0,29396	0,29177
T5	0,50361	0,29177	0,21334
T6	0,50361	0,21334	0,21334

d. MEF D

Los modelos analizados y descritos anteriormente, si bien reflejan de buena forma el comportamiento global de la estructura, no son confiables al momento de ver los esfuerzos aplicados a las paredes del estanque, ya que al ser solo dos barras las que transmiten la fuerza que ejerce la masa convectiva en las paredes del estanque, esta fuerza es aplicada de una forma muy puntual. La idea es que las barras repartan los esfuerzos de una forma lo más parecido posible a como si fuera la masa de agua convectiva moviéndose dentro del estanque.

Es por esto que se decidió crear un nuevo modelo, en el cual se incluyen más barras alrededor de la masa de la componente convectiva. En el nuevo modelo se incluyen 12 nuevas barras que sumadas a las cuatro anteriores dan un total de 16 barras, las que distribuyen y transmiten la masa de la componente convectiva a las paredes del estanque, tratando con esto de acercarse a la realidad respecto del comportamiento del agua en movimiento dentro del estanque.

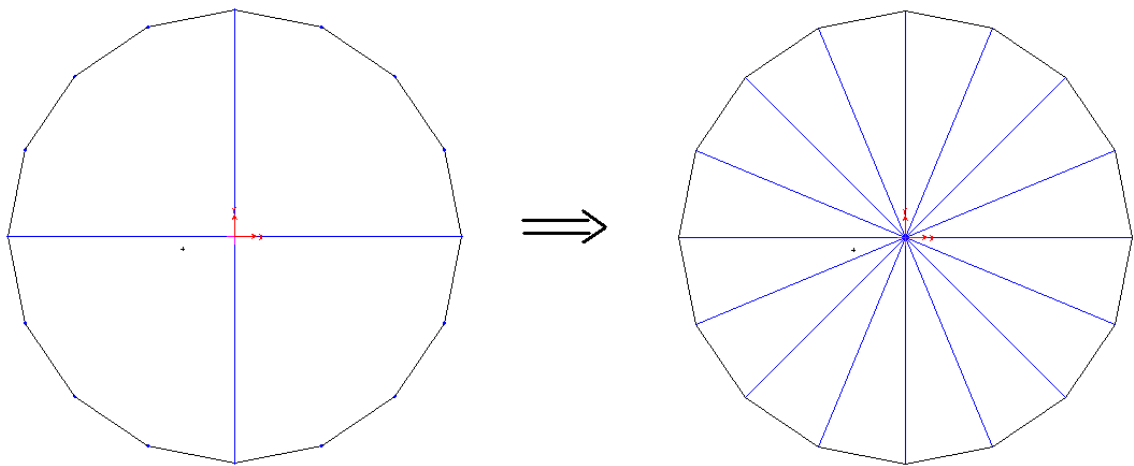


Figura 3-19 MEF D

Para asignarle la rigidez correspondiente a las barras es necesario recurrir a la matriz de rigidez de una barra doblemente empotrada y ver los grados de libertad locales en que interesa el desplazamiento

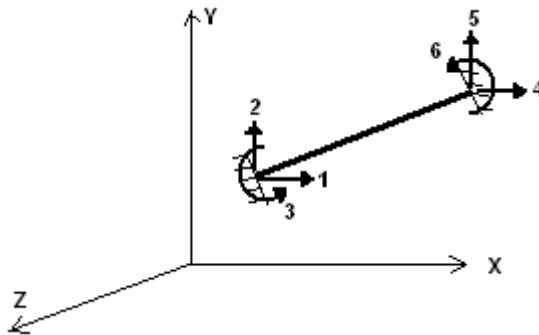


Figura 3-20 Grados de Libertad

De esto se ve que los grados de libertad que se necesitan son 1, 2, 4 y 5 en la dirección de X. Luego en la matriz de rigidez de este tipo de elementos se ve que la rigidez para cada una de las barras en el modelo es:

$$K_c = \frac{EA}{L} [(2 \cdot \cos 0^\circ) + (4 \cdot \cos 22.5^\circ) + (4 \cdot \cos 45^\circ) + (4 \cdot \cos 67.5^\circ) + 2 \cdot (\cos 90^\circ)] \quad \text{Ec. 3.87}$$

Como lo que se necesita es el módulo de elasticidad (E)

$$\Rightarrow E = \frac{K_c L}{A \cdot [(1 \cdot 2) + (4 \cdot \cos 22.5^\circ) + (4 \cdot \cos 45^\circ) + (4 \cdot \cos 67.5^\circ) + 2 \cdot (\cos 90^\circ)]} \quad \text{Ec. 3.88}$$

A partir de lo anterior, se ha desarrollado un análisis considerando las normas norteamericana y neozelandesa.

CAPITULO 4.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. GENERAL

En este capítulo se incluyen todos los resultados obtenidos al hacer los diseños con las distintas normas.

En el caso de los modelos de elementos finitos hechos, es el software el que entrega directamente los períodos de cada modelo implementado, así también se pueden pedir varias características de cada modelo, como por ejemplo, los factores de participación modal de las masas, desplazamientos, etc.

Si bien, saber los factores de participación modal (FPM) en la dirección de análisis no corresponde exactamente a conocer la masa modal, al estar relacionados estos, indican la tendencia que tiene la masa modal al tomar los períodos correspondientes.

Los coeficientes sísmicos se obtuvieron mediante la implementación de una planilla de cálculo que permitió hacer gráficos que demostraban como variaba éste en función del período, también fue posible compararlos según las distintas normas utilizadas.

Así mismo, se implementaron planillas de cálculo para verificar los resultados que se obtienen al aplicar las normas ya nombradas para los cortes basales y momentos.

4.2 FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE LAS MASAS MODALES

En la tabla 4-1 se destacan los modos de mayor participación modal, también es posible observar lo poco que aportan los demás períodos que no están destacados.

Tabla 4-1 Factores de Participación Modal						
Modo	Período [s]	F.P.M. Dir. X	F.P.M. Dir. Y	F.P.M. Dir. Z	F.P.M. Acum. Dir. X	F.P.M. Acum. Dir. Y
1	2.960922	0.017	0.154	0.000	0.017	0.154
2	2.960922	0.154	0.017	0.000	0.170	0.170
3	0.292859	1.418E-15	1.764E-17	2.455E-15	0.170	0.170
4	0.292853	8.221E-16	1.249E-15	6.828E-15	0.170	0.170
5	0.213337	3.206E-10	1.014E-09	3.981E-13	0.170	0.170
6	0.213337	9.367E-10	3.144E-10	6.510E-14	0.170	0.170
7	0.171913	0.287	0.308	4.849E-14	0.458	0.478
8	0.171913	0.308	0.287	4.416E-16	0.765	0.765
9	0.145581	1.260E-11	1.878E-12	2.216E-12	0.765	0.765
10	0.145580	5.265E-12	1.959E-12	2.019E-11	0.765	0.765
11	0.108089	4.591E-12	5.937E-12	4.085E-11	0.765	0.765
12	0.108089	1.631E-10	3.333E-11	2.293E-12	0.765	0.765
13	0.100812	2.049E-11	2.390E-10	1.880E-10	0.765	0.765
14	0.099979	2.916E-11	2.204E-11	5.554E-12	0.765	0.765
15	0.099979	4.682E-12	3.590E-11	3.492E-11	0.765	0.765
16	0.098710	5.491E-12	9.546E-11	2.148E-10	0.765	0.765
17	0.098707	1.178E-11	5.525E-11	4.127E-11	0.765	0.765
18	0.097303	1.959E-11	1.423E-10	4.145E-10	0.765	0.765
19	0.097300	2.918E-11	4.902E-12	5.188E-11	0.765	0.765
20	0.080207	1.747E-10	2.764E-10	2.673E-11	0.765	0.765
21	0.080207	2.155E-10	1.433E-10	5.085E-11	0.765	0.765

Tabla 4-1 Factores de Participación Modal

Modo	Período [s]	F.P.M. Dir. X	F.P.M. Dir. Y	F.P.M. Dir. Z	F.P.M. Acum. Dir. X	F.P.M. Acum. Dir. Y
22	0.073808	3.521E-12	2.189E-12	1.774E-12	0.765	0.765
23	0.073806	3.653E-12	1.293E-11	1.596E-12	0.765	0.765
24	0.066877	0.119	4.924E-03	1.676E-10	0.885	0.770
25	0.066877	4.922E-03	0.119	6.668E-12	0.890	0.890

4.3. PERÍODOS Y MODOS DE VIBRAR

A continuación se presentan los períodos de mayor importancia modal con sus respectivos modos de vibrar.

Tabla 4-2 Modos de vibrar predominantes

Modo	Período [s]	F.P.M. Dir. X	F.P.M. Dir. Y	F.P.M. Dir. Z	F.P.M. Acum. Dir. X	F.P.M. Acum. Dir. Y
1	2.960922	0.017	0.154	0.000	0.017	0.154
2	2.960922	0.154	0.017	0.000	0.170	0.170
7	0.171913	0.287	0.308	4.849E-14	0.458	0.478
8	0.171913	0.308	0.287	4.416E-16	0.765	0.765
24	0.066877	0.119	4.924E-03	1.676E-10	0.885	0.770
25	0.066877	4.922E-03	0.119	6.668E-12	0.890	0.890

El octavo modo tiene asociado el período de mayor factor de participación modal, con un período de 0,171913 s, este aporta en un 30% dirección X. La deformada de este modo se muestra en la siguiente figura:

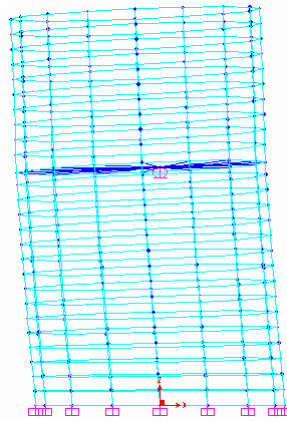


Figura 4-1. Deformada modo de Vibrar 8

En este modo sólo se mueve el estanque y obviamente al agua de la componente impulsiva, la componente de la masa convectiva permanece en su lugar. Se puede decir que este es el modo predominante del estanque.

El séptimo modo aporta en un 28,7% en la dirección X, y tiene un período de 0,171913s, que es igual al modo 8 pero en dirección perpendicular.

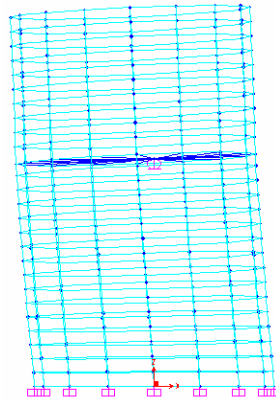


Figura 4-2. Deformada modo de Vibrar 7

Otro de los modos de vibrar con mayor factor de participación al análisis es el modo 24, que participa con un 11,9% en dirección X. Este representa el segundo

modo impulsivo en el que vibran la masa del estanque y la componente de masa impulsiva del líquido.

A continuación se presenta la deformada de este modo:

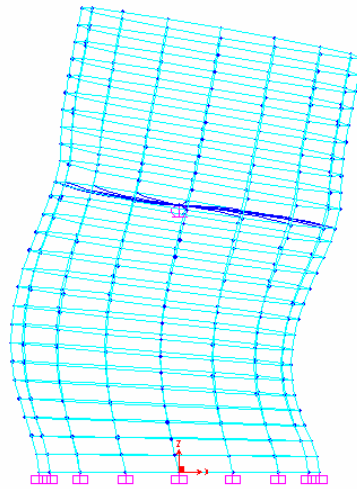


Figura 4-3. Deformada modo de Vibrar 24

El primer período de la estructura es de 2,960922 s, y aporta en un 1,7% con respecto del total de factores de participación modal del análisis en dirección X.

La deformada de este modo se aprecia mejor en una vista en planta, a continuación se muestra la figura con la deformada del primer período.

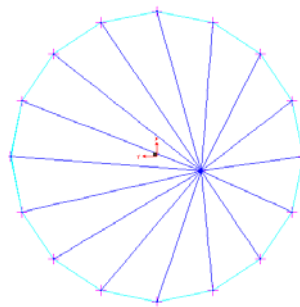


Figura 4-4. Deformada modo de Vibrar 1

Este corresponde a la vibración horizontal que sufre la componente de masa convectiva del líquido contenido.

El segundo período de la estructura también es de 2,960922 s, y su aporte en cuanto a FPM es de un 15,4% con respecto de la dirección de análisis.

La deformada se presenta a continuación, y representa, al igual que el primer modo, el desplazamiento de la masa convectiva, pero en dirección perpendicular:

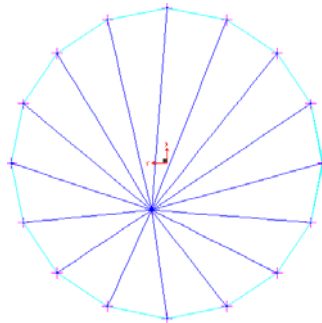


Figura 4-5. Deformada modo de Vibrar 2

La siguiente tabla muestra un resumen de los períodos obtenidos, con los distintos modelos utilizados durante la realización de este trabajo.

Tabla 4-3 Períodos naturales de cada modelo

Modo	Modelo Mecánico Equivalente T(s)	MEF A T(s)	MEF B T(s)	MEF C. T(s)	MEF D T(s)
1	2,96222 (Conv.)	86,36411(Vert.)	86,36412(Vert.)	2,97104 (Conv.)	2,960922 (Conv)
2	2,96222 (Conv.)	2,96998 (Conv.)	2,97104 (Conv.)	2,97104 (Conv.)	2,960922 (Conv)
3	0,04546 (Imp.)	2,96998 (Conv.)	2,97104 (Conv.)	0,29396	0,292859
4	0,04546 (Imp.)	1,59496	0,29396	0,29177	0,292853
5	-	0,50361 (Imp.)	0,29177	0,21334 (Imp.)	0,213337
6	-	0,50361 (Imp.)	0,21334	0,21334 (Imp.)	0,213337
7	-	-	-	-	0,171913 (Imp.)
8	-	-	0,17191(Imp.)	-	0,171913 (Imp.)
9	-	-	0,17191(Imp.)	-	-
:	-	-	-	-	-
:	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	0,066877(2°imp)
25	-	-	-	-	0,066877(2°imp)

4.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ACI350.3-01 y NCh2369

4.4.1. COEFICIENTES SÍSMICOS

En el siguiente gráfico se aprecian los distintos resultados para el coeficiente sísmico calculados por medio de las dos normas.

Si bien, los resultados de los coeficientes sísmicos calculados por cada norma no son comparables directamente ya que la metodología de cálculo es distinta, estos sirven para irse acercando a los resultados y datos requeridos más adelante.

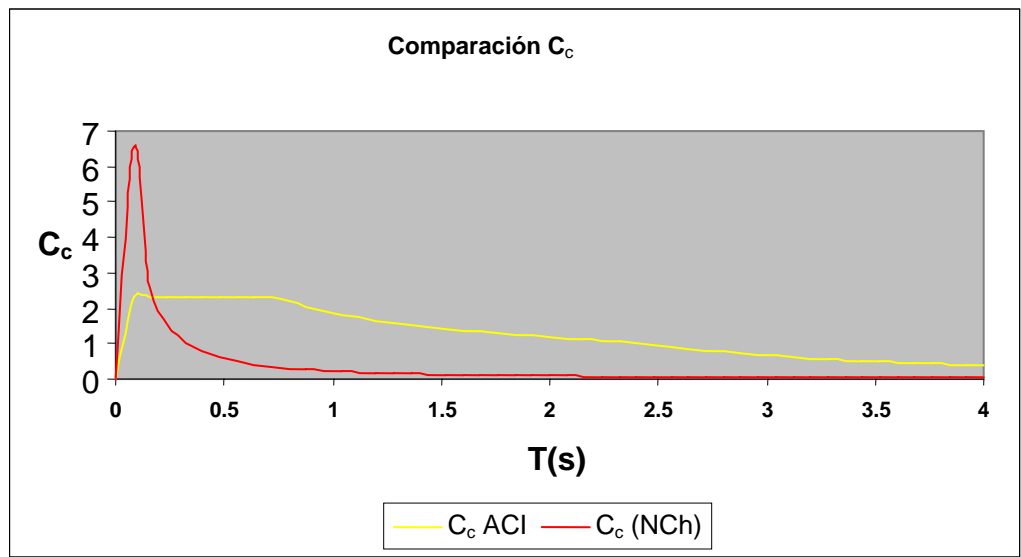


Figura 4-6 Coeficientes Sísmicos Convectivos según ACI 350 y NCh 2369

A continuación, se muestra el gráfico en el rango en que se encuentra el período del modo convectivo que compara los coeficientes sísmicos calculados con las dos normas.

En este caso cada norma dio como resultado para C_c calculado para el período $T=2,96$:

$$C_c \text{ de NCh} = 0,054$$

$$C_c \text{ del ACI} = 0,690$$

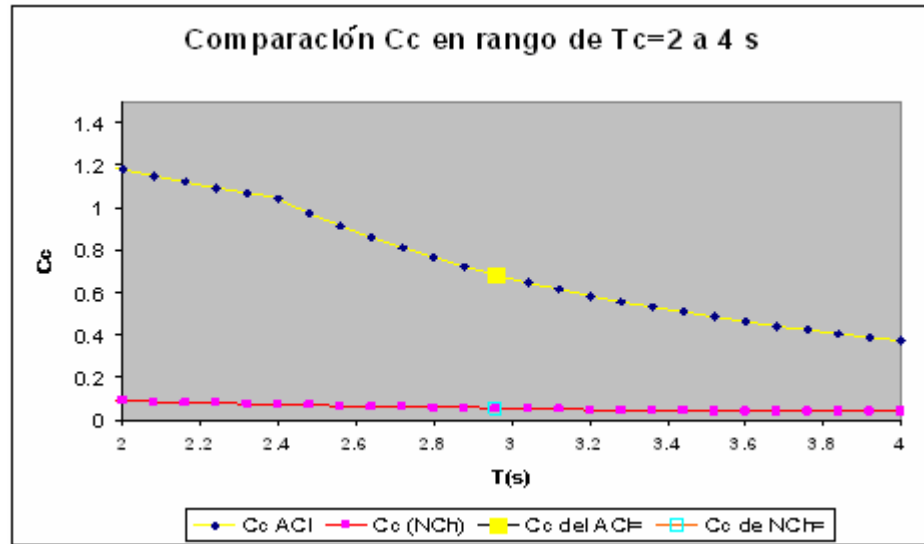


Figura 4-7. Coeficientes Sísmicos Convectivos según ACI 350 y NCh 2369
(Rango de períodos convectivos específico del estanque)

También es posible mostrar la diferencia en el gráfico de los resultados del coeficiente sísmico de la componente impulsiva calculados por las dos normas.

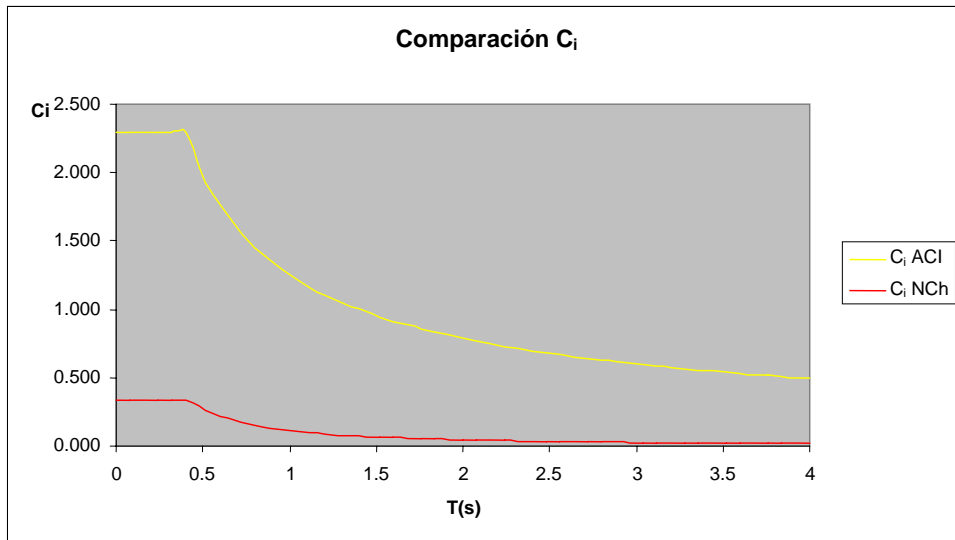


Figura 4-8. Coeficientes Sísmicos Impulsivos según ACI 350 y NCh 2369

Y el mismo gráfico, pero visto en el rango del período impulsivo $T_i = 0,05$ s en donde por las dos normas da un resultado distinto para le período mencionado:

C_i de la NCh = 0,340

C_i del ACI = 2,292

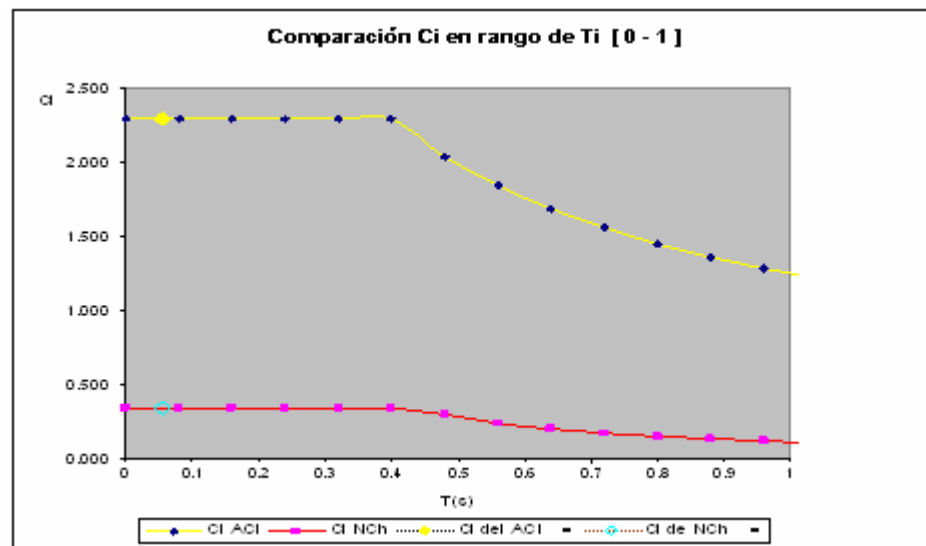


Figura 4-9. Coeficientes Sísmicos Impulsivo según ACI 350 y NCh 2369
(Rango de períodos impulsivo específico del estanque)

4.4.2. CORTES BASALES

Teniendo calculados los coeficientes sísmicos respetando lo dispuesto en las dos normas, es posible obtener resultados de los cortes basales preparados por cada una de éstas.

A continuación, se ilustra una tabla que muestra todos los parámetros utilizados por cada norma, las fuerzas laterales de las distintas componentes y los cortes basales resultantes, esto permite hacer la comparación y equivalencia que hay entre ACI350.3-01 y NCh2369 Of.2003

Tabla 4-4. Comparación de Parámetros del Coeficiente Sísmico			
ACI350.3-01		NCh 2369 Of.2003	
Z =	0,4	A_o/g =	0,4
S =	1,2	T' =	0,35
		n =	1,33
I =	1,25	I =	1,2
C_i =	2,297	C_i =	0,34
C_c =	0,69	C_c =	0,05
R_{wi} =	2,75	R =	3
R_{wc} =	1		
ε =	0,88		
		ξ_I =	0,03
		ξ_C =	0,005

Donde, para el ACI35.3-01:

Z : Factor sísmico de la zona en donde se ubica la estructura.

S : Coeficiente del perfil del sitio, representa las características del suelo.

I : Factor de importancia.

C_i : Factor de amplificación espectral de la componente impulsiva.

C_c : Factor de amplificación espectral de la componente convectiva.

R_{wi} : Factor de modificación de la respuesta de la componente impulsiva.

R_{wc} : Factor de modificación de la respuesta de la componente convectiva.

ε : Coeficiente de masa efectiva.

Y para la NCh2369:

A_0/g : Aceleración efectiva máxima del suelo normalizada.

T' ; n : Parámetros que depende del tipo de suelo.

I : Factor de importancia, uso y riesgo de falla de la estructura.

C_i : Coeficiente sísmico para la acción sísmica horizontal de la componente impulsiva.

C_c : Coeficiente sísmico para la acción sísmica horizontal de la componente convectiva.

R : Factor de modificación de la respuesta estructural.

ξ_I : Razón de amortiguamiento de la componente impulsiva.

ξ_C : Razón de amortiguamiento de la componente convectiva.

Por lo tanto las fuerzas laterales y el corte basal para cada norma son:

Tabla 4-5 Cortes Basales			
ACI350.3-01		NCh2369 Of.2003	
[kN]		[kN]	
$P_w =$	870,65	$Q_{ow} =$	809,15
$P_i =$	2134,48	$Q_{oi} =$	1741,73
$P_c =$	373,21	$Q_{oc} =$	58,60
V =	3028,21	Q_o =	2551,55

Donde, para el ACI350.3-01

P_w : Fuerza de inercia lateral de la aceleración del manto del estanque.

P_i : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa impulsiva.

P_c : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa convectiva.

V : Corte basal horizontal total.

Y para la NCh2369

Q_{ow} : Fuerza de inercia lateral de la aceleración del manto del estanque.

Q_{oi} : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa impulsiva.

Q_{oc} : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa convectiva.

Q_o : Corte basal horizontal total.

4.4.3. MOMENTOS VOLCANTES Y MOMENTOS FLECTORES

Y los momentos volcantes (M_o) y flectores (M_b) son:

Tabla 4-6. Momentos Volcantes y Flectores			
ACI350.3-01		NCh2369 Of.2003	
[kN-m]		[kN-m]	
$M_w=$	5659,23	$M_w=$	5259,46
$M_i=$	9071,52	$M_i=$	7402,36
$M_c=$	2936,91	$M_c=$	461,16
$M_i' =$	9659,51	$M_i' =$	7882,16
$M_c' =$	2953,38	$M_c' =$	463,75
$M_b=$	15020,67	$M_b=$	5280,34
$M_o=$	15600,84	$M_o=$	13149,80

En donde:

M_w : Momento producido por los muros.

M_i : Momento producido por las fuerzas impulsivas.

M_c : Momento producto de las fuerzas convectivas.

M_i' : Momento producto de las fuerzas impulsiva pero considerando la presión en la base.

M_c' : Momento producto de las fuerzas convectivas pero incluida la presión en la base.

M_b : Momento flector total.

M_o : Momento volcante total en la base.

4.5. RESULTADOS DEL ANALISIS SDST NZ y NCh2369

4.5.1. COEFICIENTES SÍSMICOS

En la figura 4-10 se aprecian los distintos resultados para el coeficiente sísmico convectivo calculado por medio de las dos normas.

Como se dijo anteriormente, si bien, los resultados obtenidos para los coeficientes sísmicos no son directamente comparables en cuanto a su metodología de cálculo, son útiles en lo que respecta a la obtención de resultados posteriores.

En este caso, cada norma dió como resultado para C_c calculado para el período $T_1=2,96s$:

$$C_c(T) \text{ de NCh} = 0,054$$

$$C_c(T) \text{ de SDST NZ} = 0,31$$

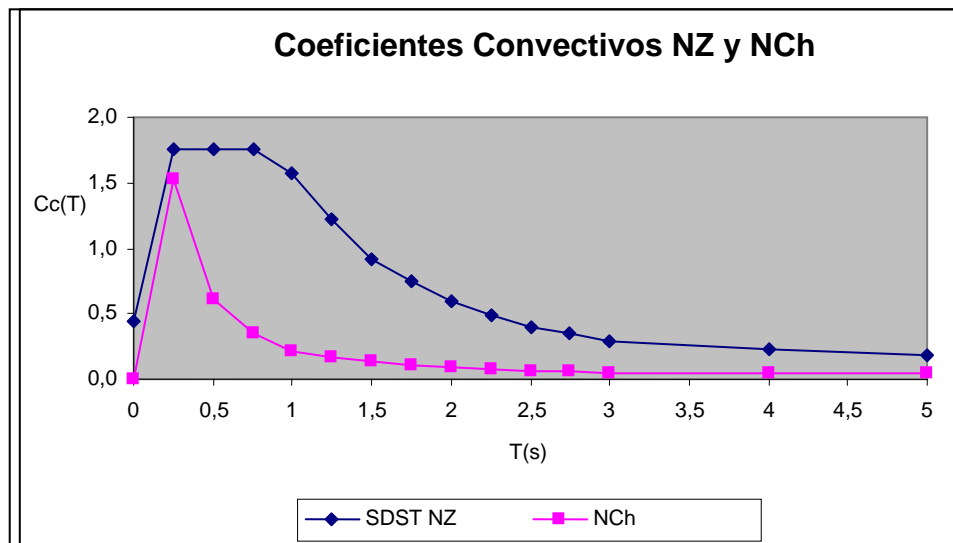


Figura 4-10. Coeficientes Sísmicos Convectivos según SDST NZ y NCh 2369

También es posible mostrar la diferencia en el gráfico de los resultados del coeficiente sísmico de la componente impulsiva calculados por las dos normas.

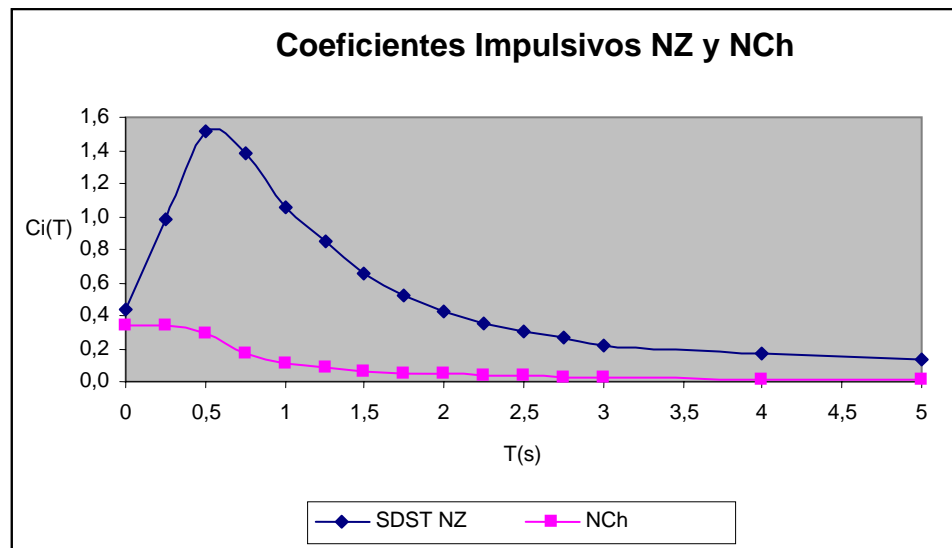


Figura 4-11. Coeficientes Sísmicos Impulsivos según SDST NZ y NCh 2369

Como para la norma neozelandesa el período impulsivo es $T_f=0,14s$, entonces los coeficientes sísmicos son los siguientes:

$$C_i(T) \text{ de la NCh} = 0,34$$

$$C_i(T) \text{ de la SDST NZ} = 0,66$$

4.5.2.CORTES BASALES

Teniendo calculados los coeficientes sísmicos respetando lo dispuesto en las dos normas, es posible obtener resultados de los cortes basales dispuestos por cada una de éstas.

A continuación, se muestra una tabla que muestra todos los parámetros utilizados por cada norma, las fuerzas laterales de las distintas componentes y los cortes basales resultantes, esto permite hacer la comparación y equivalencia que hay entre SDST NZ y NCh2369 Of.2003.

Tabla 4-7. Comparación de Parámetros del Coeficiente Sísmico	
SDST NZ	NCh 2369 Of.2003
$\alpha = 0,35$	$A_o/g = 0,4$
$\beta = 1,0$	$T' = 0,35$
	$n = 1,33$
$p = 0,005$	
	$I = 1,2$
$C_f = 0,66$	$C_i = 0,34$
$C_r = 0,44$	$C_c = 0,05$
$C_1 = 0,31$	$R = 3$
$\xi_I = 0,03$	$\xi_I = 0,03$
$\xi_C = 0,005$	$\xi_C = 0,005$
$A_h(T_f) = 1,5$	
$A_h(T_1) = 0,7$	
$A_p = 1,25$	

Donde, para la SDST NZ

- α : Coeficiente peak de aceleración horizontal.
- β : Coeficiente geográfico que representa la sismicidad regional.
- p : Probabilidad de excedencia anual.
- C_f : Coeficiente sísmico de la componente flexible impulsiva.
- C_r : Coeficiente sísmico de la componente impulsiva.
- C_1 : Coeficiente sísmico de la componente convectiva.

ξ_I : Razón de amortiguamiento de la componente impulsiva.

ξ_C : Razón de amortiguamiento de la componente convectiva.

$A_h(T_f)$: Aceleración normalizada para la componente impulsiva.

$A_h(T_1)$: Aceleración normalizada para la componente convectiva.

A_p : Factor de probabilidad.

Y para la NCh2369:

A_0/g : Aceleración efectiva máxima del suelo normalizada.

$T'; n$: Parámetros que depende del tipo de suelo.

I : Factor de importancia, uso y riesgo de falla de la estructura.

C_i : Coeficiente sísmico para la acción sísmica horizontal de la componente impulsiva.

C_c : Coeficiente sísmico para la acción sísmica horizontal de la componente convectiva.

R : Factor de modificación de la respuesta estructural.

ξ_I : Razón de amortiguamiento de la componente impulsiva.

ξ_C : Razón de amortiguamiento de la componente convectiva.

Por lo tanto, las fuerzas laterales y el corte basal para cada norma son:

Tabla 4-8 Cortes Basales			
SDST NZ		NCh2369 Of.2003	
[kN]		[kN]	
$Q_f =$	3599,03	$Q_{ow} =$	809,15
$Q_r =$	172,58	$Q_{oi} =$	1741,73
$Q_1 =$	271,82	$Q_{oc} =$	58,60
$Q =$	3781,41	$Q_o =$	2551,55

Donde, para el SDST NZ:

- Q_f : Fuerza lateral de la componente flexible impulsiva.
- Q_r : Fuerza lateral de la porción de masa rígida impulsiva.
- Q_1 : Fuerza lateral de la componente convectiva.
- Q : Corte basal horizontal total.

Y para la NCh2369

- Q_{ow} : Fuerza de inercia lateral de la aceleración del manto del estanque.
- Q_{oi} : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa impulsiva.
- Q_{oc} : Fuerza lateral total asociada a la porción de masa convectiva.
- Q_o : Corte basal horizontal total.

4.5.3. MOMENTOS VOLCANTES Y MOMENTOS FLECTORES

Y los momentos volcantes (M_o) y flectores (M_b) son:

Tabla 4-9 Momentos Volcantes y Flectores			
SDST NZ		NCh2369 Of.2003	
[kN-m]		[kN-m]	
$M_1=$	2147,40	$M_w=$	5259,46
$M_f=$	20177,15	$M_i=$	7402,36
$M_r=$	483,24	$M_c=$	461,16
$M_b=$	19910,84	$M_b=$	5280,34
$M_o=$	18480,27	$M_o=$	13149,80

En donde:

- M_1 : momento producido por la componente de 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.
- M_w : momento producido por los muros.
- M_i : momento producido por las fuerzas impulsivas.
- M_c : momento producto de las fuerzas convectivas.
- M_b : momento flector total.
- M_o : momento volcante total en la base.

Una vez asumido el modelo de elementos finitos, se procede a buscar la respuesta que éste tiene al ingresarle los distintos espectros de aceleraciones que cada una de las normas requiere en lo que se refiere a desplazamientos y reacciones en la base.

Para obtener los espectros de aceleraciones de cada norma se recurrió a los coeficientes sísmicos obtenidos anteriormente; éstos se ilustran en los siguientes gráficos de distintas formas.

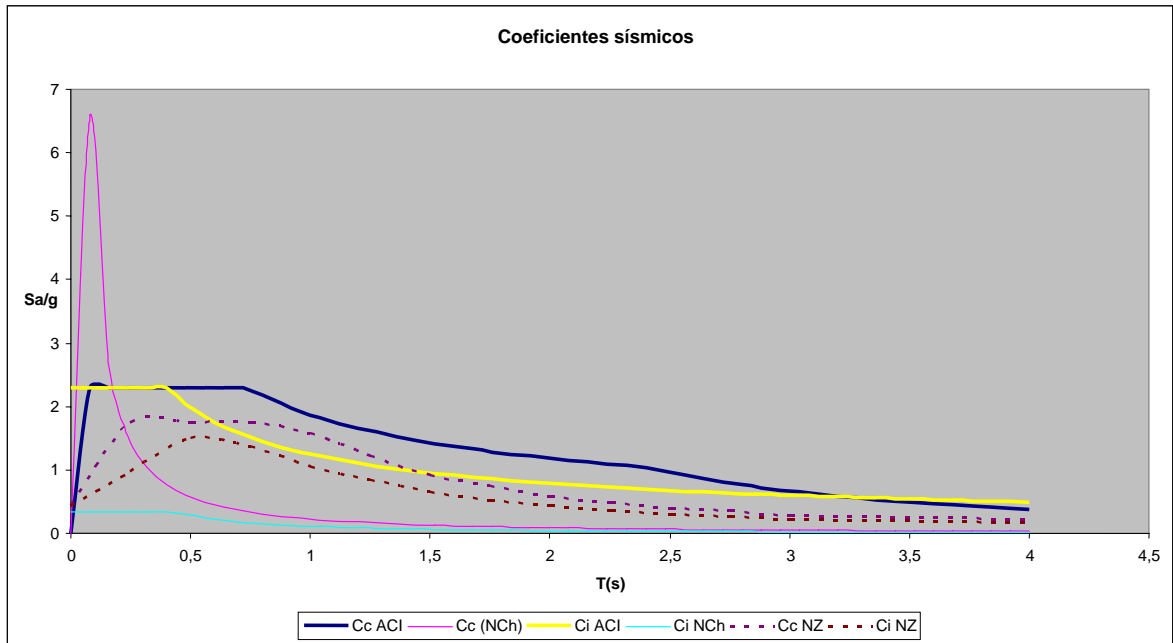


Figura 4-12 Coeficientes Sísmicos ACI 350, SDST NZ y NCh 2369

Con esto fue posible obtener los espectros de aceleraciones que destina cada una de las normas al análisis sísmico de este tipo de estructuras.

A continuación se ilustran los espectros obtenidos para cada norma:

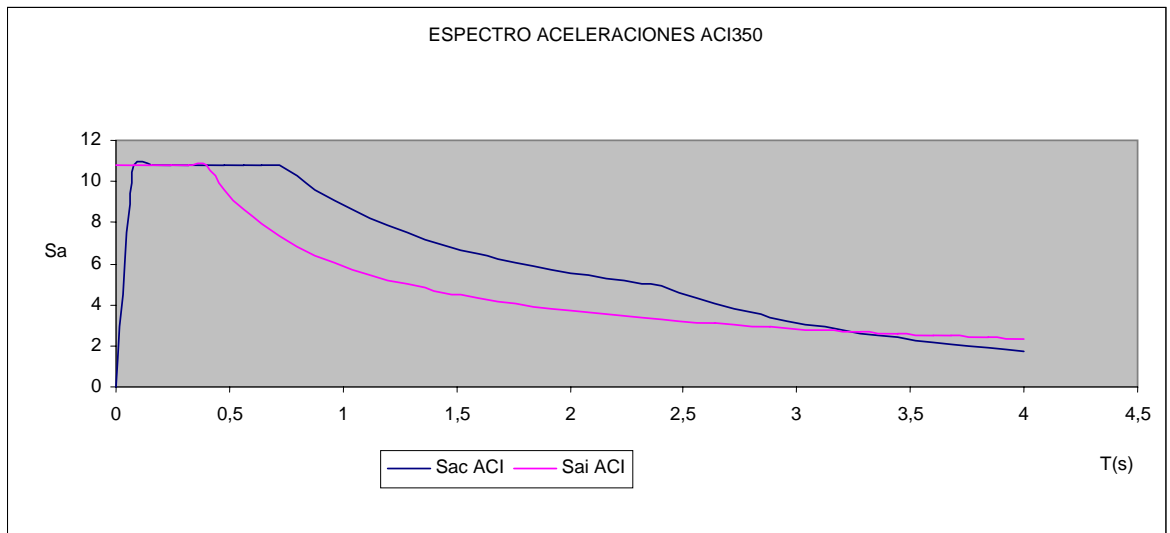


Figura 4-13 Espectro Aceleraciones ($C \cdot Z \cdot S \cdot g$) Impulsivo y Convectivo ACI 350

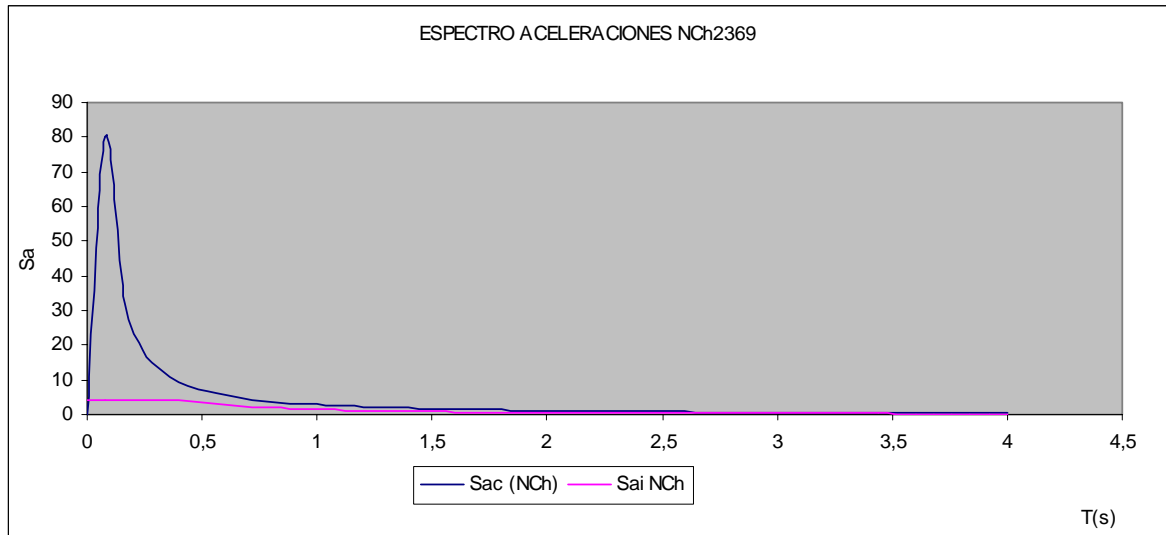


Figura 4-14 Espectro Aceleraciones ($C \cdot I \cdot g$) Impulsivo y Convectivo NCh 2369

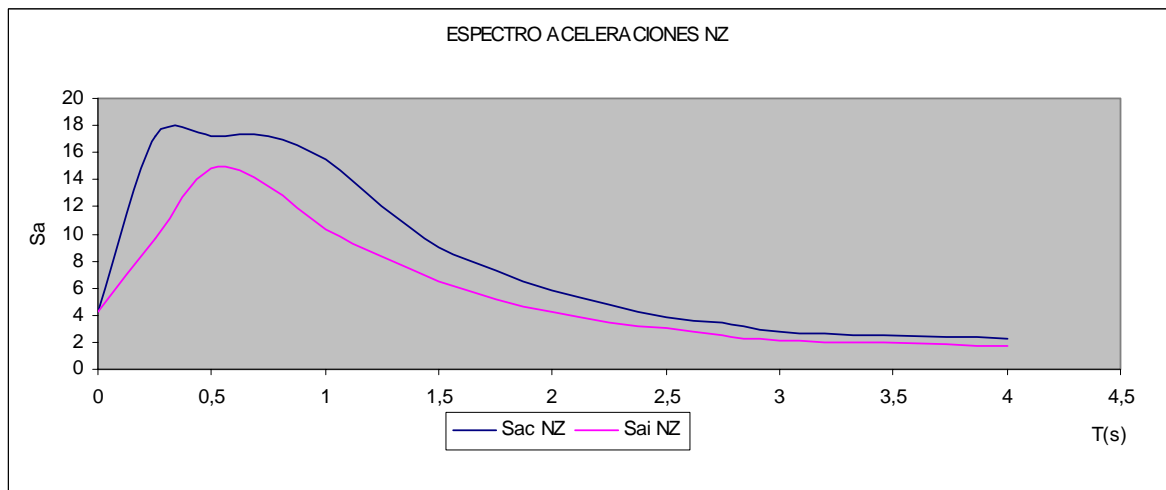


Figura 4-15 Espectro Aceleraciones ($C \cdot g$) Impulsivo y Convectivo SDST NZ

Debido a que la estructura tiene distintos amortiguamientos para sus períodos principales que son los correspondientes a las componentes de masa impulsiva y convectiva, y cada una de éstas tiene un coeficiente de aceleraciones distintos, se decide probar la influencia que tiene cada espectro ingresado -impulsivo y convectivo- con sus respectivos amortiguamientos, y a la vez construir un nuevo

espectro “híbrido” que contenga los dos espectros anteriores en los rangos de períodos que estos son necesarios; todo esto para las 3 normas utilizadas.

Para construir el espectro híbrido se tomó a los dos espectros de cada norma y se decidió que para el rango de 0 a 0,2 segundos se mantuviese el espectro impulsivo, a fin de asegurarse que en este rango se encuentre el período impulsivo obtenidos en MEF D (0,1719 s). Debido a los mismos motivos, para el rango de 2,75 segundos en adelante se ha considerado como dominante al el espectro convectivo, pues el período convectivo obtenidos para MEF D tiene un valor 2,9609 s . Para el rango comprendido entre 0,2 a 2.75 se decide hacer una interpolación lineal de los espectros impulsivo y convectivo ya que la participación modal de este rango de períodos son prácticamente intrascendentes.

A continuación, se ilustran los espectros de aceleraciones normalizados, en sus versiones impulsiva, convectiva e híbrida, para cada una de las 3 normas.

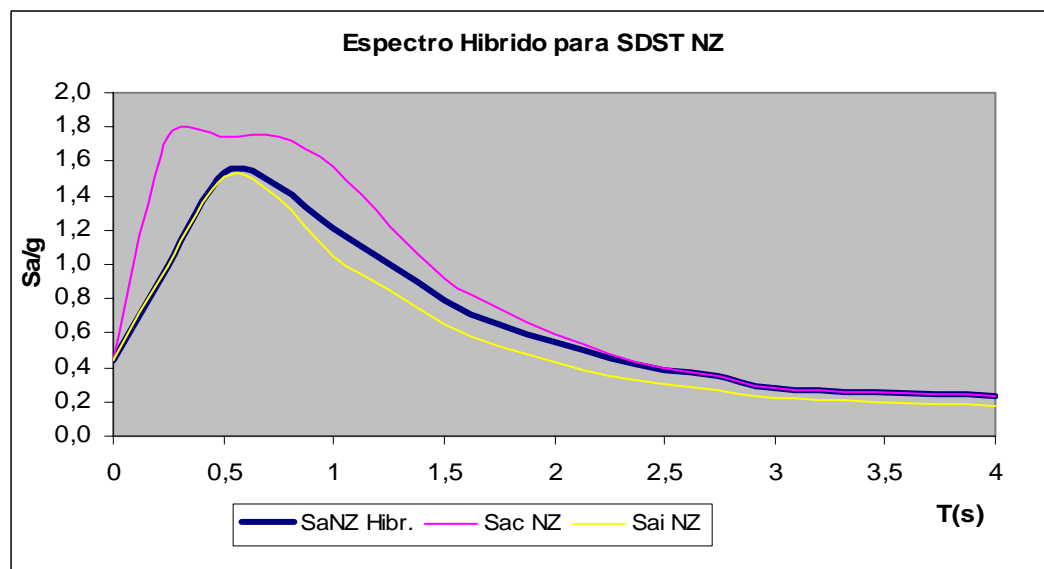


Figura 4-16 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para SDST NZ.

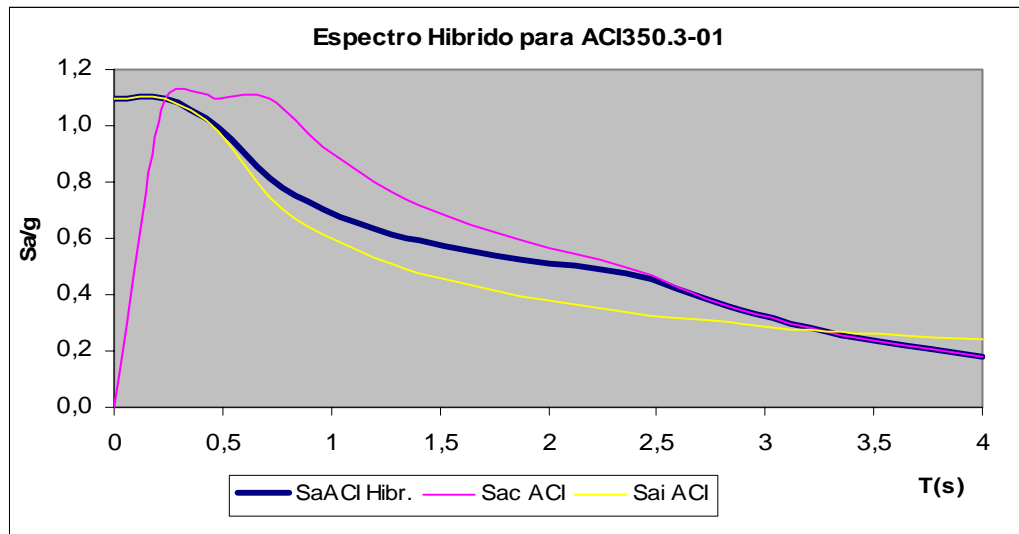


Figura 4-17 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para ACI350.3-01

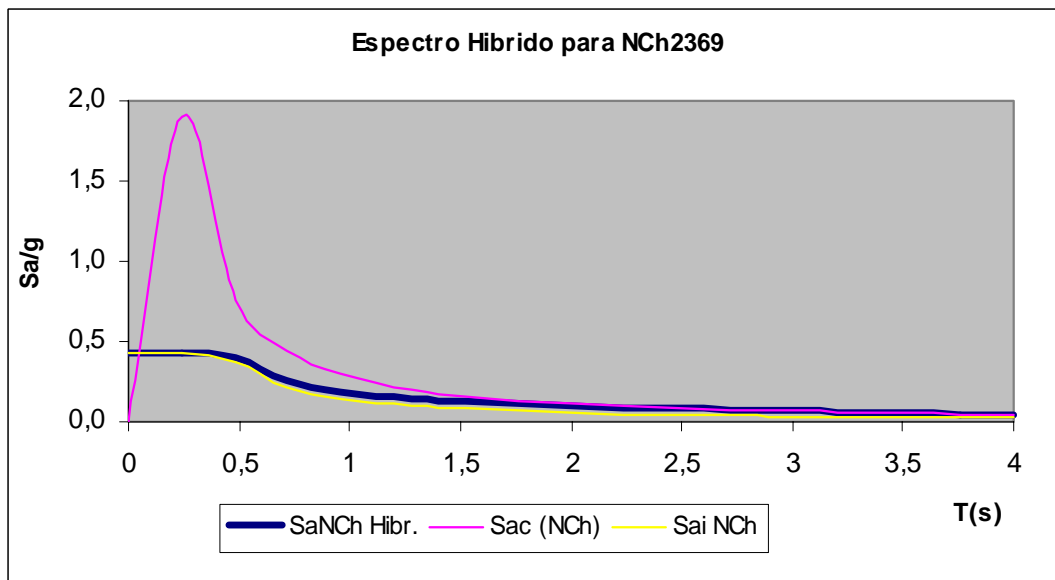


Figura 4-18 Construcción espectro de aceleraciones Híbrido para NCh2369.

Una vez construidos los espectros de aceleraciones correspondientes, se procede a ingresarlos al software computacional, de forma de obtener los parámetros de comparación deseados.

Al ingresar los espectros de aceleraciones construidos con la norma ACI350.3-01 se obtuvieron resultados de cortes basales, momentos volcantes (globales) y desplazamientos de tres puntos en la boca del estanque y de la masa convectiva; estos resultados pueden ser vistos en la tabla resumen 4-10, en donde:

- f_x, f_y : Fuerzas laterales horizontales en las direcciones x e y respectivamente, aplicadas en la base del estanque, ortogonales entre si.
- f_z : Fuerza vertical 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.
- u_1, u_2, u_3 : Dirección x, y, z de los desplazamientos de los puntos seleccionados.

Los puntos a los que se les verificó el desplazamiento se muestran en la figura 4-16, que es una vista superior del MEF D, ilustrada a continuación.

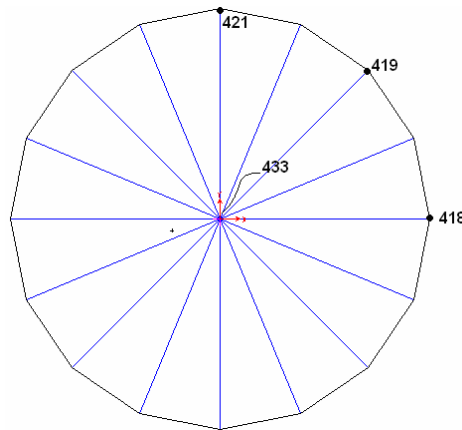


Figura 4-19 Puntos verificados en vista superior MEF D.

Tabla 4-10 Resultados MEF D al aplicar espectros ACI350

			ACI 350 imp	ACI350 conv	ACI hibrido	
		ξ	3%	0,5%	3%	0,5%
Corte basal [kN]		fx	2646,3	1865,1	2648,2	2648,2
		fy	2553,8	1807,7	2555,8	2555,8
		fz	0,220	0,073	0,220	0,220
Momento global [kN-m]		Mx	17109,0	12300,8	17127,6	17127,6
		My	17656,3	12682,2	17674,4	17674,4
		Mz	0,3104	0,1268	0,3104	0,3104
desplazamientos [m]	nudo 433 (Masa Convectiva)	u1	0,046	0,052	0,052	0,052
		u2	0,046	0,052	0,052	0,052
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 418	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 419	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,001	0,000	0,000	0,000
	nudo 421	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000

Así también, para los espectros de aceleraciones construidos con la norma SDST NZ se obtuvo resultados de cortes basales, momentos volcantes (globales) y desplazamientos de los mismos tres puntos en la boca del estanque y de la masa convectiva; estos resultados pueden ser vistos en la tabla resumen 4-11.

Tabla 4-11 Resultados MEF D al aplicar espectros SDST NZ						
	ξ	NZ imp	NZ conv	NZ hibrido		
		3%	0,5%	3%	0,5%	
cortes basal [kN]	fx	1934,4	3171,1	1939,2	1939,2	
	fy	1871,0	3069,5	1875,9	1875,9	
	fz	0,012	0,016	0,012	0,0120	
momentos globales [kN-m]	Mx	12636,7	20780,8	12680,2	12680,2	
	My	13036,1	21437,0	13078,6	13078,6	
	Mz	0,183	0,268	0,183	0,183	
desplazamientos [m]	nudo 433 (Masa Convectiva)	u1	0,035	0,046	0,046	0,046
		u2	0,035	0,046	0,046	0,046
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 418	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 419	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 421	u1	0,001	0,001	0,001	0,001
		u2	0,001	0,001	0,001	0,001
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000

Y por último, se hizo lo mismo para los espectros de aceleraciones construidos con la norma NCh2369, modelo en el cual se obtuvo resultados de cortes basales, momentos volcantes (globales), desplazamientos de los tres puntos ilustrados anteriormente de la boca del estanque y de la masa convectiva; estos resultados pueden ser vistos en la tabla resumen 4-12.

Tabla 4-12 Resultados MEF D al aplicar espectros NCh2369						
			NCh2369 imp	NCh2369 conv	NCh2369 hibrido	
		ξ	3%	0,5%	3%	0,5%
cortes basal [kN]		fx	1019,9	3201,8	1020,7	1020,7
		fy	984,1	3101,8	984,9	984,9
		fz	0,008	0,012	0,008	0,008
momentos globales [kN-m]		Mx	6586,4	21054,1	6593,5	6593,5
		My	6798,6	21719,3	6805,5	6805,5
		Mz	0,119	0,219	0,119	0,119
desplazamientos [m]	nudo 433 (Masa Convectiva)	u1	0,005	0,011	0,011	0,011
		u2	0,005	0,011	0,011	0,011
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 418	u1	0,000	0,001	0,000	0,000
		u2	0,000	0,001	0,000	0,000
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 419	u1	0,000	0,001	0,000	0,000
		u2	0,000	0,001	0,000	0,000
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000
	nudo 421	u1	0,000	0,001	0,000	0,000
		u2	0,000	0,001	0,000	0,000
		u3	0,000	0,000	0,000	0,000

CAPITULO 5.

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

5.1. GENERAL.

En este capítulo se presentan las observaciones finales, comentarios y conclusiones del análisis realizado con las tres normas, básicamente tomando los resultados que se obtuvieron al realizar las verificaciones con el estanque de dimensiones antes mencionadas y compararlos con los modelos hechos en el software computacional.

5.2. COMENTARIOS.

En un principio, si se comparan los períodos obtenidos durante la realización de este trabajo; tomándose en cuenta: el Modelo Mecánico Equivalente, el Modelo de Elementos Finitos D, el calculado con ACI350.3-01 y el calculado con las recomendaciones neozelandesas SDST NZ; los cuales se ilustran en la tabla 5-1 a continuación.

Tabla 5-1 Períodos impulsivo y convectivo equivalentes en cada modelo y calculados según normas utilizadas.					
Modo	Modelo Mecánico Equivalente T(s)	MEF D T(s)	ACI 350.3-01 T(s)	SDST NZ T(s)	NCh 2369 T(s)
Impulsivo	0,04546	0,171913	0.05497	0.13725	N/A
Convectivo	2,96222	2,960922	2.95808	2.95728	N/A

Se observa que los períodos convectivos calculados por las cuatro formas distintas, son bastante similares. Se puede afirmar que, respecto del período entregado por el MEF D, el modelo mecánico equivalente tiene una diferencia de 0,04%; el período convectivo entregado por el ACI 350 difiere en un 0,09% y el período convectivo de las recomendaciones neozelandesas es un 0,12% inferior.

Ahora, para los períodos Impulsivos, se observan resultados bastante diferentes. En base al período impulsivo entregado por el MEF D, el período del modelo mecánico equivalente varía en un 73%, el calculado mediante la norma norteamericana en un 68%, y el calculado por SDST NZ varía en un 20%.

El período del modelo mecánico equivalente se aproxima más al del calculado por el ACI350, teniendo una diferencia de un 17% aproximadamente, y el período convectivo que entrega el MEF D se asemeja al que se cálculo con SDST NZ y se diferencian alrededor de un 20%.

Al hablar de los coeficientes sísmicos obtenidos en el desarrollo del trabajo, estos pueden ser observados en la tabla 5-2 de este capítulo, que permite hacer las correspondientes comparaciones.

Tabla 5-2 Coeficientes sísmicos calculados según normas utilizadas			
	NCh 2369	ACI 350.3-01	SDST NZ
C impulsivo	0,340	2,292	0,66
C convectivo	0,054	0,690	0,31

Se observa que los resultados son bastante distintos entre si, esto se debe a que efectivamente no son calculados de la misma forma, y por supuesto que los parámetros que cada norma utiliza no son los mismos.

Si bien, la norma chilena dice que las masas participantes y las alturas importantes donde las masas actúan, pueden ser calculadas con normas extranjeras como las enunciadas en este trabajo, los coeficientes sísmicos deben ser calculados con la NCh2369, también es propósito de este trabajo dar a conocer las diferencias que hay entre las tres normas en cuanto al análisis de estanques de almacenamiento de liquido. Finalmente es esto lo que justifica este análisis y comentario.

Si se observan los resultados de los coeficientes impulsivos, el calculado con ACI350 es aproximadamente siete veces mayor que el solicitado por la NCh2369, y el coeficiente impulsivo calculado por la SDST NZ es prácticamente el doble que el de la NCh2369.

A su vez, el coeficiente convectivo de la norma chilena sigue siendo menor que las dos normas extranjeras utilizadas en este trabajo; el coeficiente convectivo de ACI350 es 13 veces mayor que el de la norma chilena, y el de SDST NZ es 6 veces mayor que el coeficiente convectivo chileno.

Los anteriores resultados contradicen lo expuesto en un trabajo realizado por el señor Cristian Fuentes, en el cual se analiza un estanque de hormigón armado rectangular semienterrado y se indica que los resultados de los coeficientes sísmicos chilenos inducirían a una sobrestimación de los riesgos sísmicos, al contrario de lo que sucede para el estanque circular analizado en este trabajo, lo cuales son mucho más esbeltos.

Es aquí, donde se pone en duda lo expuesto por la NCh y se hace cada vez más necesario el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras en nuestro país, ya que al utilizar los coeficientes chilenos se estarían subestimando los riesgos sísmicos que realmente se pudiesen presentar.

En cuanto a cortes basales, estos fueron calculados de acuerdo a lo expuesto por las tres normas utilizadas y los resultados se resumen en la tabla 5-3 que se presenta a continuación.

Tabla 5-3 Cortes basales calculados según normas utilizadas			
Fza. Lateral producida por:	NCh 2369 [kN]	ACI 350.3-01 [kN]	SDST NZ [kN]
Estanque	809,15	870,65	172,58
Impulsiva	1741,73	2134,48	3599,03
Convectiva	58,60	373,21	271,82
Corte Basal Total	2551,55	3028,21	3781,41

Se observa que sigue la tendencia de la norma chilena de subestimar los efectos del sismo siendo el corte total más bajo que las otras dos normas extranjeras.

Luego, el corte basal total de ACI 350 es aproximadamente un 18% mayor que el de la NCh 2369, y el calculado por SDST NZ alrededor de un 48% mayor que el solicitado por la norma chilena.

La tabla 5-4 muestra los momentos volcantes y flectores calculados con las tres normas, y en ella se observa en cuanto a momentos flectores, que la norma chilena está muy por debajo en los valores del cálculo con respecto a las otras dos normas, ya que subestima el momento flector que produce la componente de masa convectiva; siendo el total del corte basal flector a penas un tercio que el calculado según ACI 350 y un cuarto del calculado con SDST NZ.

El momento volcante total calculado mediante parámetros y coeficiente sísmico de la norma chilena tiene un valor más bajo que las otras dos normas. Con respecto al de ACI 350 es menor un 18%, y con respecto al de SDST un 40%

Tabla 5-4 Momentos volcantes y flectores calculados según normas utilizadas			
Par de Momento Producido por:	NCh 2369 [kN]	ACI 350.3-01 [kN]	SDST NZ [kN]
Estanque	5259,46	5659,23	-483,24
Impulsiva (EPB)	7402,36	9071,52	20177,15
Convectiva (EPB)	461,16	2936,91	2147,40
Impulsiva (IPB)	7882,16	9659,51	19794,69
Convectiva (IPB)	463,75	2953,38	2147,40
Momento flexural total	5280,34	15020,67	19910,84
Momento volcante total	13149,80	15600,84	18480,27

Al hacer tablas de los cortes basales totales calculados con las normas ACI350.3-01, SDST, NCh2369 y compararlas con sus pares hechas mediante la introducción del espectro de aceleraciones híbrido construido para cada una de las normas se observa lo siguiente:

Tabla 5-5 Comparación Cortes Basales* obtenidos a través de software con espectros híbridos y mediante normas.		
	Calculado mediante Normas utilizadas. [kN]	Obtenido a través del software con "Espectros Híbridos". [kN]
ACI350.3-01	3028,21	3680,36
NCh2369	2551,55	1418,39
SDST NZ	3781,41	2698,05

Los cortes basales calculados con la norma chilena sigue siendo menor en los dos casos analizados en la tabla 5-5, mientras que para las otras dos normas se invierten los dos mayores, teniendo el mayor corte basal de SDST NZ en el calculado mediante la norma, y ACI350.3-01 entrega el mayor corte basal al introducir el espectro híbrido en el software.

De las tablas 4-10, 4-11 y 4-12, se observa que en este caso el modo impulsivo es casi el 99% de los cortes basales, momentos y desplazamientos obtenidos mediante los espectros híbridos. A excepción del desplazamiento de la masa convectiva que obviamente tuvo su mayor desplazamiento al momento de aplicarle el espectro convectivo.

* Los resultados de los cortes basales entregados por el software al introducirle los espectros híbridos de las 3 normas fueron calculados por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados $V = \sqrt{fx^2 + fy^2}$, ya que al pedir los modos de vibrar de la estructura, estos se desplazaban aproximadamente en 45° con respecto a los ejes horizontales X e Y que tiene por defecto el software.

El aporte modal de la componente de masa convectiva es prácticamente nulo en el análisis realizado. Esto se debe a que al ser un estanque bastante esbelto, según las dimensiones indicadas anteriormente, la porción de masa correspondiente a la masa convectiva es mucho menor que la masa del líquido que se mueve junto con el manto o pared del estanque.

En cuanto a la diferencia entre los cortes basales y momentos calculados con ACI350 y SDST NZ, se puede decir que, al ser estas dos normas creadas y/o revisadas en épocas totalmente distintas ACI 350.3-01 (2001) y SDST (1986), se incurre, en el caso de SDST, en un sobredimensionamiento de este tipo de estructuras, al contrario de ACI 350 que es una norma más actual y por lo tanto los creadores de esta obra contaron con muchos más estudios a su disposición para hacer un análisis más fino.

No obstante, ACI 350 siendo una norma relativamente moderna, en el presente esta siendo revisada para mejorar y permitir analizar estanques de almacenamiento de líquido de una forma cada vez más precisa.

Así también, en el presente se llevan a cabo estudios de las recomendaciones neozelandesas que seguramente ahondaran en un análisis más fino y preciso.

5.3. CONCLUSIONES.

Finalmente a modo de conclusión se pueden establecer las siguientes apreciaciones y/o afirmaciones:

- En cuanto a introducción en el tema, claridad en su desarrollo y facilidad para hacer un análisis de este tipo de estructuras, a criterio del autor de esta investigación, es superior el código ACI350.3-01. Este es una herramienta clara y eficaz en su contenido, diferenciando entre los distintos tipos de configuraciones de estanques de hormigón y presentando una metodología la cual permite fácilmente llegar a los resultados y datos necesarios.
- Los períodos Impulsivos calculados mediante la norma neozelandesa, el código norteamericano y los obtenidos con los modelos, dinámico equivalente y de elementos finitos, difieren bastante unos con los otros, resultando diferencias entre el rango de 0,045 a 0,171 segundos.
- Los períodos convectivos calculados mediante las mismas formas anteriores, al contrario, presentan valores suficientemente similares, estos se encuentran en el rango de 2,957 a 2,962 segundos.
- Al comparar los coeficientes sísmicos de las componentes convectiva e impulsiva no se encontró ninguna correspondencia entre los calculados por una u otra de las normas utilizadas.
- Dentro de los resultados sísmicos obtenidos en este estudio y de acuerdo a la NCh 2369, al ACI 350.03-01 y al SDST NZ, las fuerzas laterales impulsivas, son el 99% del esfuerzo de corte total en las tres normas y en lo obtenido mediante el software con los espectros ingresados.

- El aporte modal de la componente convectiva es prácticamente insignificante en los resultados obtenidos.
- Se debe poner énfasis en la observación de los resultados de la norma chilena en cuanto a coeficientes sísmicos, cortes basales, y todo lo subsiguiente a calcular con estos datos, ya que esta norma al contener solo disposiciones mínimas en cuanto al análisis de este tipo de estructuras, subestima la acción sísmica, pudiendo ser perjudicial posteriormente al diseño del estanque.
- Los resultados obtenidos contradicen lo expuesto en una reciente investigación que trata de estanques de hormigón armado semienterrados. Algunas de ellas afirman que la norma chilena sobreestima el efecto del sismo en este tipo de estructuras y que la componente convectiva se lleva la mayor participación modal (Fuentes, 2004); totalmente contrario a lo expuesto en este trabajo. Esto se puede explicar debido a que la forma y dimensiones de los estanque estudiados son diferentes. Mientras esta investigación se ha centrado en un estanque circular y esbelto, la investigación antes mencionada analizó un estanque rectangular semienterrado, con dimensiones horizontales mucho mayores a la vertical, es decir, poco esbelto.

Como recomendación final y poniendo hincapié en el vacío que hay en cuanto a investigaciones realizadas en el país, que traten el contenido expuesto en este texto; el autor cree que es recomendable abordar el tema analizado estanques circulares esbeltos, pero también estanques bajos, en los cuales la componente convectiva es mucho importante. De esta forma se podrá comparar resultados y tener la certeza de que lo expuesto en este trabajo es válido solo para estanques esbeltos, además de verificar la aplicabilidad de la normativa Chilena a este tipo de estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI Committee 350 (2001), "Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-01) and Commentary (350R-01)," American Concrete Institute, Farmington Hills, USA.
2. 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.
3. Fuentes, C. (2004), "Evaluación de la Norma ACI 350 en Estanques Semienterrados de Hormigón Armado" memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile.
4. Haroún, M. A.(1980), "Dynaminc Analyses of Liquid Storage Tanks". A Report on Research Conducted under Grants from the National Science Foundation.

5. Housner, G. W. (1954), "Earthquake Pressures on Fluid Containers" Eighth Technical Report under Office of Naval Research. Project designation NR-081-095.
6. Housner, G. W. (1963), "Dynamic Pressure on Fluid Containers" Technical Information (TID) Document 7024 U.S. Atomic Energy Commission, Chapter 6, and Appendix F.
7. INN (2003), NCh 2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales", Santiago de Chile.
8. Jaiswal, O. R. Review of Code Provisions on Design Seismic Forces for Liquid Storage Tanks.
9. New Zealand National Society for Earthquake Engineering (1986), "Seismic Design of Storage Tanks".
10. SAP2000 – Integrated Stuctural Analysis & Design Software, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA. 1985.
11. 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.