



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN ESTANQUE INDUSTRIAL APOYADO SOBRE COLUMNAS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MECÁNICO

DANIELA ALEJANDRA LORCA PUEBLA

PROFESOR GUÍA:
ALEJANDRO ORTIZ BERNARDIN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
VIVIANA MERUANE NARANJO
WILLIAMS CALDERÓN MUÑOZ

SANTIAGO DE CHILE
2015

RESUMEN

Chile es un país sísmico debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana y a las características geológicas, por lo que es relevante asegurar el buen funcionamiento de estructuras, en particular para el trabajo que se presenta a continuación, estanques verticales apoyados sobre columnas con una relación de aspecto alta, como los espesadores de minería.

En el presente trabajo se busca verificar si el método estático de cálculo que se utiliza actualmente y que entrega la norma de la API 650 y NCh2369Of.2003 para estanques apoyados en el suelo es adecuado para ser aplicado en estanques apoyados sobre columnas, sin techo, cuya relación de aspecto es grande ($\text{ancho/alto} \gg 1$). Dado que el estanque estudiado no puede llenarse completamente de líquido, el comportamiento sísmico se ve afectado no sólo por una masa impulsiva (movimiento rígido junto con la estructura), sino también por una masa convectiva (movimiento del líquido producto de la ola).

Para cumplir con el objetivo, se modelan en el programa computacional STAAD.Pro® V8i cuatro estanques, en los cuales el diámetro varía manteniendo constante su altura, y se analizan por dos métodos: el estático y el dinámico. En el método estático las cargas actúan de forma distribuida sobre el estanque y en el dinámico se agregan las masas y resortes acorde al modelo de Housner (1963), además del espectro híbrido de diseño, que combina el efecto impulsivo-convectivo. La ventaja de este último es que permite analizar los modos, factores de participación modal y períodos convectivo e impulsivo que se pueden comparar con los de la norma NCh2369.Of2003.

La comparación entre ambos métodos se lleva a cabo de dos formas. La primera, es mediante un estudio global a través de los resultados de corte basal total y momento total en el origen, cuyos principales resultados indican que el método estático posee valores mayores que los entregados por el método dinámico calculado en base a combinación cuadrática completa (CQC), con diferencias que van entre un 14% y 22% para el esfuerzo de corte y entre un 1% y 21% para el momento total; la segunda, es mediante el estudio local de las fuerzas resultantes en el plano horizontal y vertical en los nodos donde se producen las reacciones de los soportes de la estructura. De esta comparación se concluye, que la distribución de las cargas provoca resultados distintos según cómo se apliquen éstas, provocando que los resultados varían localmente pero no globalmente.

Finalmente, se concluye que el método estático es más conservador respecto al dinámico para cálculo de estructuras sometidas a sismos, por lo que es adecuado para responder satisfactoriamente a eventos, maximizando la seguridad del modelo.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de corazón a las personas que me animaron y toleraron la realización de este trabajo. En especial a mis padres por su apoyo y amor incondicional, a mi pololo Matías por ser mi partner en estos años que hemos estado juntos, a mi profesor guía por su paciencia y tiempo, a mis profesores de la comisión, a la gente de la oficina con los cuales compartí cada día (Gustavo, Camila, Richard, Victor y Cristián), a las personas del cuarto piso, a mis amigos, familia y Mecánica en general.

Agradezco a todos quienes conocí durante la estadía en la facultad, en especial a mis compañeros de sección, profesores y amigos. Recordaré con nostalgia los momentos juntos a mis compañeros en las salas, en la terraza, en el parque, trasnochando para terminar tareas o estudiando para los controles. Recordaré con alegría haber conocido a la maravillosa comunidad de básquetbol y al profesor Julio, con los cuales compartí parte de mi tiempo. Agradezco a la gente del DIMEC que conforma una gran familia y a la que ingresé durante los últimos cuatro años de carrera. Espero que se mantenga el cariño, unión y entrega y que el aporte de gente e ideas nuevas sean bienvenidos.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|-----|
| AGRADECIMIENTOS..... | ii |
| TABLA DE CONTENIDO..... | iii |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | v |
| ÍNDICE DE ILUSTRACIONES..... | vii |
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1 Sismicidad en Chile | 1 |
| 1.2 Contexto actual..... | 4 |
| 1.3 Motivación..... | 5 |
| 1.4 Objetivos..... | 6 |
| Objetivo principal..... | 6 |
| Objetivos específicos..... | 6 |
| 2. ANTECEDENTES..... | 7 |
| 2.1 Norma NCh2369Of.2003 | 7 |
| 2.2 Norma API 650..... | 8 |
| 2.3 Técnicas de modelación de estanques elevados..... | 9 |
| 2.3.1 Sistemas de un grado de libertad..... | 10 |
| 2.3.2 Sistemas de dos grados de libertad..... | 10 |
| 2.3.3 Método de elementos finitos | 11 |
| 2.4 Software utilizado en el análisis..... | 15 |
| 3. METODOLOGÍA..... | 17 |
| 3.1 Diseño de los estanques..... | 17 |
| 3.2 Materiales de construcción..... | 18 |
| 3.3 Análisis sísmico: Caso estático..... | 19 |
| 3.3.1 Estado de cargas para el diseño..... | 19 |
| 3.3.2 Expresiones a utilizar..... | 20 |
| 3.4 Análisis sísmico: Caso dinámico..... | 24 |
| 3.4.1 Estado de cargas..... | 24 |
| 3.4.2 Expresiones a utilizar..... | 25 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.5 | Tablas de parámetros sísmicos..... | 27 |
| 3.6 | Elección de parámetros sísmicos y datos del fluido | 30 |
| 3.7 | Análisis por elementos finitos | 31 |
| 3.7.1 | Mallas de elementos finitos..... | 32 |
| 3.7.2 | Propiedades de los elementos finitos..... | 37 |
| 3.7.3 | Condición de borde..... | 41 |
| 3.7.4 | Aplicación de cargas y supuestos caso estático..... | 42 |
| 3.7.5 | Aplicación de espectros y supuestos caso dinámico..... | 44 |
| 4. | RESULTADOS | 49 |
| 4.1 | General..... | 49 |
| 4.1.1 | Cálculos de la masa convectiva e impulsiva..... | 49 |
| 4.1.2 | Altura de ola modo convectivo..... | 51 |
| 4.2 | Resultados de análisis para los cuatro estanques en estudio | 51 |
| 4.2.1 | Cargas totales caso estático..... | 51 |
| 4.2 | Caso dinámico..... | 54 |
| 4.2.1 | Espectro de diseño | 54 |
| 4.2.2 | Desacoplamiento modal..... | 59 |
| 4.2.3 | Períodos y factores de participación modal | 61 |
| 4.2.4 | Cargas totales caso dinámico..... | 62 |
| 4.3 | Comparación entre métodos | 64 |
| 5. | ANÁLISIS DE RESULTADOS..... | 69 |
| 6. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 73 |
| 6.1 | Conclusiones..... | 73 |
| 6.2 | Recomendaciones | 75 |
| 7. | BIBLIOGRAFÍA | 76 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 3.1: Valor de la aceleración efectiva máxima..... | 27 |
| Tabla 3.2: Definición de los tipos de suelos de fundación para usar en Tabla 3.3. | 28 |
| Tabla 3.3: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo..... | 29 |
| Tabla 3.4: Razones de amortiguamiento..... | 29 |
| Tabla 3.5: Valores máximos del coeficiente sísmico..... | 30 |
| Tabla 3.6: Parámetros sísmicos de los estanques..... | 30 |
| Tabla 3.7: Datos de densidad, masa y volumen paraca cada estanque..... | 31 |
| Tabla 3.8: Espesor de los elementos de placas, Caso1..... | 37 |
| Tabla 3.9: Perfil de los elementos de placa, Caso 1..... | 37 |
| Tabla 3.10: Espesor de los elementos de placas, Caso2. | 37 |
| Tabla 3.11: Perfil de los elementos de placa, Caso 2. | 37 |
| Tabla 3.12: Espesor de los elementos de placas, Caso 3..... | 38 |
| Tabla 3.13: Perfil de los elementos de placa, Caso 3..... | 38 |
| Tabla 3.14: Espesor de los elementos de placas, Caso 4..... | 38 |
| Tabla 3.15: Perfil de los elementos de placa, Caso 4..... | 38 |
| Tabla 4.1: Coeficientes sísmicos..... | 49 |
| Tabla 4.2: Pesos y esfuerzos de corte basal..... | 49 |
| Tabla 4.3: Presiones ingresadas al programa de elementos finitos..... | 52 |
| Tabla 4.4: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 1..... | 52 |
| Tabla 4.5: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 2..... | 52 |
| Tabla 4.6: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 3..... | 52 |
| Tabla 4.7: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 4..... | 53 |
| Tabla 4.8: Corte y momento total entregados por el programa para los cuatro estanques en estudio..... | 53 |
| Tabla 4.9: Períodos naturales para estanque de 4[m], Caso 1..... | 62 |
| Tabla 4.10: Períodos naturales para estanque de 8[m], Caso 2..... | 62 |
| Tabla 4.11: Períodos naturales para estanque de 12[m], Caso 3..... | 62 |
| Tabla 4.12: Períodos naturales para estanque de 24[m], Caso 4..... | 62 |
| Tabla 4.13: Corte basal y Momento total para estanque de 4[m], Caso 1..... | 63 |
| Tabla 4.14: Corte basal y Momento total para estanque de 8[m], Caso 2..... | 63 |
| Tabla 4.15: Corte basal y Momento total para estanque de 12[m], Caso 3..... | 63 |
| Tabla 4.16: Corte basal y Momento total para estanque de 24[m], Caso 4..... | 63 |
| Tabla 4.17: Comparación entre métodos para estanque de 4[m], Caso 1..... | 65 |

| | |
|--|----|
| Tabla 4.18: Comparación entre métodos para estanque de 8[m], Caso 2. | 65 |
| Tabla 4.19: Comparación entre métodos para estanque de 12[m], Caso 3..... | 66 |
| Tabla 4.20: Comparación entre métodos para estanque de 24[m], Caso 4..... | 66 |
| Tabla 4.21: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 4[m], Caso 1. | 67 |
| Tabla 4.22: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 8[m], Caso 2. | 68 |
| Tabla 4.23: Comparación fuerza resultante máxima en columna central para estanque de 12[m], Caso 3..... | 68 |
| Tabla 4.24 Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 12[m], Caso 3..... | 68 |
| Tabla 4.25: Comparación fuerza resultante máxima en columna central para estanque de 24[m], Caso 4..... | 68 |
| Tabla 4.26: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 24[m], Caso 4..... | 68 |
| Tabla 4.27: Comparación fuerza resultante máxima en columna intermedia para estanque de 24[m], Caso 4..... | 68 |
| Tabla 4.28: Comparación fuerza resultante máxima en columna interior para estanque de 24[m], Caso 4..... | 68 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

| | |
|---|----|
| Figura 1.1: Distribución de placas tectónicas..... | 1 |
| Figura 1.2: Zona de subducción y tipos de sismos que ocurren. | 2 |
| Figura 1.3: Últimos sismos ocurridos en Chile. Zonas rojas representan rupturas por terremoto..... | 3 |
| Figura 1.4: Ejemplo del modelo de análisis, sin techo y de razón de aspecto grande..... | 6 |
| Figura 2.1: Modelo de masa concentrada en una base fija..... | 10 |
| Figura 2.2: Modelo mecánico simplificado de Housner (1963) con dos grados de libertad. | 11 |
| Figura 2.3: Herramientas para crear geometría | 15 |
| Figura 2.4 Herramienta para aplicar espectro en respuesta dinámica. | 16 |
| Figura 3.1: Deflexión en estanque apoyado sobre columnas. | 22 |
| Figura 3.2: Modelo de superficie cilíndrica para diseño de estanques..... | 31 |
| Figura 3.3: Selección de parámetros para construcción de superficie cilíndrica..... | 32 |
| Figura 3.4: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 1. | 32 |
| Figura 3.5: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 1. | 33 |
| Figura 3.6: Detalle de la malla de elementos finitos. | 33 |
| Figura 3.7: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 2. | 34 |
| Figura 3.8: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 2. | 34 |
| Figura 3.9: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 3. | 35 |
| Figura 3.10: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 3..... | 35 |
| Figura 3.11: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 4. | 36 |
| Figura 3.12: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 4..... | 36 |
| Figura 3.13: Soporte de la estructura, Caso 1..... | 39 |
| Figura 3.14: Soporte de la estructura, Caso 2..... | 39 |
| Figura 3.15: Soporte de la estructura, Caso 3..... | 40 |
| Figura 3.16: Soporte de la estructura, Caso 4..... | 40 |
| Figura 3.17: Fijación de los nodos de las columnas del estanque. | 41 |
| Figura 3.18: Uso del comando “spec” para unir el nodo de la columna central al fondo del estanque. | 42 |
| Figura 3.19: Aplicación del peso propio de la estructura..... | 42 |
| Figura 3.20: Aplicación de presión hidrostática sobre el manto y cono del estanque..... | 43 |
| Figura 3.21: Cargas aplicadas sobre el modelo estático. | 44 |
| Figura 3.22: Modelo de elementos finitos para método dinámico..... | 45 |
| Figura 3.23: Aplicación de espectro de respuesta horizontal. | 46 |
| Figura 3.24: Aplicación de fuerza puntual en la dirección +X. | 47 |
| Figura 3.25: Ingreso de espesor en elementos de placas..... | 47 |
| Figura 3.26 Cargas y espectro aplicado al modelo dinámico. | 48 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.1: Comparación entre las masas impulsivas y convectivas para los cuatro estanques..... | 50 |
| Figura 4.2: % de error entre cargas teóricas y numéricas..... | 53 |
| Figura 4.3: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 4 [m] de diámetro (Caso 1)..... | 54 |
| Figura 4.4: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 8 [m] de diámetro (Caso 2)..... | 55 |
| Figura 4.5: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 12 [m] de diámetro (Caso 3)..... | 55 |
| Figura 4.6: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 24 [m] de diámetro (Caso 4)..... | 56 |
| Figura 4.7: Espectro híbrido horizontal para estanque de 4 [m] de diámetro (Caso 1)..... | 57 |
| Figura 4.8: Espectro híbrido horizontal para estanque de 8 [m] de diámetro (Caso 2)..... | 57 |
| Figura 4.9: Espectro híbrido horizontal para estanque de 12 [m] de diámetro (Caso 3)... | 58 |
| Figura 4.10: Espectro híbrido horizontal para estanque de 24 [m] de diámetro (Caso 4).. | 58 |
| Figura 4.11: Espectro híbrido de diseño horizontal de los cuatro estanques..... | 59 |
| Figura 4.12 : Comparación del corte basal total para los cuatro tipos de estanques..... | 66 |
| Figura 4.13: Comparación del momento total en el origen ara los cuatro tipos de estanques..... | 67 |

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las ideas introductorias para facilitar la comprensión de los tópicos a abordar. También se explica el contexto en el que se encuentran las motivaciones para el estudio sísmico de este tipo de estanques y los objetivos que se desean cumplir durante el desarrollo del trabajo.

1.1 Sismicidad en Chile

La gran actividad sísmica que afecta al territorio nacional es consecuencia de su ubicación sobre la placa Sudamericana, lugar en el que convergen y generan zonas de subducción las placas de Nazca y Antártica, en tanto que la placa de Scotia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana (ver Figura 1.1). La subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana se produce a una velocidad cercana a los 7-8 cm/año, de norte a sur en la costa chilena, hasta el punto triple en la península de Taitao. Esto genera la compresión entre ambas placas, que se libera cada cierto tiempo en forma de terremotos. Sin embargo, no toda la placa se comprime de igual forma por lo que en cada evento se libera una parte de la placa que subduce. Debido a la alta velocidad de convergencia entre la placa de Nazca y Sudamericana, la sismicidad en esa zona es la más intensa y la que provoca la mayor cantidad de terremotos, contrario a la de Antártica y Scotia que se mueven a razón de 2cm/año y 0,5 cm/año, respectivamente [1].

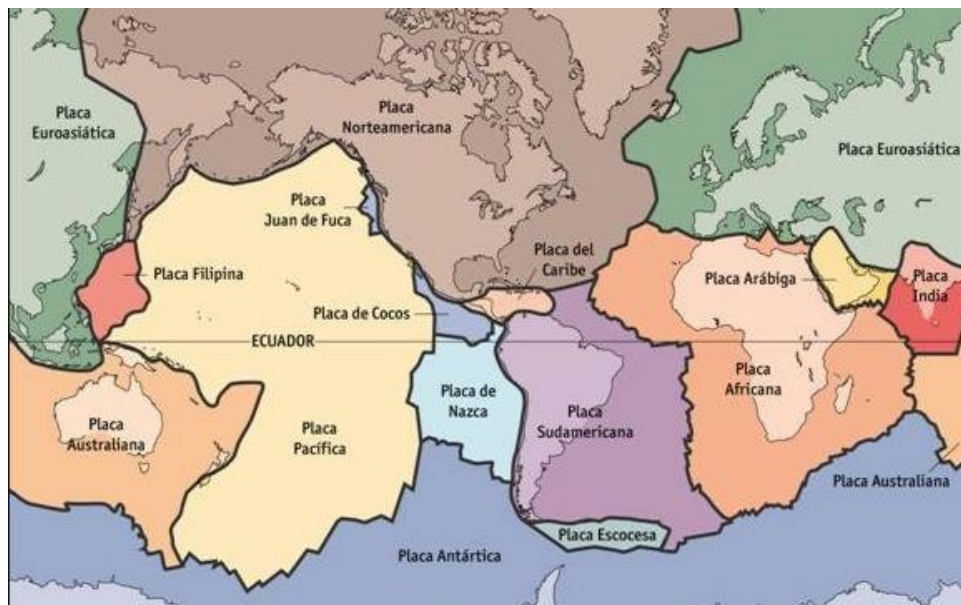


Figura 1.1: Distribución de placas tectónicas (Fuente: [1] CSN).

Una zona de subducción ocurre en bordes de placas convergentes. En el caso de Chile, la placa oceánica de Nazca, más densa que la placa continental de Sudamérica penetra bajo el continente, formando una zona de subducción, en el que ocurren todo tipo de sismos o terremotos tectónicos (Figura 1.2). El primer contacto entre las placa produce un valle profundo, llamado fosa o trincheras (“trench”), que ocurre bajo el océano costa afuera del continente. Existen distintos sismos:



Figura 1.2: Zona de subducción y tipos de sismos que ocurren (Fuente. [1] CSN).

Sismos Interplaca: Ocurren cuando la fuerza neta en la zona interplaca es mayor que la fuerza de roce entre ellas, y si logra haber desplazamiento del fondo oceánico verticalmente, se genera un “tsunami”. Estos son los sismos de mayor magnitud, siendo ejemplos el terremoto de Valdivia de 1960 ($M_w^1=9,5$), y el terremoto del Maule de 2010 ($M_w=8.8$).

Sismos “outer-rise”: Ocurren costa afuera de la fosa oceánica, debido a la deformación en la placa de Nazca al estar acoplado al continente (fuerza de roce mayor que la fuerza neta). Un ejemplo sería el terremoto de 2001 ($M_w=6.7$), frente a las costas de Valparaíso.

Sismos Intraplaca-oceánica. Se generan dentro de la placa oceánica subductada debido al peso de la placa y al fuerte acoplamiento interplaca. Se originan a profundidades mayores a 60 km hasta la máxima profundidad en que la placa siga siendo frágil (~700 km). Ejemplos de estos sismos son los terremotos de Chillan en 1939 ($M_s=8.3$), y Punitaqui en 1997 ($M_w=7.1$).

¹ La escala sismológica de magnitud de momento (M_w) es una escala logarítmica usada para medir y comparar sismos. Está basada en la medición de la energía total que se libera en un terremoto. Fue introducido en 1979 por Thomas C. Hanks y Hiroo Kanamori como la sucesora de la escala de Richter.

Sismos Intraplaca-continental: Ocurren dentro de la placa continental, en la corteza a profundidades menores que 30 km, debido a deformación generada por la convergencia entre las placas y por esfuerzos locales. En general, estos sismos ocurren en torno a la cordillera. Un ejemplo es el terremoto de Las Melosas de 1958 ($M_w=6.3$), en el Cajón del Maipo frente a Santiago y el alzamiento de la cordillera de los Andes.

Debido a que Chile ha sido históricamente afectado por grandes terremotos, afectando considerablemente la economía del país y la calidad de vida de las personas al traer como consecuencia pérdidas de vidas humanas y daños materiales, ha sido necesario que las estructuras y los elementos existentes (estanques, prensas, etc.), no sólo se diseñen para resistir las cargas de servicio, sino también para que sean capaces de soportar los esfuerzos producidos por un sismo.

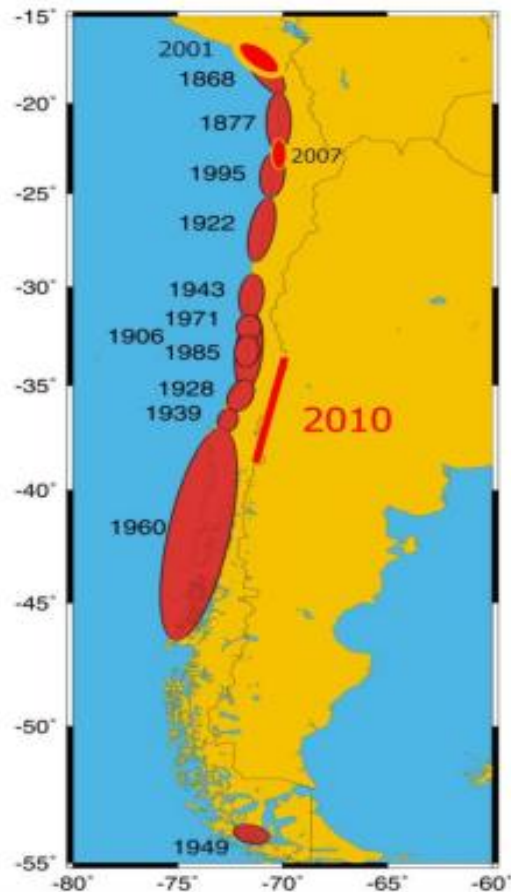


Figura 1.3: Últimos sismos ocurridos en Chile. Zonas rojas representan rupturas por terremoto (Fuente. [1] CSN).

1.2 Contexto actual

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

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

El diseño sismoresistente de las estructuras y de los elementos estructurales se realiza en los diferentes países de acuerdo a un conjunto de disposiciones que reciben el nombre de “normas”, las cuales son redactadas por los profesionales que entienden el tema.

El objetivo fundamental de una norma es estandarizar las metodologías y procedimientos, de modo que todos los usuarios de los productos de las normas dispongan de una garantía que ellos pueden usar de forma confiable. Las normas de diseño sísmico por las que se rige en la actualidad el país, están en un nivel de desarrollo semejante al que ofrecen los países más avanzados en esa materia. Cuentan además con la ventaja de haber sido probadas por sismos severos, como lo ocurrido en Marzo de 1985, y por otros sismos de menor severidad.

La norma que controla el diseño sísmico de las estructuras e instalaciones industriales es la norma NCh2369Of.2003. Esta norma se basa en la experiencia predominantemente chilena que se ha obtenido del comportamiento de las estructuras e equipos industriales durante los sismos destructivos de 1960, y de 1985 en la zona central del país.

La norma NCh2369Of.2003 tiene disposiciones que implican una mayor seguridad sísmica que su par utilizada para edificios. Esto se debe a dos razones principales: La primera es la magnitud de las pérdidas económicas que pueden eventualmente producirse en una industria debido a la interrupción o suspensión del proceso productivo debido a los daños producidos por el sismo en la estructura o en los equipos; la segunda, es el menor costo relativo de la estructura sismorresistente de una obra industrial en comparación con el costo de los equipos que alberga. Entre sus características más relevantes está la zonificación sísmica del país. Esta divide al país en tres zonas, 1, 2 y 3, y se caracteriza por una aceleración de diseño o un coeficiente sísmico, según el método de análisis escogido, el cual depende de la zona sísmica. Este parámetro se modifica según las características del suelo, propiedades dinámicas, ductilidad y sobrerresistencia de la estructura [2]. Una zona sísmica se define como el área geográfica delimitada dentro de una región sísmica, en la cual la amenaza y el riesgo sísmico son similares y los requerimientos para el diseño sismorresistente son iguales.

Teniendo en cuenta que dentro de la norma chilena NCh2369Of.2003 para “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, se hace referencia a las estructuras de almacenamiento de líquidos, en particular para estanques de manto continuo apoyados en el suelo, en los cuales se entrega sólo algunas especificaciones generales para el diseño sísmico, se acepta como norma de diseño de estanques a las normas extranjeras API 650, neozelandesas, entre otras. Sin embargo, para el cálculo de este tipo de estanque se utiliza un método estático y se realiza a estanques apoyados en el suelo, con el uso adicional de normas extranjeras para determinar los datos necesarios para el cálculo de estanques apoyados sobre columnas [2].

1.3 Motivación

Chile es considerado sísmicamente el país más activo del mundo debido a su ubicación en el cinturón de fuego del pacífico. Para prevenir futuros eventos sísmicos, el estudio de las características de los terremotos ocurridos en Chile y sus efectos es muy relevante y se establecen normas de diseño y construcción, las que son modificadas y mejoradas con el estudio de cada nuevo terremoto en el país, para que las infraestructuras respondan satisfactoriamente, maximizando la seguridad y minimizando los costos.

En este contexto, el diseño sísmico de estanques industriales abiertos apoyados sobre columna se desarrolla en base a la norma sísmica NCh2369.Of2003. Sin embargo, dicha norma no presenta una metodología específica para este tipo de estanques. Los estanques industriales abiertos apoyados sobre columnas se diseñan adaptando procedimientos que están especificados para estanques de manto continuo apoyados en el suelo. Por lo tanto, es importante estudiar si el método estático que se utiliza actualmente de acuerdo a la norma, es adecuado para este tipo de estanques, en particular para estanques cuya relación de aspecto (ancho/alto) es grande (Figura 1.4).



Figura 1.4: Ejemplo del modelo de análisis, sin techo y de razón de aspecto grande.

1.4 Objetivos

Objetivo principal

En el presente trabajo, el objetivo principal es verificar si el método estático de cálculo que se utiliza actualmente y que entrega la norma de la API 650 y NCh2369Of.2003 para estanques apoyados en el suelo, es adecuado para ser aplicado en estanques apoyados sobre columnas, sin techo, cuya relación de aspecto es grande ($\text{ancho/alto} \gg 1$), como los espesadores de minería.

Objetivos específicos

- Estudiar los métodos para aproximar la respuesta del fluido.
- Realizar simulaciones en software para los distintos métodos.
- Comparar los métodos a través de los resultados de corte basal y reacciones, con el fin de validar el cálculo usado para este tipo de estanques.

2. ANTECEDENTES

2.1 Norma NCh2369Of.2003

La norma Chilena NCh2369Of.2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” [2], es la norma que se utiliza para el diseño sísmico en Chile, demostrando ser adecuada en las estructuras diseñadas durante los eventos sísmicos pasados (probada para sismos severos como el ocurrido en 1985 o 1960). En efecto, las normas de diseño sísmico por las que se rige en la actualidad están en un nivel de desarrollo semejante al que ofrecen los países más avanzados en esta materia.

Esta norma establece los requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, ya sea livianas o pesadas. Se aplica, tanto a las estructuras propiamente tales, como a los sistemas de ductos y cañerías y a los equipos de proceso, mecánicos y eléctricos y anclajes. Además, se aplica a estructuras de bodega y construcciones con columna en voladizo.

Una de las características principales de la NCh2369Of.2003 es la mayor seguridad sísmica que implican sus disposiciones. Esto se debe a dos razones principales. La primera es la magnitud de las pérdidas económicas que pueden eventualmente producirse en una industria debido a la interrupción o suspensión del proceso productivo; la segunda es el menor costo relativo de la estructura sismorresistente de una obra industrial en comparación con el costo de los equipos que alberga. Es interesante hacer notar que por ahora no se encuentran en el mundo normas sísmicas como ésta, de tipo general, que se refieran específicamente a las instalaciones industriales.

La norma señala que el diseño sismoresistente se asocia al tipo de estructura a diseñar. Es importante considerar la ubicación, pues el territorio nacional se divide en zonas sísmicas y se caracteriza por una aceleración de diseño o un coeficiente sísmico, según el método de análisis escogido, el cual depende de la zona sísmica. Este parámetro se modifica según las características del suelo, propiedades dinámicas, de ductilidad y sobrerresistencia de la estructura.

Entre los requisitos de diseño para estanques verticales apoyados en el suelo, la cláusula 11.8 da a conocer los estándares a aplicar en estanques cilíndricos o rectangulares simétricos respecto al eje vertical apoyados directamente sobre el suelo. Éstos deben ser fabricados de acero u hormigón armado y pueden contener cualquier tipo de líquido. El modelo de análisis debe considerar tanto la respuesta horizontal impulsiva, en la cual una porción del contenido

vibra al unísono con la estructura, como la respuesta horizontal convectiva asociada al oleaje en la superficie libre. Para efectos de cálculos de los períodos y masas en los modos impulsivo, convectivo se puede suponer que el estanque es infinitamente rígido y se acepta el uso de normas o recomendaciones de diseño de estanques extranjeras como la API 650 “Welded Steel Tanks for Oil Storage” o la norma Neozelandesa, entre otras. En el diseño de cada estanque se debe utilizar sólo una de las normas extranjeras, evitando mezclar disposiciones de normas diferentes.

2.2 Norma API 650

La norma API 650 “Welded Steel Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute” [3], establece los requisitos mínimos para el diseño de los estanques de almacenamiento de acero soldado en terreno sísmico. Se refiere al material, diseño, fabricación, y demás requisitos necesarios que deben cumplir antes de colocarse en funcionamiento los estanques de almacenamiento de acero, ya sean, verticales o cilíndricos. El objetivo es la protección de la vida y la prevención de un colapso catastrófico del estanque, lo que no implica que no existan daños en el estanque y en componentes relacionados durante un evento sísmico.

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

La norma posee 17 apéndices, que se designan por letra, en los cuales se entregan diferentes recomendaciones que debe considerar el diseñador a la hora de definir la estructura final. El apéndice E del código API se ocupa del diseño sísmico de los estanques de almacenamiento sísmico. Se basa en el método de diseño por tensiones admisibles (ASD) con específicas combinaciones de carga. Los métodos utilizan un análisis de fuerza lateral equivalente que se aplica a un modelo matemático lineal del estanque sobre la base de una pared rígida. Los requisitos del movimiento de tierra derivan de la ASCE 7, la cual se basa en el máximo movimiento de suelo considerado en un terremoto debido a un evento con un 2% de probabilidad de excedencia dentro de un período de 50 años

Los procedimientos de diseño pseudo-dinámico contenidas en este apéndice se basan en métodos de análisis de los espectros de respuesta considerando su contenido-impulsivo y convectivo. El análisis dinámico no se encuentra dentro del alcance de este apéndice. Se determinan tanto la fuerza sísmica lateral equivalente y el momento de vuelco aplicado a la carcasa como resultado de la respuesta de las masas al movimiento lateral. Los procedimientos de diseño se basan en un espectro de respuesta amortiguada de 5% para el modo impulsivo y 0,5% de amortiguamiento para el modo convectivo, con ajustes para las características del suelo específicas del lugar.

Sin embargo, el apéndice E se utiliza en la metodología para los cálculos y ubicación de las masas convectiva e impulsiva, sin necesidad de ocupar la metodología de diseño basado en espectros de respuesta con amortiguamiento predeterminado ni el análisis de fuerza lateral equivalente.

2.3 Técnicas de modelación de estanques elevados

La Ecuación (2.1) general de movimiento para un sistema sometido a una excitación por terremoto, se escribe:

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = F(t) \quad (2.1)$$

Donde:

M: Matriz de masa [Kg].

C: Matriz de amortiguamiento.

K: Matriz de rigidez [N/m].

F(t): Excitación sísmica dependiente del tiempo [N]

\ddot{x} : Aceleración [m/s²].

\dot{x} : Velocidad [m/s].

x: Desplazamiento [m].

Los modelos estructurales de estanques elevados se idealizan con un prototipo y se simulan las características de respuesta de los sistemas. Usualmente, se utilizan tres niveles de modelación para el análisis de respuesta al terremoto. Estos se resumen a continuación, en orden ascendente de complejidad y precisión [4].

2.3.1 Sistemas de un grado de libertad

Se sugiere que los estanques pueden ser analizados como un sistema SDOF (Single degree of freedom system) cuando la carga de líquido es 80% o más de la carga total, es decir, cuando no se produce el fenómeno de ola por estar lleno el estanque acorde a su capacidad (Figura 2.1). La masa concentrada se mueve rígidamente junto con la estructura del estanque provocando una sola fuerza estática [5].

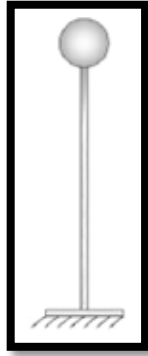


Figura 2.1: Modelo de masa concentrada en una base fija

2.3.2 Sistemas de dos grados de libertad.

La mayor parte de los estanques elevados no están completamente llenos con líquido. Este hecho hace que el comportamiento sísmico de estanques elevados sometidos a sismos sea caracterizado por dos modos predominantes de vibración. El primer modo se relaciona con la masa que se mueve rígidamente junto con la estructura del estanque y se le conoce como masa impulsiva (m_i) y el otro modo corresponde al movimiento del líquido producto de la ola, y recibe el nombre de masa convectiva (m_c).

Lo anterior, se basa en el modelo de Housner, cuya primera metodología se desarrolla en 1954. En ésta, se solucionan una gran variedad de problemas aplicando ecuaciones que simplifican el análisis de las diferentes formas de estanques. En efecto, en una primera instancia se representa la interacción líquido-estanque y define que una parte del agua se mueve al unísono con el estanque y se le conoce como masa impulsiva. La masa restante de agua llamada masa convectiva se divide en una serie de porciones que se mueven en forma separada al estanque.

La modelación se realiza considerando que las paredes del estanque son infinitamente rígidas, la superficie del líquido se puede describir como una membrana que solo permite pequeñas deformaciones, y por último no se considera que el estanque se pueda levantar de su fundación. G. W. Housner llega a esta modelación por medio del estudio realizado para estanques cilíndricos verticales. En este estudio determina las presiones ejercidas en el

estanque por el líquido, el cual es movido por un sismo. Una vez determinada las presiones de las componentes convectiva e impulsiva se obtienen tanto las masas asociadas a cada componente como las alturas representativas donde son aplicadas.

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

La componente impulsiva corresponde al movimiento del líquido que se mueve en forma solidaria al estanque, y la componente convectiva corresponde al primer modo de vibrar de la masa de líquido de la parte superior que se mueve en desfase al movimiento del estanque. Estos estudios realizados por el profesor Housner son la base utilizada hoy en día en la gran mayoría de las normas y recomendaciones de diseño sísmico de estanques de acero alrededor del mundo.

La Figura 2.2 muestra el modelo simplificado de Housner de dos grados de libertad. Este modelo será considerado en el análisis dinámico.

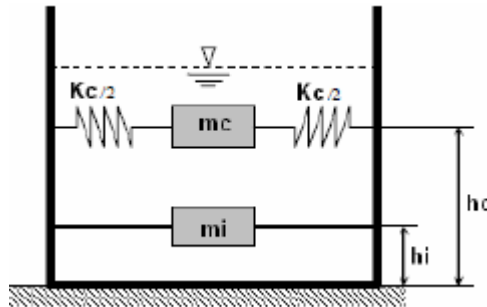


Figura 2.2: Modelo mecánico simplificado de Housner (1963) con dos grados de libertad.

2.3.3 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos es usualmente usado para simular geometrías complejas, irregulares o con cargas no uniformes como sucede en los estanques elevados de agua. El modelo es usualmente construido usando elementos finitos en tres dimensiones (3D) permitiendo obtener una solución numérica aproximada sobre la estructura, en el que están

definidas ecuaciones diferenciales que caracterizan el comportamiento físico del problema dividiéndolo en un número elevado de subdominios no-intersectantes entre sí. El conjunto de elementos finitos forma una partición del dominio también denominada discretización. Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Para el caso de un modelo sísmico 3D la entrada incluye tres componentes ortogonales de excitación sísmica, dos horizontales y la vertical. Estas excitaciones sísmicas se pueden aplicar a lo largo de los ejes principales de la estructura.

La interacción dinámica con el suelo introduce flexibilidad en la base del modelo del estanque y podría proporcionar mecanismos de amortiguación adicional a través de material. El estanque también interactúa con el agua retenida a través de presiones hidrodinámicas en la interfase agua-estructura.

La respuesta de todo el sistema que incluye suelo, cimentación y estanque en caso del método directo de análisis dinámico se utiliza bajo severa excitación sísmica, por lo que la amortiguación se debe seleccionar consistente con el nivel esperado de la deformación y el grado de comportamiento no lineal.

2.3.3.1 Superposición modal

Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales, pues luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden, así, el método permite desacoplar el sistema considerando que la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices de rigidez y de masas.

Es importante saber que con el método se puede encontrar la respuesta en el tiempo paso a paso (aceleración tiempo-historia) trabajando con acelerógrafos o la respuesta máxima trabajando con espectros. Ambos, son métodos de análisis sísmicos empleados para estanques elevados, sin embargo, hay que tomar en cuenta que a medida que aumenta el orden de las frecuencias, los errores que éstas contienen son mayores, con lo que las correspondientes a los primeros modos de vibración son también las más exactas. Lo importante es que se deben considerar suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis sea igual o superior al 90% de la masa total.

El sistema definido en la Ecuación (2.1) es un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, en virtud de que las matrices de rigidez y amortiguamiento no son por lo general diagonales, por lo que se dificulta la solución matemática.

El método de superposición modal permite desacoplar el sistema de ecuaciones diferenciales, para ello se trabaja con la matriz modal Φ , donde la primera columna es el primer modo de vibración, la segunda columna es el segundo modo y así sucesivamente hasta el último modo de vibración (Falconí).

$$\Phi = [\phi^{(1)} \quad \phi^{(2)} \quad \phi^{(3)} \quad \dots \quad \dots \quad \phi^{(n)}] \quad (2.2)$$

Aprovechando las propiedades ortogonales de los modos propios, se puede definir la transformación (Dinámica Estructural, 2013):

$$x(t) = \Phi y(t) \quad (2.3)$$

Al reemplazar la Ecuación (2.3) en la (2.1) se obtiene:

$$\Phi^T M \Phi \ddot{y} + \Phi^T C \Phi \dot{y} + \Phi^T K \Phi y = \Phi^T F(t) \quad (2.4)$$

Las matrices $\Phi^T M \Phi$, $\Phi^T C \Phi$ y $\Phi^T K \Phi$ son matrices diagonales de masa, amortiguación y rigidez respectivamente, por lo que el sistema de Ecuaciones (2.4) es un sistema de ecuaciones desacoplado. En consecuencia se tienen n ecuaciones individuales de la forma:

$$m_i \ddot{y}_i + c_i \dot{y}_i + k_i y_i = r_i \quad i= 1,2,3,\dots,n \quad (2.5)$$

La Ecuación (2.5) es similar al problema correspondiente a un modelo de un solo grado de libertad, cuya Ecuación se traduce a:

$$\ddot{y}_i + 2\xi\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\Phi^T F(t)}{\Phi^T M \Phi} \quad (2.6)$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \quad (2.7)$$

Donde ω_i es la frecuencia propia asociada a la forma modal Φ_i , ξ es el amortiguamiento del sistema, m_i y k_i es la masa y rigidez de la ecuación i . La solución para cada una de las ecuaciones se puede obtener utilizando los algoritmos de integración directa, métodos numéricos, utilizando espectros sísmicos de respuestas, etc.

Una vez calculada la solución para cada una de las ecuaciones, la solución general se obtiene al superponer las soluciones modales:

$$x(t) = \sum_{i=1}^n \Phi_i y_i(t) \quad (2.8)$$

Como recordatorio es importante saber que los modos naturales de vibración se obtienen de las vibraciones libres no amortiguadas, al resolver (Alex H. Barbat, 1994):

$$M\ddot{x} + K\dot{x} = 0 \quad (2.9)$$

donde se supone una solución de la forma:

$$x(t) = Ae^{i\omega t} \quad (2.10)$$

Al introducir el valor de $x(t)$ en la ecuación de vibraciones libres no amortiguadas, se obtiene un problema de autovalores generalizado:

$$(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \quad (2.11)$$

Para que este problema tenga solución distinta a la trivial, lo cual significa que el sistema vibre, se debe cumplir que:

$$\det(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \quad (2.12)$$

Para resolver este determinante se utilizan procedimientos analíticos y numéricos, además del uso de software que resuelven el problema de autovalores propios y que en el caso de este trabajo, lo brindará el programa.

2.4 Software utilizado en el análisis

STAAD.Pro es un programa de análisis y diseño estructural con aplicaciones principalmente en el sector de la construcción - edificios comerciales, puentes, estructuras industriales, estructuras para plantas químicas, presas, muros de contención, cimentaciones de turbinas, alcantarillas y otras estructuras incrustadas, etc. Proporciona un entorno gráfico de diseño que es compatible con más de 70 códigos internacionales y más de 20 códigos de Estados Unidos en 7 idiomas.

El programa consta de los siguientes medios para esta tarea:

1. Herramientas para creación del modelo gráfico, así como editor de texto basado en comandos para crear el modelo matemático. Los elementos de viga y columna están representados mediante líneas. Elementos tipo placa están representadas mediante elementos finitos triangulares y rectangulares. Bloques sólidos están representados utilizando elementos de ladrillo. Estas herramientas permiten crear la geometría, asignar propiedades, orientar secciones transversales, especificar apoyo, asignar materiales como acero, hormigón, madera, aluminio, etc.

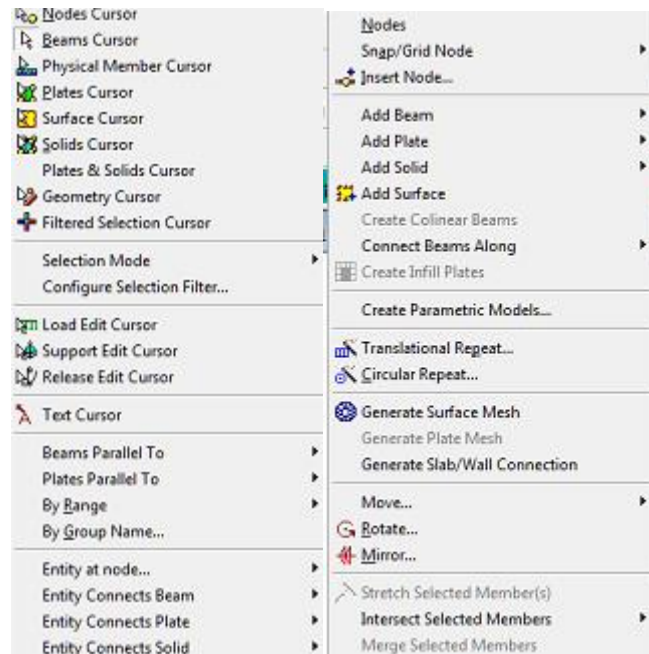


Figura 2.3: Herramientas para crear geometría

2. Herramientas para llevar a cabo análisis elástico lineal y no lineal de elementos finitos, extracción de frecuencia y respuesta dinámica (espectro, historia del tiempo, estado regular, etc.).

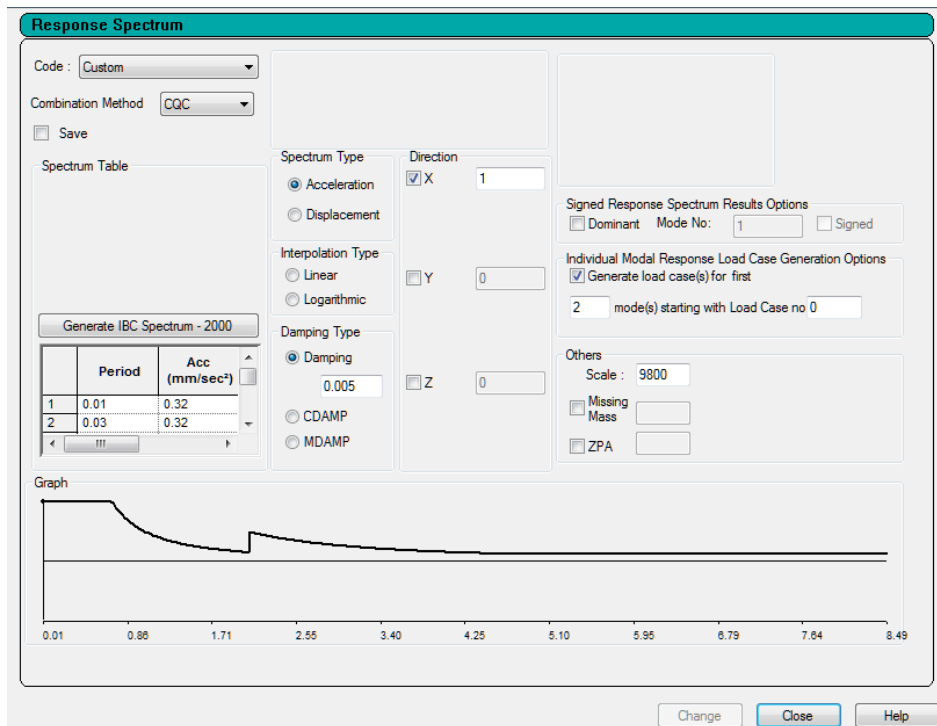


Figura 2.4 Herramienta para aplicar espectro en respuesta dinámica.

3. Herramientas de diseño para la comprobación de código y optimización de los elementos de acero, aluminio y madera. Cálculos de refuerzo para vigas de hormigón, columnas, losas, muros de cortante, etc
4. Herramientas de generación de resultado e informe para examinar diagramas de desplazamiento, momento de flexión, de fuerza cortante, momento cortante de viga, placa y sólidos, etc
5. Herramientas para actividades de importación y exportación de datos desde y hacia otros formatos ampliamente aceptados, enlaces con otros programas populares para las áreas de nicho como el diseño de losas con hormigón armado, diseño de cimentaciones, diseño de conexión de acero, etc..
6. Una biblioteca de funciones expuestas llamada OpenSTAAD que le permite acceder a funciones internas y rutinas de STAAD.Pro, así como sus comandos gráficos para acceder a la base de datos de STAAD y vincular datos de entrada y salida a software de terceros escrito utilizando lenguajes como C, C++, VB, VBA, FORTRAN, Java, Delphi, etc.. Por lo tanto, puede utilizarse OpenSTAAD para enlazar aplicaciones internas o de terceros con STAAD.Pro.

3. METODOLOGÍA

Se analizan dos casos; el método estático y el dinámico, para los cuales se modelan cuatro diseños de estanques en el programa computacional STAAD.Pro® V8i, cuyos anchos son mucho mayores al alto, como ocurre en los espesadores de minería.

En este estudio, los casos de cargas son definidos de acuerdo a la norma Chilena NCh2369.Of2003. En tanto, la carga sísmica se determina a partir de la norma Chilena NCh2369.Of2003 y de la norma API 650.

3.1 Diseño de los estanques

Se diseñan cuatro tipos de estanques con razones de aspecto distintas, pero manteniendo una altura constante para los cuatro casos. A continuación se muestra la lista de las dimensiones generales de los estanques.

Caso 1: Estanque $H/D=0,75$ ($H=3$ metros / $D=4$ metros).

| | | |
|-------------------------------------|---|-------|
| Diámetro | : | 4 m |
| Altura del manto | : | 3 m |
| Número de columnas | : | 4 |
| Máximo diámetro del cono inferior: | | 4 m |
| Mínimo diámetro del cono inferior : | | 40 cm |
| Número de vigas radiales | : | 0 |
| Ángulo del cono | : | 6° |
| Altura total del estanque | : | 4.5 m |
| Anillo de columnas | : | 1 |

Caso 2: Estanque $H/D=0,375$ ($H=3$ metros / $D=8$ metros).

| | | |
|-------------------------------------|---|-------|
| Diámetro | : | 8 m |
| Altura del manto | : | 3 m |
| Número de columnas | : | 6 |
| Máximo diámetro del cono inferior: | | 8 m |
| Mínimo diámetro del cono inferior : | | 80 cm |
| Número de vigas radiales | : | 0 |
| Ángulo del cono | : | 6° |
| Altura total del estanque | : | 4.5 m |
| Anillo de columnas | : | 1 |

Caso 3: Estanque $H/D=0,25$ ($H=3$ metros / $D=12$ metros).

| | | |
|-------------------------------------|---|-----------|
| Diámetro | : | 12 m |
| Altura del manto | : | 3 m |
| Número de columnas | : | 8 |
| Máximo diámetro del cono inferior: | | 12 m |
| Mínimo diámetro del cono inferior : | | 120 cm |
| Número de vigas radiales | : | 8 |
| Ángulo del cono | : | 6° |
| Altura total del estanque | : | 4.5 m |
| Anillo de columnas | : | 1 |

Caso 4: Estanque $H/D=0,125$ ($H=3$ metros / $D=24$ metros)

| | | |
|-------------------------------------|---|-----------|
| Diámetro | : | 24 m |
| Altura del manto | : | 3 m |
| Número de columnas | : | 49 |
| Máximo diámetro del cono inferior: | | 12 m |
| Mínimo diámetro del cono inferior : | | 120 cm |
| Número de vigas radiales | : | 16 |
| Ángulo del cono | : | 6° |
| Altura total del estanque | : | 4.5 m |
| Anillo de columnas | : | 3 |

3.2 Materiales de construcción

ASTM A36 fue el acero usado para el diseño de la pared del estanque, suelo del estanque, vigas radiales y columnas.

Secciones de acero estructural Chilena, Europea o Americana fueron consideradas para el soporte de columnas, arriostramientos, orillas y vigas radiales.

3.3 Análisis sísmico: Caso estático

3.3.1 Estado de cargas para el diseño

En este estudio se consideran los cinco estados de cargas de diseño, con la descripción que se indica a continuación:

DT: Peso propio del estanque y estructura. Es calculado automáticamente por el programa en base a la aceleración de gravedad aplicada a un acero de densidad $7833,413 \text{ kg/m}^3$.

F1: Fuerza debida a la masa del fluido contenido en el estanque. Se introduce en el modelo como presión hidrostática por todo el interior del estanque.

EX_DT: Fuerza sísmica horizontal en dirección +X debida al peso del estanque y estructura de soporte. Se considera como masa impulsiva, la cual es calculada de acuerdo a la norma Chilena NCh2369.Of2003, Sección 5.3.3.

EX_F1: Fuerza sísmica horizontal en dirección +X debida al peso del fluido contenido en el estanque. La fuerza sísmica del líquido contenido está formada por una fuerza convectiva y una fuerza impulsiva. El primer modo de chapoteo (sloshing) es calculado de acuerdo al procedimiento dado en la norma ASCE/SEI 7-05 o API 650 (ambas son equivalentes), lo que conlleva a la masa convectiva y la masa impulsiva (la masa que se mueve al unísono con la masa del estanque). La masa convectiva es considerada en el cálculo de la fuerza convectiva de acuerdo a la norma Chilena NCh2369.Of2003, Sección 5.3.3, utilizando T^* como el primer modo de chapoteo y $\xi = 0,005$. Finalmente, la masa impulsiva es considerada en el cálculo de la fuerza impulsiva de acuerdo a la norma Chilena NCh2369.Of2003, Sección 5.3.3, utilizando T^* como el primer modo de vibración del estanque en estado de operación y $\xi = 0,02$. Sin embargo, el coeficiente sísmico horizontal máximo dado por norma es el usualmente empleado.

EX_S: Fuerza horizontal en dirección +X debido al peso del contenido de sólido en el suelo del cono. Se considera como fuerza sísmica impulsiva, la cual es calculada de acuerdo a la norma Chilena NCh2369.Of2003, Sección 5.3.3.

3.3.2 Expresiones a utilizar

Esfuerzo de corte basal

El esfuerzo de corte basal horizontal se calcula acorde a la Norma NCh2369 Of.2003, sección 5.3.2 con la siguiente expresión [2]:

$$Q_0 = CIP \quad (3.1)$$

Donde:

Q_0 : Esfuerzo de corte en la base [N].

C: Coeficiente sísmico (definido en la Ecuación (3.2)).

I: Coeficiente de importancia, acorde a la categoría:

- C1 para I= 1,20 (obras críticas por ser vitales o peligrosas o esenciales).
- C2 para I= 1,00 (obras normales que no ponen en peligro a C1 y susceptibles de reparación rápida).
- C3 para I= 0,80(Obras y equipos menores, que no ponen en peligro a categorías C1 y C2).

P: Peso total del edificio sobre el nivel basal, en que se considera que las sobrecargas para el cálculo de las fuerzas de inercia horizontales se pueden reducir acorde a su probabilidad de ocurrencia. Para estos efectos se debe considerar como nivel basal el plano que separa la fundación de la estructura [N].

Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico se determina de la Norma NCh2369 Of.2003 [2], sección 5.3.3 con la expresión:

$$C = \frac{2,75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (3.2)$$

Donde:

A_0 : Aceleración efectiva definida en la Tabla 3.1, según la zonificación sísmica establecida en la norma Chilena NCh2369Of.2003.

T' , n: Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan en la Tabla 3.2 y Tabla 3.3, mostradas en la Sección 3.5.

T^* : Período fundamental de vibración en la dirección de análisis [s].

R: Factor de modificación de la respuesta.

ξ : Razón de amortiguamiento establecida en Tabla 3.4. (Ver Sección 3.5).

Nota: El valor de C (coeficiente sísmico) no necesita ser mayor que le indicado en la Tabla 3.5. (Ver Sección 3.5)

En ningún caso el valor de C será menor que $0,25 A_0 /g$. Además, el coeficiente sísmico del modo convectivo para la acción sísmica horizontal no debe ser menor a $0,1 A_0/g$.

Es importante establecer que es el factor de modificación de respuesta, R , pues juega un papel importante en el diseño de estructuras en la mayoría de los códigos de diseño de diversos países. Dado que resulta antieconómico que una estructura se comporte dentro de su rango elástico ante una excitación sísmica, el factor de modificación de respuesta tiene como función reducir las fuerzas sísmicas hasta llevarlas a un nivel de fuerzas de diseño, ya que imita la respuesta no lineal del estanque, tomando en cuenta la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura, además de su ductilidad y sobre-resistencia.

Muchas investigaciones fueron desarrolladas con el fin de evaluar, de manera más real, el valor de R , estableciéndolo en general como el producto de tres factores constituyentes acorde a la API 650 [3] :

$$R = R_\mu R_\beta R_\Omega \quad (3.3)$$

En la Ecuación (3.3), R_μ es un factor de ductilidad, R_β es un factor de amortiguamiento y R_Ω es un factor de sobrerresistencia.

La reducción de la ductilidad representa la reducción de la fuerza asociada con una respuesta más flexible. La reducción de amortiguación da cuenta de la reducción de la fuerza asociada con el incremento de la amortiguación del sistema. La reducción en resistencia representa el hecho de que la fuerza real es mayor que la calculada.

Existe una diferencia entre el factor de modificación de respuesta convectivo e impulsivo, ya que la respuesta convectiva es generalmente tan flexible (periodo de entre 2 y 10 segundos) que cualquier aumento de la flexibilidad debido a la no-linealidad tiene una influencia insignificante sobre el período y amortiguación de la respuesta convectiva. Por tanto, no se justifica aplicar la reducción de ductilidad y amortiguación a la respuesta convectiva, sin embargo, la reducción de la sobrerresistencia si puede aplicarse. En ausencia de datos, la API Standard 650, “Welded Steel Tanks for Oil Storage” [3], luego de una investigación, propuso una reducción de para fuerzas convectivas $R_c = 2$.

Período impulsivo (unidades del SI)

El periodo impulsivo debido al movimiento del líquido en forma solidaria al estanque se define mediante la Ecuación (3.4).

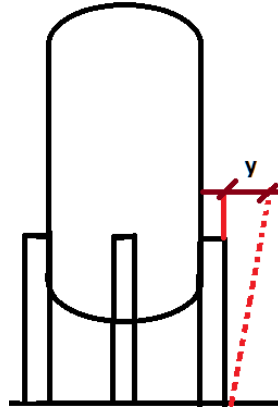


Figura 3.1: Deflexión en estanque apoyado sobre columnas.

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{y}{g}} \quad (3.4)$$

Donde:

y : Deflexión [m].

g : Aceleración de gravedad [m/s^2].

T_I : Período impulsivo [s].

La deflexión de cada estructura será obtenida mediante el programa STAAD.Pro, al cual se le aplicará el peso propio de la estructura del estanque dada por la función selfweight (-1 en dirección Y) además de la presión que ejerce tanto la masa del fluido en el manto del estanque como en el cono en la dirección global +X que se aplica como pressure on full plate en el manto del estanque.

Período convectivo (unidades del S.I)

La API 650, Welded Steel Tanks for Oil Storage, cláusula E.4.5.2 [3], señala que el periodo del primer modo de chapoteo o de vibración de la masa de líquido que se mueve en desfase al movimiento del estanque, se calculará mediante:

$$T_c = 1.8K_S\sqrt{D} \quad (3.5)$$

$$K_S = \frac{0,578}{\sqrt{\tan\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} \quad (3.6)$$

Donde:

D: Diámetro nominal del estanque [m].

H: Nivel máximo de diseño [m].

T_c : Período del primer modo de chapoteo [s].

K_S : Coeficiente período chapoteo.

Peso sísmico efectivo impulsivo y convectivo

Mediante la API 650, Welded Steel Tanks for Oil Storage [3], se calcula el peso sísmico impulsivo y convectivo, y la altura representativa a la que actúan.

El peso efectivo impulsivo se calcula mediante cláusula E.6.1.1:

$$W_i = \frac{\tanh(0,866 \frac{D}{H})}{0,866 \frac{D}{H}} W_p \cdot g \quad (3.7)$$

La Ecuación (3.7) es válida cuando D/H es mayor o igual a 1.333, sino se utiliza la siguiente Ecuación:

$$W_i = \left[1.0 - 0,218 \frac{D}{H} \right] W_p \cdot g \quad (3.8)$$

El peso efectivo convectivo se calcula:

$$W_c = 0,23 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right) W_p \cdot g \quad (3.9)$$

Donde:

W_p : Masa del fluido en el manto del estanque [Kg].

W_i : Peso efectivo impulsivo [N].

W_c : Peso efectivo convectivo [N].

Las alturas de la parte inferior del manto del estanque hasta el centro de la acción de las fuerzas sísmicas laterales aplicadas a W_i y W_c se obtienen de la cláusula E.6.1.2.1 [3]:

Cuando D/H es mayor o igual a 1.333, la altura X_i se determina mediante la siguiente expresión:

$$X_i = 0,375H \quad (3.10)$$

Cuando D/H es menor a 1.333, la altura se calcula mediante:

$$X_i = \left[0,5 - 0,094 \frac{D}{H} \right] H \quad (3.11)$$

La altura X_c es determinada por a Ecuación:

$$X_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad (3.12)$$

Donde:

X_i : Altura hasta el centro de acción sísmica impulsiva [m].

X_c : Altura hasta el centro de acción sísmica convectiva [m].

3.4 Análisis sísmico: Caso dinámico

3.4.1 Estado de cargas

En este estudio se analizan los estados de carga que se consideran a continuación:

DT: Peso propio del estanque y estructura. Es calculado automáticamente por el programa en base a la aceleración de gravedad aplicada a un acero de densidad 7833,43 kg/m³.

F1: Fuerza debida a la masa del fluido contenido en el estanque. Se introduce en el modelo como presión hidrostática por todo el interior del estanque.

ESPECTRO X: Está compuesto por un espectro híbrido de respuesta en la dirección +X, que considera tanto el espectro sísmico impulsivo como convectivo, en que el cambio de un espectro a otro se produce al alcanzar el primer período de chapoteo. Los espectros se calculan según la norma Chilena NCh2369.Of2003, Sección 5.4.2. Para el modo impulsivo se considera $\xi = 0,02$ y $R = 4$ y para el convectivo $\xi = 0,005$ y $R = 2$.

Además existe una fuerza horizontal en dirección +X debido al sismo que afecta al estanque y la estructura de soporte. Es calculado automáticamente por el programa en base a la aceleración de gravedad aplicada a un acero de densidad 7833,43 kg/m³.

Por último se incluye una fuerza puntual horizontal en dirección +X para representar la masa convectiva actuando a una altura X_c (Ecuación (3.12)) del estanque. Esta masa, representada mediante una fuerza por el programa está sujeta por cuatro barras con cierta rigidez.

Peso sísmico impulsivo: La carga sísmica horizontal impulsiva se incluye al aumentar el grosor de las placas que están a la altura X_i (Ecuación (3.10)) donde actúa la fuerza distribuyéndola en un anillo alrededor del manto del estanque para que represente de esta forma la teoría general del análisis realizado por el profesor Housner en 1963, en donde se señala que la masa impulsiva se mueve en forma solidaria a la estructura del estanque. El aumento de grosor se realiza dividiendo el peso del contenido de líquido efectivo impulsivo por la densidad del acero y el área lateral de las placas del manto que forman un anillo alrededor de X_i .

Contenido de sólido en fondo del estanque: La carga sísmica horizontal del sólido contenido en el fondo del estanque se considera al aumentar el grosor de las placas que representan el cono o fondo del estanque. El aumento del grosor se realiza dividiendo la masa total del contenido de sólido en el fondo por la densidad del material (acero) y su área lateral.

3.4.2 Expresiones a utilizar

Espectro de diseño

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño según la Ecuación que brinda la NCh2369Of.2003, Sección 5.4.2 [2]:

$$S_a = \frac{2,75A_0I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (3.13)$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral [m/s²].

T: Período de vibración del modo considerado [s].

Nota: No obstante el valor de S_a no debe ser mayor que $IC_{máx} \alpha g$, cuyo valor de $C_{máx}$ se determina en la Tabla 3.5.

Además, la aceleración espectral de diseño del modo convectivo para la acción sísmica horizontal no debe ser menor a $0,1 A_0/g$.

Número de modos

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.

Superposición modal

Los esfuerzos y deformaciones sísmicas se deben calcular superponiendo los valores máximos modales por el método de **Superposición Cuadrática Completa** según la sección 5.4.4 de la Norma Chilena NCh2369Of. 2003 [2], de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j} \quad (3.14)$$

$$C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1,5}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (3.15)$$

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad (3.16)$$

Donde:

S : Combinación modal [m/s²].

$S_i S_j$: Valores máximos de las contribuciones de los modos i y j .

C_{ij} : Coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j .

ξ : Razón de amortiguamiento determinada en Tabla 3.4. (Ver Sección 3.5)

T_i, T_j : Períodos de los modos i y j [s].

Rigidez del resorte de la masa convectiva

La rigidez del resorte de la masa convectiva puede determinarse mediante el enfoque de Housner [4] con la siguiente Ecuación:

$$K_c = m_c \frac{g}{R} 1,84 \tanh\left(\frac{1,84H}{R}\right) \quad (3.17)$$

$$K_c = \frac{EA}{L} \quad (3.18)$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (3.19)$$

Donde:

m_c : Masa convectiva [Kg].

R : Radio nominal del estanque [m].

H : Altura del agua contenida en el estanque [m].

E : Módulo de Young [N/m²].

d : Diámetro del resorte [m].

L : Largo del resorte [m].

La expresión de la Ecuación (3.17) corresponde a la rigidez total. En el caso del análisis se modela la masa convectiva como una fuerza puntual que actúa a una altura representativa X_c dado por la Ecuación (3.12) y que será soportada por cuatro resortes. Adicionalmente, para calcular el diámetro que tiene el resorte, se considera como una barra que está sometido a compresión o tracción, cuya rigidez se calcula con la Ecuación (3.18).

Altura ola convectiva

La aceleración sísmica horizontal provoca que en ocasiones el contenido de líquido se derrame producto del oleaje de la masa superior del líquido

Para calcular la ola máxima o desplazamiento máximo vertical que se produce por el movimiento de la masa convectiva del líquido se recurre al ACI350.3-01 [11] debido a que en la norma estudiada para estanques de acero API 650 no se hace referencia a este tema, por lo tanto la analogía que determinada por la siguiente ecuación:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{D}{2} \cdot Z \cdot S \cdot I \cdot C_c \quad (3.20)$$

Donde:

$d_{m\acute{a}x}$: Altura máxima de la ola convectiva [m].

Z: Factor de zona sísmica, equivalente a A_o/g , Tabla 3.1.(Ver Sección 3.5).

S: Coeficiente de amplificación del suelo (Ver Sección 3.5).

I: Coeficiente de importancia.

C_c : Coeficiente lateral convectivo, Tabla 3.2. (Ver Sección 3.5).

3.5 Tablas de parámetros sísmicos

A continuación se muestran las Tablas de aceleración sísmica, parámetros para el tipo de suelo, amortiguamiento y coeficiente sísmico máximo necesarios para la determinación de las Ecuaciones de las secciones anteriores.

Tabla 3.1: Valor de la aceleración efectiva máxima.

| Zona sísmica | A_o/g |
|--------------|---------|
| 1 | 0,20 |
| 2 | 0,30 |
| 3 | 0,40 |

Fuente: "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales". Santiago de Chile, 2003.

Tabla 3.2: Definición de los tipos de suelos de fundación para usar en Tabla 3.3.

| Tipo de suelo | Descripción | S (Coeficiente amplificación suelo) |
|---------------|--|--|
| I | Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in situ v_s igual o mayor a 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas igual o mayor que 10MPa y RQD igual o mayor a 50%. | 1.0 |
| II | <ul style="list-style-type: none"> a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad ID (densidad relativa) igual o mayor que 75, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien; c) Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,1 MPa), o grado de compactación superior de 95% del valor Proctor Modificado; o bien, d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_u igual o mayor que 0,10 Pa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. e) En todos los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo de estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I. | 1.2 |
| III | <ul style="list-style-type: none"> a) Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,1MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien, c) Suelo cohesivo con S_u comprendido ente 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático, o bien, d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa). <p>Espesor mínimo del estrato: 10m. Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente al tipo II es menor que 10m, el suelo de clasificará tipo II.</p> | 1.5 |
| IV | <p>Suelo cohesivo saturado con S_u igual o menor que 0,25 MPa (q_u igual o menor que 0,05 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I,II o IIO es menor que 10m el suelo se clasificará como tipo III.</p> | 2.0 |

Fuente: "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales". Santiago de Chile, 2003.

Tabla 3.3: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.

| Tipo de suelo | T' (s) | n |
|---------------|--------|------|
| I | 0,20 | 1,00 |
| II | 0,35 | 1,33 |
| III | 0,62 | 1,80 |
| IV | 1,35 | 1,80 |

Fuente: "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales". Santiago de Chile, 2003.

Tabla 3.4: Razones de amortiguamiento.

| Sistema resistente | ξ |
|---|-------|
| Manto de acero soldado: chimeneas, silos, tolvas, tanques a presión, torres de proceso, cañerías, etc. | 0,02 |
| Manto de acero apernado o remachado. | 0,03 |
| Marcos de acero soldado con o sin arriostamiento. | 0,02 |
| Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostamiento. | 0,03 |
| Estructuras de hormigón armado y albañilería. | 0,05 |
| Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales. | 0,05 |
| Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural. | 0,05 |
| Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales. | 0,03 |
| Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas: | 0,03 |
| Con conexiones apernadas mediante barras embebidas en mortero de relleno | 0,02 |
| Con conexiones soldadas | |
| Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista | 0,02 |
| NOTAS: | |
| 1) En caso de que se use un análisis con interacción suelo-estructura en que resulten valores de la razón de amortiguamiento del primero modo mayores que los indicados en esta Tabla, el incremento de esta razón no podrá ser superior al 50% de los valores indicados. Los valores para los restantes modos deben ser los indicados en esta Tabla. | |
| 2) En caso de duda sobre la clasificación de un sistema resistente, debe aplicarse la disposición 4.7. | |

Fuente: "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales". Santiago de Chile, 2003.

Tabla 3.5: Valores máximos del coeficiente sísmico.

| R | $C_{m\acute{a}x}$ | | |
|---|-------------------|--------------|--------------|
| | $\xi = 0,02$ | $\xi = 0,03$ | $\xi = 0,05$ |
| 1 | 0,79 | 0,68 | 0,55 |
| 2 | 0,60 | 0,49 | 0,42 |
| 3 | 0,40 | 0,34 | 0,28 |
| 4 | 0,32 | 0,27 | 0,22 |
| 5 | 0,26 | 0,23 | 0,18 |

Nota: Los valores indicados son válidos para la zona sısica 3. Para las zonas sısicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

Fuente: "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sısico de estructuras industriales". Santiago de Chile, 2003.

3.6 Elección de parámetros sısicos y datos del fluido

En primer lugar, es necesaria la elección de una zona sısica, para posteriormente seleccionar el tipo de suelo. En el caso de análisis se escoge la zona 3, por ser la más severa, al considerar el efecto de la intensidad de los sismos y el riesgo de tsunami. Los demás valores de los parámetros se obtienen de las Tablas mencionadas anteriormente o de cláusulas señaladas en las Norma Chilena o Norteamericana como se muestra en Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Parámetros sısicos de los estanques.

| Parámetro sısicos | | Fuente |
|---|-------|------------------------------------|
| Tipo de suelo | III | - |
| T' (Período del suelo) | 0,62 | Tabla 3.3 |
| n (Parámetro del suelo) | 1,8 | Tabla 3.3 |
| Zona sısica | 3 | - |
| A_0/g (Aceleración efectiva máxima) | 0,4 | Tabla 3.2 |
| I (Factor de importancia espesador) | 1 | Categoría C2(obras normales) |
| R_i (Máximo factor de modificación de respuesta impulsiva) | 4 | Cláusula 11.8.6 NCh2369Of.2003 |
| R_c (Máximo factor de modificación de respuesta convectiva) | 2 | Cláusula E.5.1.1 API 650 |
| ξ_i (Coeficiente impulsivo de amortiguamiento) | 0,02 | Cláusula 11.8.8 NCh2369Of.2003 |
| ξ_c (Coeficiente convectivo de amortiguamiento) | 0,005 | Cláusula 11.8.8 NCh2369Of.2003 |
| $C_{m\acute{a}x}$ (Máximo coeficiente sısico lateral impulsivo) | 0,32 | Tabla 3.5 |

Además se considera una densidad de operación normal conforme se muestra en la Tabla 3.7. A partir de éste dato se obtienen las masas y volúmenes en cada estanque acorde a sus dimensiones.

Tabla 3.7: Datos de densidad, masa y volumen paraca cada estanque.

| Datos del fluido | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|---|-----------|------------|------------|--------------|
| Densidad del fluido (operación normal) [kg/m ³] | 1.300,00 | 1.300,00 | 1.300,00 | 1.300,00 |
| Vf_w (Volumen del fluido (pared)[m ³] | 37,70 | 150,80 | 339,30 | 1.357,20 |
| Vf_fc (Volumen del fluido (cone)[m ³] | 0,88 | 7,03 | 23,76 | 189,96 |
| mfw (Masa del fluido (pared) [Kg] | 49.008,90 | 196.035,40 | 441.079,60 | 1.764.318,40 |
| mfc (Masa del fluido (floor cone) [Kg] | 1.142,40 | 9.139,30 | 30.893,70 | 246.953,60 |
| Total de masa [Kg] | 50.151,30 | 205.174,60 | 71.973,30 | 2.011.272,10 |

3.7 Análisis por elementos finitos

Se utilizó el programa STAAD.Pro V.8i de *Bentley Systems Inc.* [8] para el análisis por elementos finitos de los cuatro estanques. Los estanques se realizan gracias al comando Run Structure Wizard, mediante superficie cilíndrica, como se muestra en la Figura 3.2.

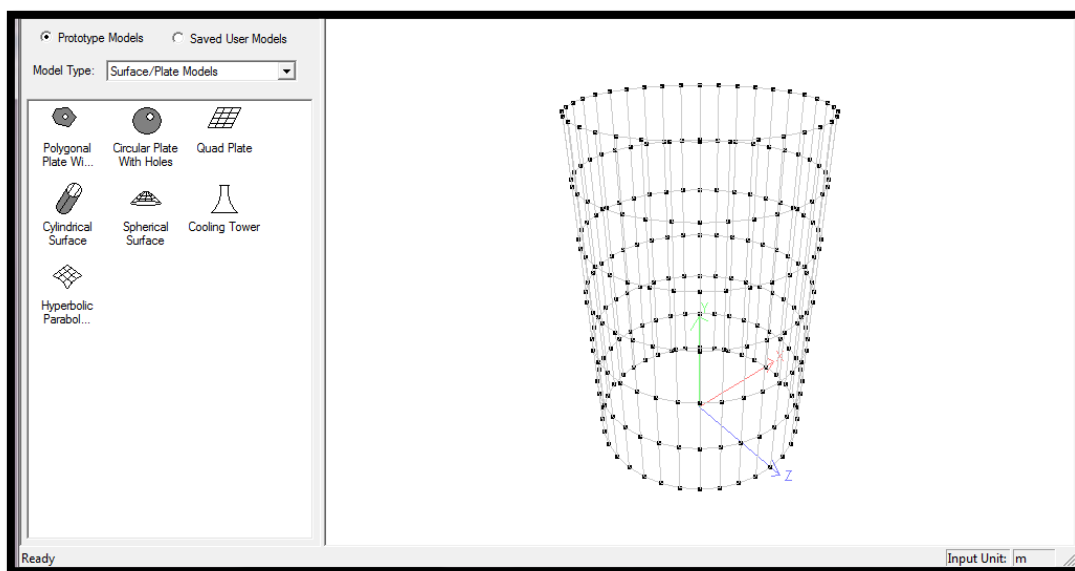


Figura 3.2: Modelo de superficie cilíndrica para diseño de estanques.

Para la obtención de la geometría es necesario ingresar los parámetros que se aprecian en la Figura 3.3, entre los que destacan: largo del modelo, radio de comienzo y de término, posición del eje de coordenadas y divisiones, lo cual permitirá formar tanto el manto como el cono del estanque.

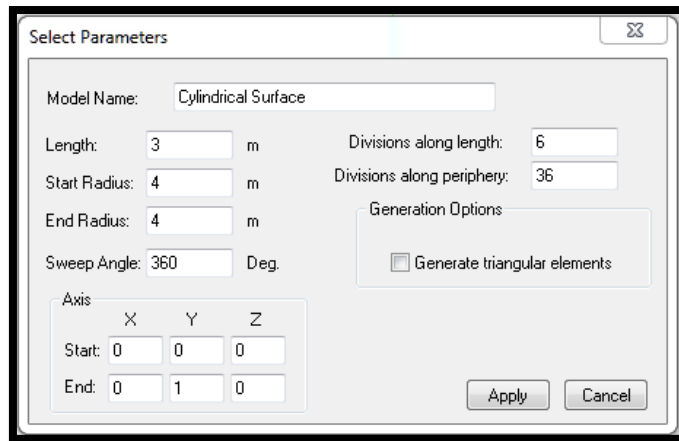


Figura 3.3: Selección de parámetros para construcción de superficie cilíndrica.

3.7.1 Mallas de elementos finitos

El manto y el cono de cada estanque fueron modelados mediante placas de un espesor constante, en tanto que los anillos exteriores de columnas, vigas radiales y arriostramientos se diseñaron con elementos de viga a los cuales posteriormente se les aplicaron los perfiles.

Caso 1: Estanque $H/D=0,75$

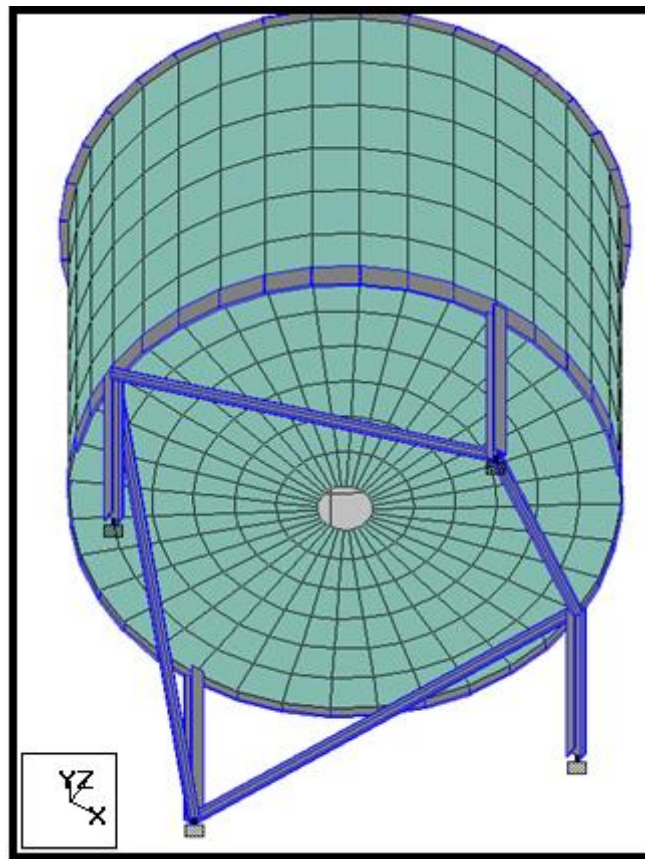


Figura 3.4: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 1.

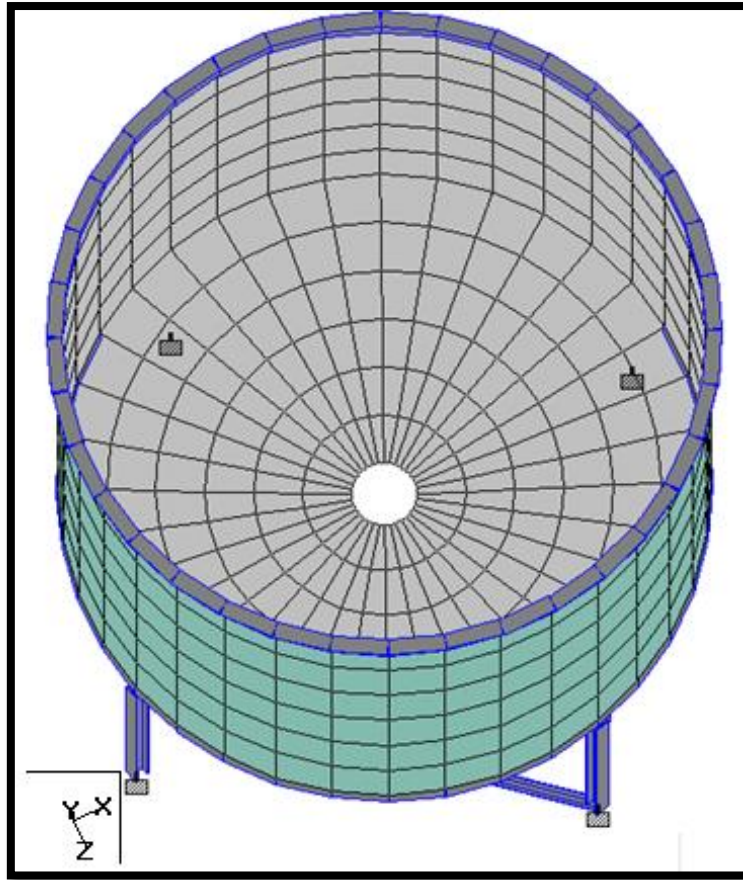


Figura 3.5: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 1.

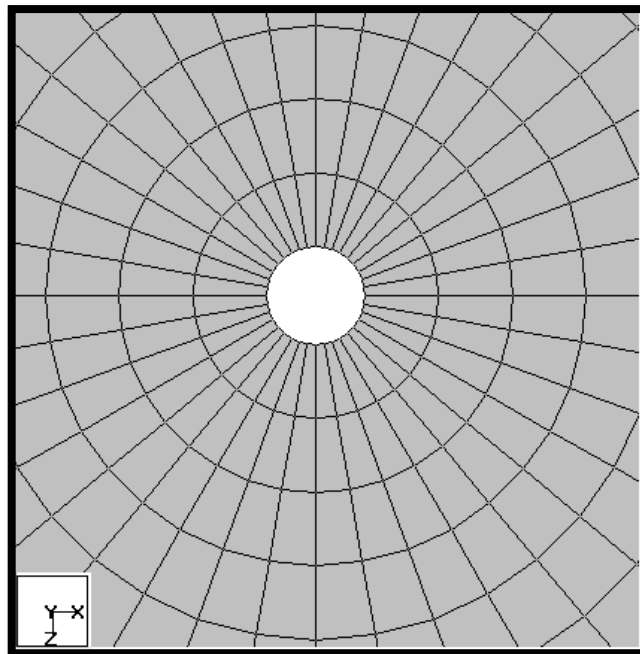


Figura 3.6: Detalle de la malla de elementos finitos.

Caso 2: Estanque H/D=0,375

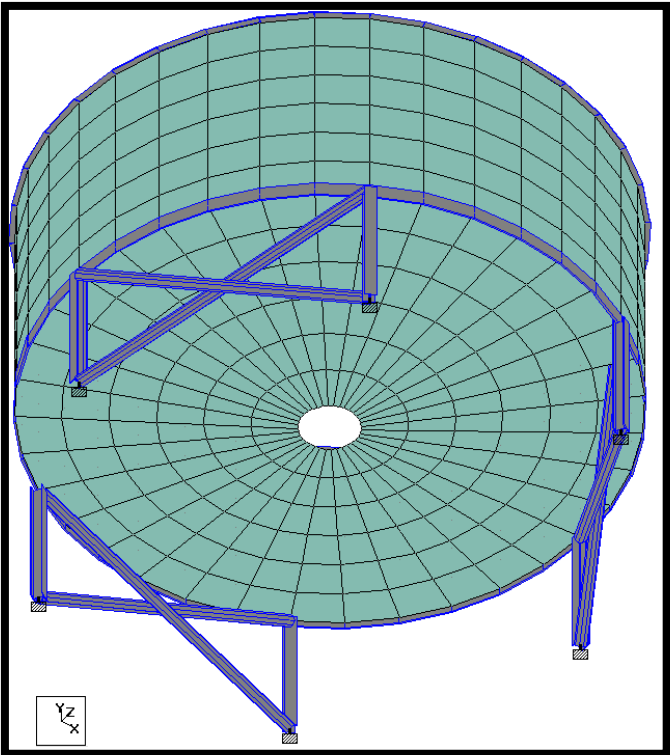


Figura 3.7: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 2.

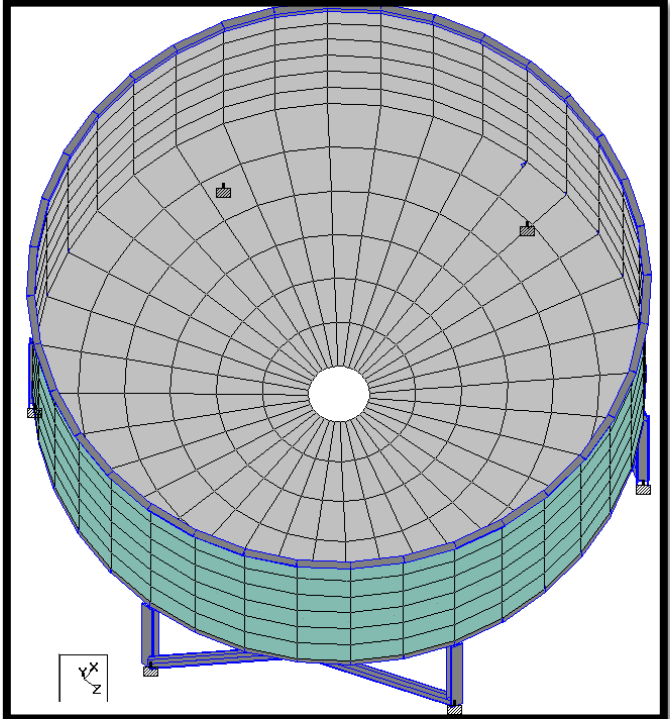


Figura 3.8: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 2.

Caso 3: Estanque H/D=0,25

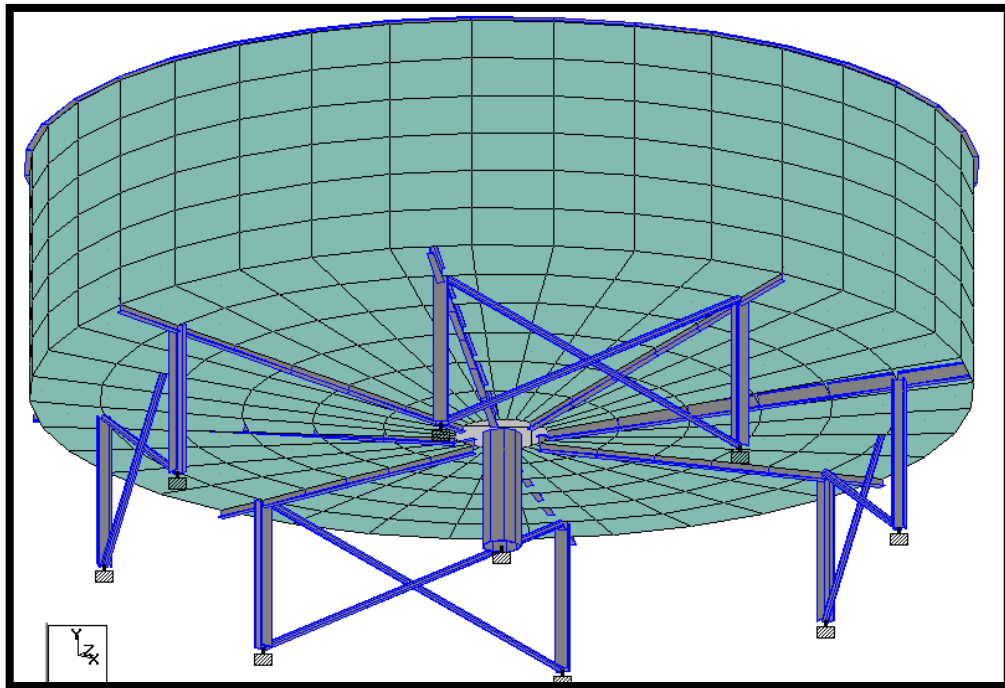


Figura 3.9: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 3.

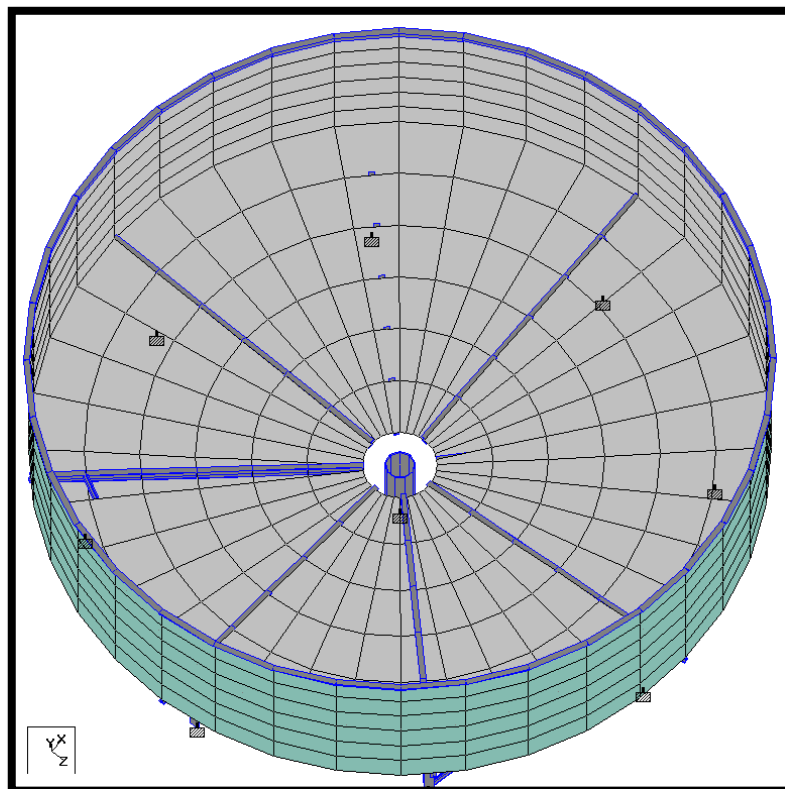


Figura 3.10: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 3.

Caso 4: Estanque H/D=0,125

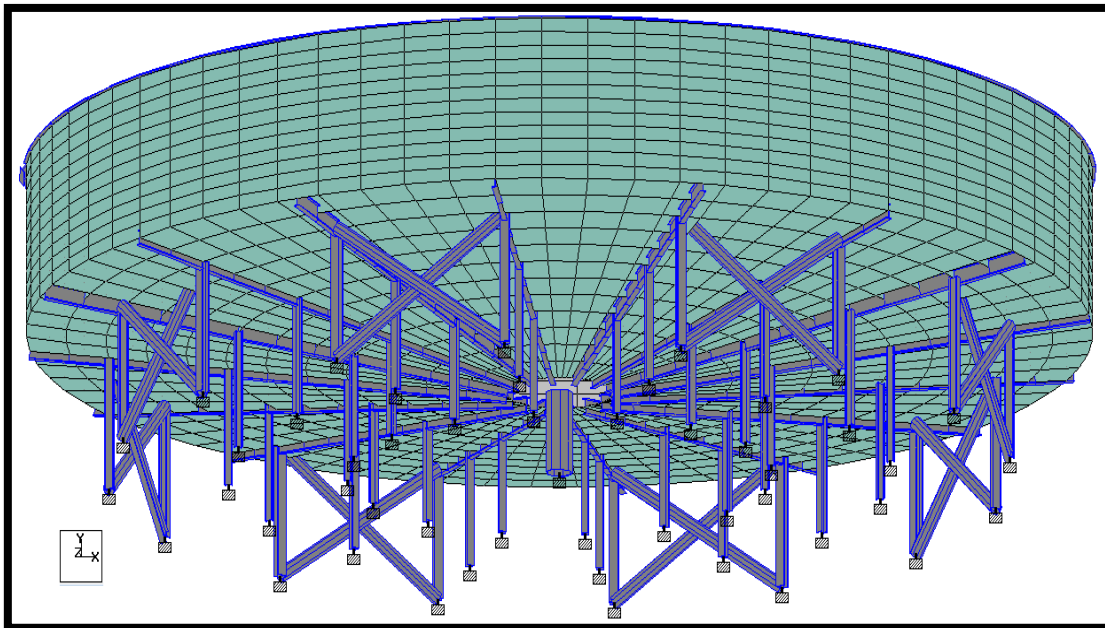


Figura 3.11: Vista de la malla de elementos finitos para el modelo completo, Caso 4.

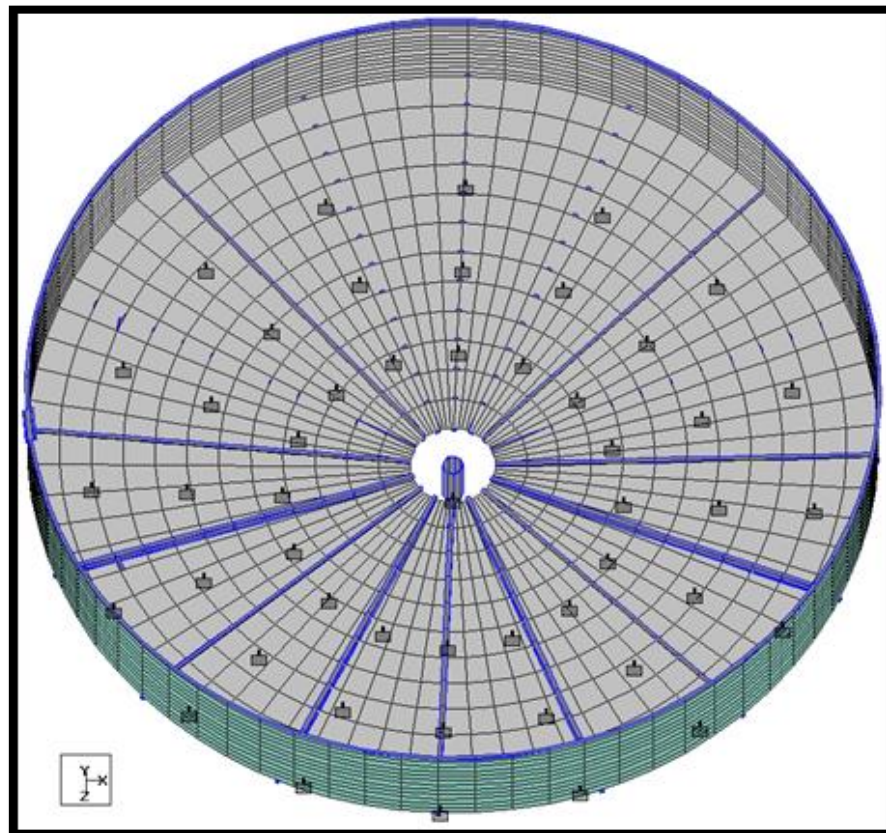


Figura 3.12: Vista de la malla de elementos finitos del interior del estanque, Caso 4.

3.7.2 Propiedades de los elementos finitos

A continuación, se presenta la lista de los espesores y perfiles utilizados en las vigas y placas de cada estanque modelado en el programa de elementos finitos.

Caso 1: Estanque $H/D=0,75$

En la Tabla 3.8 se muestran los espesores para el manto y cono del estanque del caso 1, cuyo diámetro es de cuatro metros y en la Tabla 3.9 se aprecian los perfiles utilizados en este estanque.

Tabla 3.8: Espesor de los elementos de placas, Caso1.

| Elementos de placa | Espesor | Material |
|--------------------|---------|----------|
| Manto del estanque | 6 mm | ASTM A36 |
| Cono del estanque | 6 mm | ASTM A36 |

Tabla 3.9: Perfil de los elementos de placa, Caso 1.

| Elementos de viga | Perfil | Material |
|-----------------------------|-----------------|----------|
| Anillo exterior de columnas | HEB 100 | ASTM A36 |
| Arriostramiento | Pipe 3" Sch. 40 | ASTM A36 |
| Orilla de soporte superior | L100x100x10 | ASTM A36 |
| Orilla de soporte inferior | Rect200x20 | ASTM A36 |

Caso 2: Estanque $H/D=0,375$

En la Tabla 3.10 se muestran los espesores para el manto y cono del estanque del caso 2, cuyo diámetro es de ocho metros y en la Tabla 3.11 se aprecian los perfiles utilizados acorde al modelo del estanque.

Tabla 3.10: Espesor de los elementos de placas, Caso2.

| Elementos de placa | Espesor | Material |
|--------------------|---------|----------|
| Manto del estanque | 6 mm | ASTM A36 |
| Cono del estanque | 6 mm | ASTM A36 |

Tabla 3.11: Perfil de los elementos de placa, Caso 2.

| Elementos de viga | Perfil | Material |
|-----------------------------|-----------------|----------|
| Anillo exterior de columnas | HEB 160 | ASTM A36 |
| Arriostramiento | Pipe 6" Sch. 40 | ASTM A36 |
| Orilla de soporte superior | L100x100x10 | ASTM A36 |
| Orilla de soporte inferior | Rect200x20 | ASTM A36 |

Caso 3: Estanque $H/D=0,25$

En la Tabla 3.12 se muestran los espesores para el manto y cono del estanque del caso 3, cuyo diámetro es de doce metros y en la Tabla 3.13 se aprecian los perfiles utilizados acorde al modelo del estanque.

Tabla 3.12: Espesor de los elementos de placas, Caso 3.

| Elementos de placa | Espesor | Material |
|--------------------|---------|----------|
| Manto del estanque | 6 mm | ASTM A36 |
| Cono del estanque | 6 mm | ASTM A36 |

Tabla 3.13: Perfil de los elementos de placa, Caso 3.

| Elementos de viga | Perfil | Material |
|-----------------------------|---|----------|
| Anillo exterior de columnas | HEB 160 | ASTM A36 |
| Arriostramiento | Pipe 6" Sch. 40 | ASTM A36 |
| Vigas radiales | IPN 200 | ASTM A36 |
| Columna Central | Pipe ($D_{ext}=540\text{mm}$, $e=20\text{mm}$) | ASTM A36 |
| Orilla de soporte superior | L100x100x10 | ASTM A36 |

Caso 4: Estanque $H/D=0,125$

En la Tabla 3.14 se muestran los espesores para el manto y cono del estanque del caso 4, cuyo diámetro es de veinticuatro metros y en la Tabla 3.15 se aprecian los perfiles utilizados acorde al modelo del estanque.

Tabla 3.14: Espesor de los elementos de placas, Caso 4.

| Elementos de placa | Espesor | Material |
|--------------------|---------|----------|
| Manto del estanque | 6 mm | ASTM A36 |
| Cono del estanque | 6 mm | ASTM A36 |

Tabla 3.15: Perfil de los elementos de placa, Caso 4.

| Elementos de viga | Perfil | Material |
|-------------------------------|---|----------|
| Anillo exterior de columnas | HEB 200 | ASTM A36 |
| Anillo interior de columnas | HEB 160 | ASTM A36 |
| Anillo intermedio de columnas | HEB 160 | ASTM A36 |
| Arriostramiento | Pipe 10" Sch. 40 | ASTM A36 |
| Vigas radiales | IPN 300 | ASTM A36 |
| Columna Central | Pipe ($D_{ext}=660\text{mm}$, $e=30\text{mm}$) | ASTM A36 |
| Orilla de soporte superior | L100x100x10 | ASTM A36 |

En las Figura 3.13 a Figura 3.16 se muestra de forma esquemática la elección de perfiles para la estructura de soporte de los estanques.

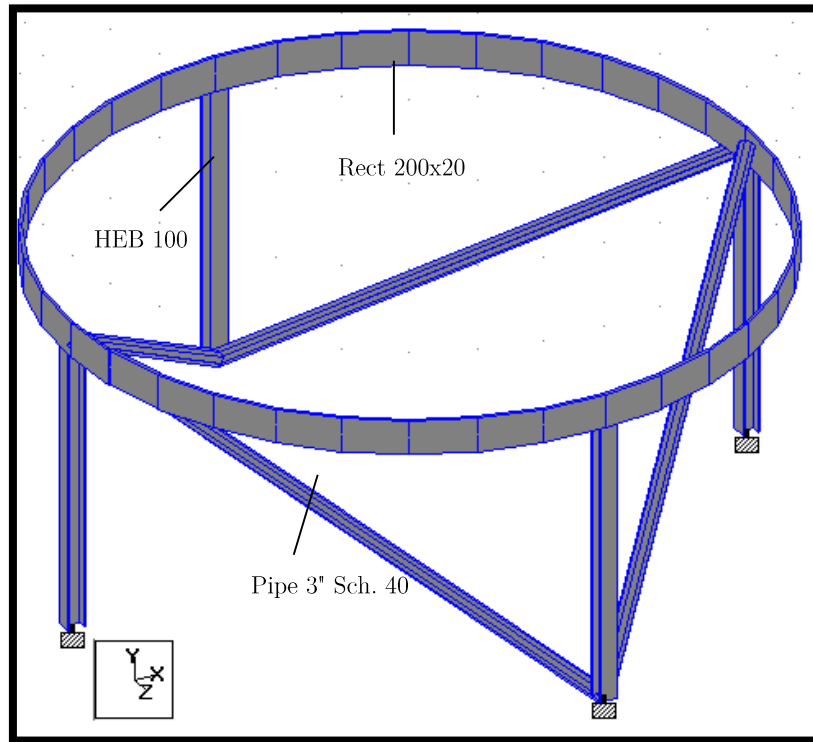


Figura 3.13: Soporte de la estructura, Caso 1.

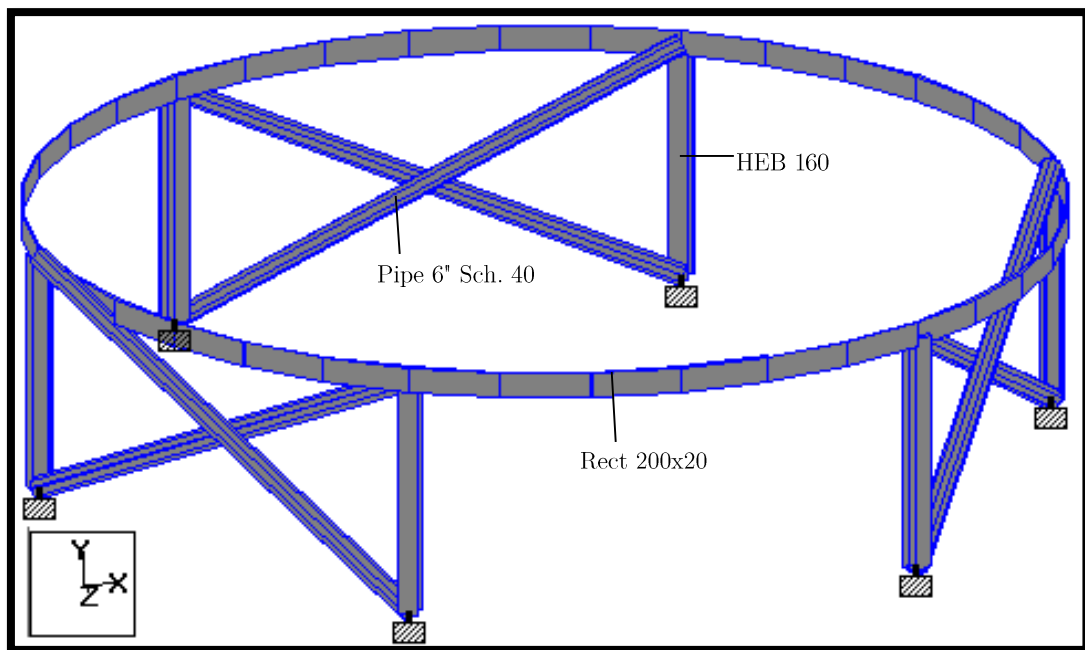


Figura 3.14: Soporte de la estructura, Caso 2.

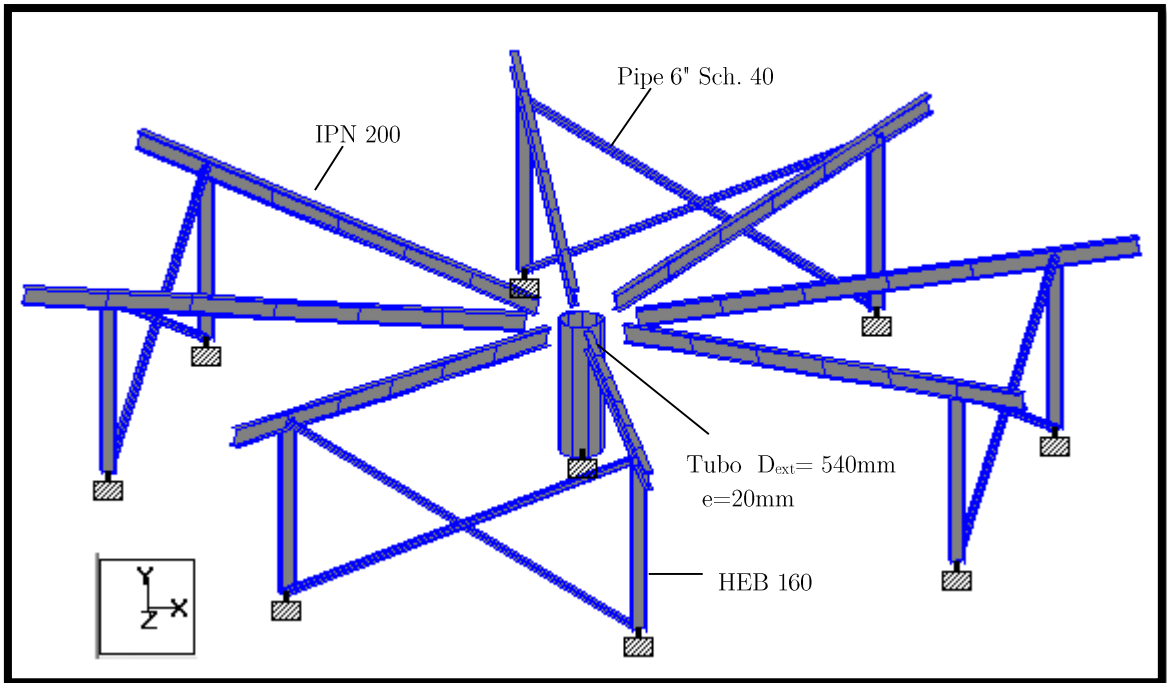


Figura 3.15: Soporte de la estructura, Caso 3.

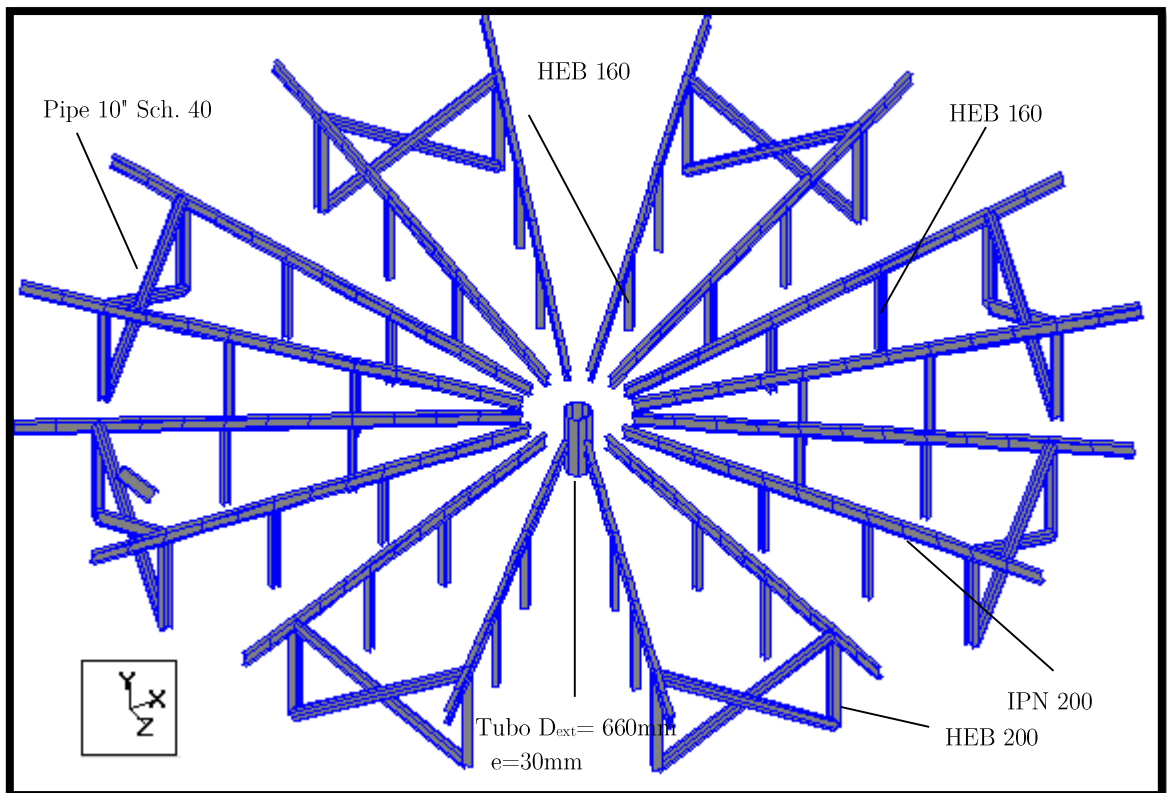


Figura 3.16: Soporte de la estructura, Caso 4.

3.7.3 Condición de borde

Dado que el suelo se considera rígido, los nodos inferiores de la columna central, del anillo exterior, intermedio e interior de los estanques se fijan mediante el comando “Fixed” que permite seleccionar y asignar los nodos a los cuales se desea dejar fijos, como se aprecia en la

Figura 3.17.

Para los estanques del caso 3 y 4, el nodo superior de la columna central se considera rígido y se escogen los nodos del fondo del cono del estanque para que éstos se muevan rígidamente junto al nodo central, mediante el comando “spec” que posee el programa, el cual permite escoger el “master node” que dirige al resto de los nodos y posteriormente se asignan los nodos que van a moverse con el principal. Esto se aprecia en la Figura 3.18 y se hace para que la columna central quede unida al resto de la estructura pues al modelar el estanque en la parte inferior como un cono abierto y no cerrado fue necesario la unión de la columna a la estructura a través del comando señalado.

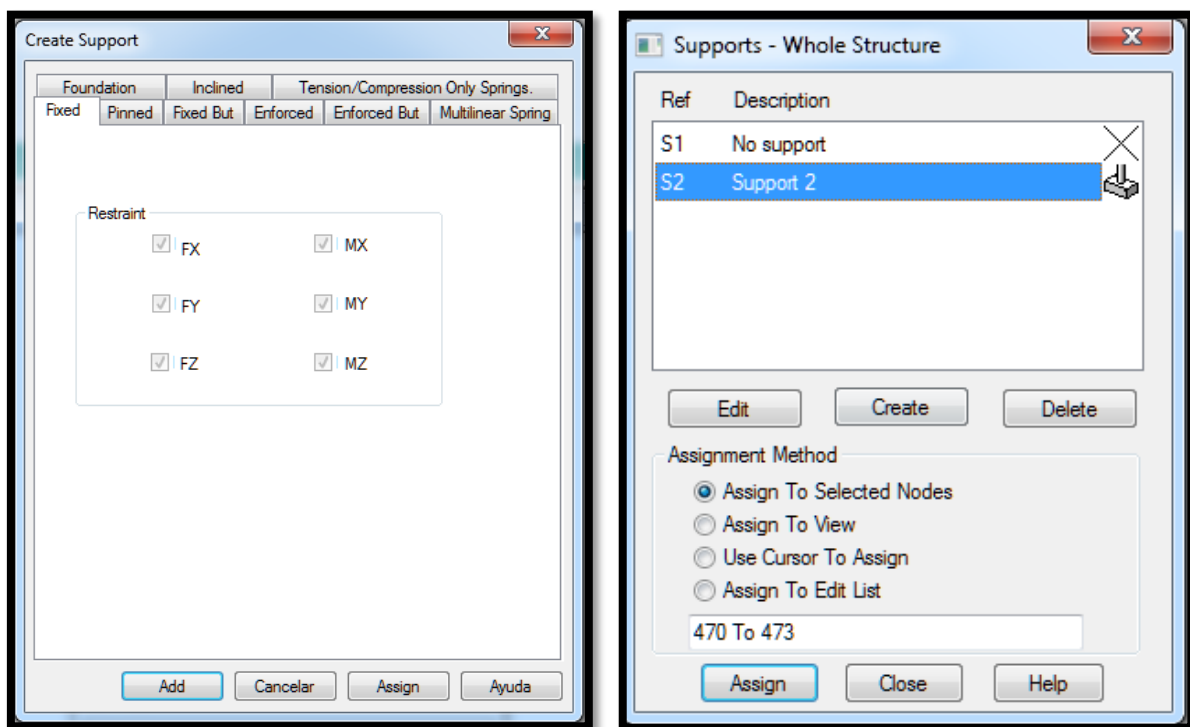


Figura 3.17: Fijación de los nodos de las columnas del estanque.

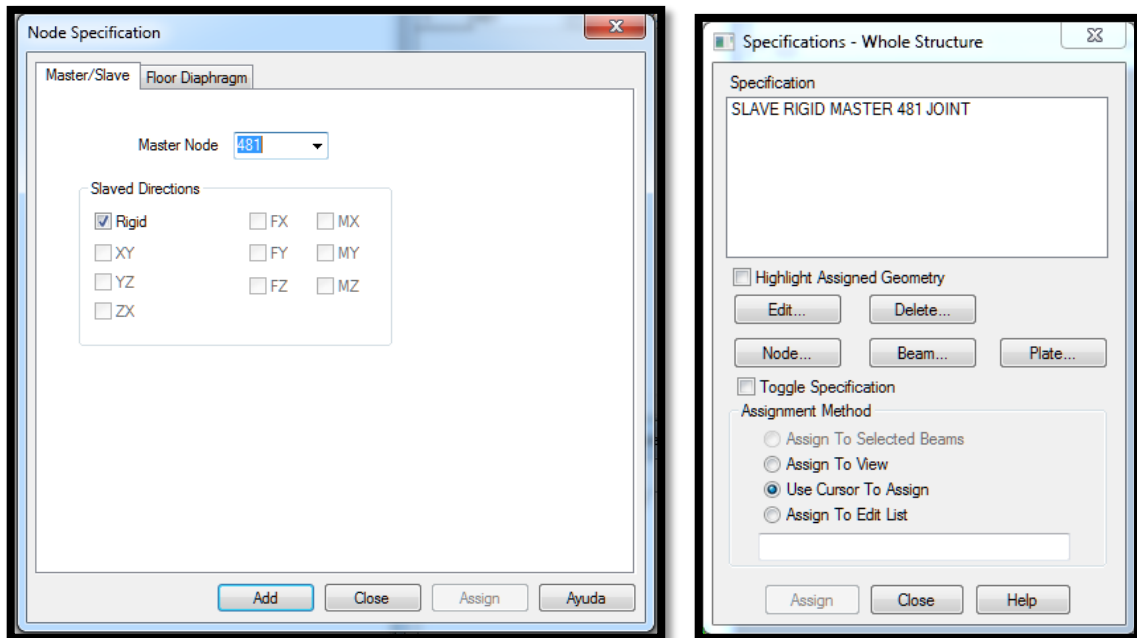


Figura 3.18: Uso del comando “spec” para unir el nodo de la columna central al fondo del estanque.

3.7.4 Aplicación de cargas y supuestos caso estático

A continuación se presenta una descripción detallada de las herramientas utilizadas en el programa de elementos finitos STTAD.Pro® V8i para aplicar las cargas respectivas que representen a los estanques con líquidos sometidos a un sismo en forma estática.

DT: El peso propio se modeló imponiendo un campo gravitatorio vertical, mediante la función selfweight con un factor -1 en la dirección +Y, como se aprecia en Figura 3.19.

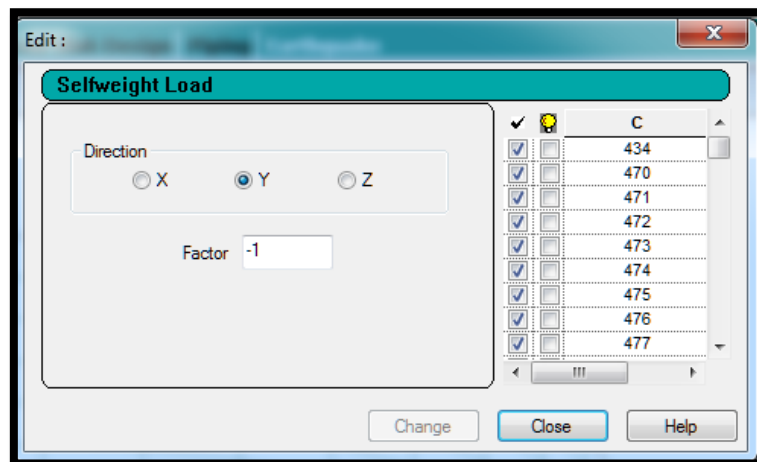


Figura 3.19: Aplicación del peso propio de la estructura.

F1: La carga del contenido del estanque fue aplicada como presión hidrostática (Figura 3.20) sobre las caras internas de los elementos (placas) usados para representar el manto cilíndrico y el cono del estanque.

La carga hidrostática se aplica apuntando hacia afuera en la dirección normal de las caras del elemento (local z) con su magnitud variable a lo largo de la dirección vertical (eje Y).

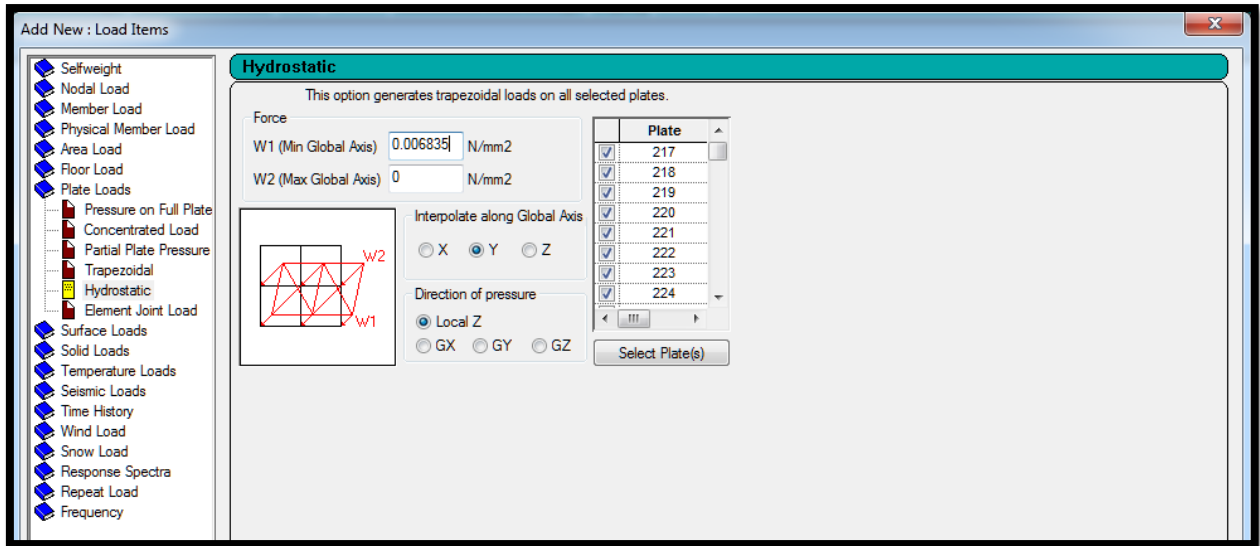


Figura 3.20: Aplicación de presión hidrostática sobre el manto y cono del estanque.

EX_DT: La carga sísmica horizontal del acero del estanque es aplicada como un campo gravitatorio en la dirección requerida del sismo utilizando el comando selfweight (Figura 3.19), cuyo factor es el coeficiente sísmico horizontal impulsivo máximo en la dirección +X.

EX_F1: La carga sísmica horizontal del líquido contenido en el estanque fue aplicada como una distribución de presión hidrostática trapezoidal equivalente, al igual que lo que se aprecia en la Figura 3.20, sin embargo, está actúa en la dirección horizontal +X y está formada por las fuerzas impulsivas y convectivas aplicadas sobre la cara exterior de las placas que son utilizadas para representar el manto cilíndrico, con su magnitud variable a lo largo de la dirección vertical (eje Y).

Para ingresar lo anterior al programa, las fuerzas impulsivas y convectivas deben actuar como una sola fuerza distribuida de forma trapezoidal. Para esto, se superponen los triángulos distribuidos de los esfuerzos de corte impulsivo y convectivo del contenido de líquido (Ecuación 3.1) que actúan a cierta altura (X_i y X_c) transformándolo en una sola fuerza distribuida trapezoidal.

EX_S: La carga sísmica horizontal del sólido contenido en el fondo del estanque fue aplicada como una presión uniforme en todas las placas que son utilizadas para representar el cono del estanque en la dirección +X. Esta presión se obtiene de multiplicar el esfuerzo de corte basal impulsivo del contenido de sólido en el cono por el máximo coeficiente sísmico horizontal y dividirla en el área de las placas del cono.

A continuación, en la Figura 3.22 se aprecian las cargas aplicadas al modelo estático para el caso 1.

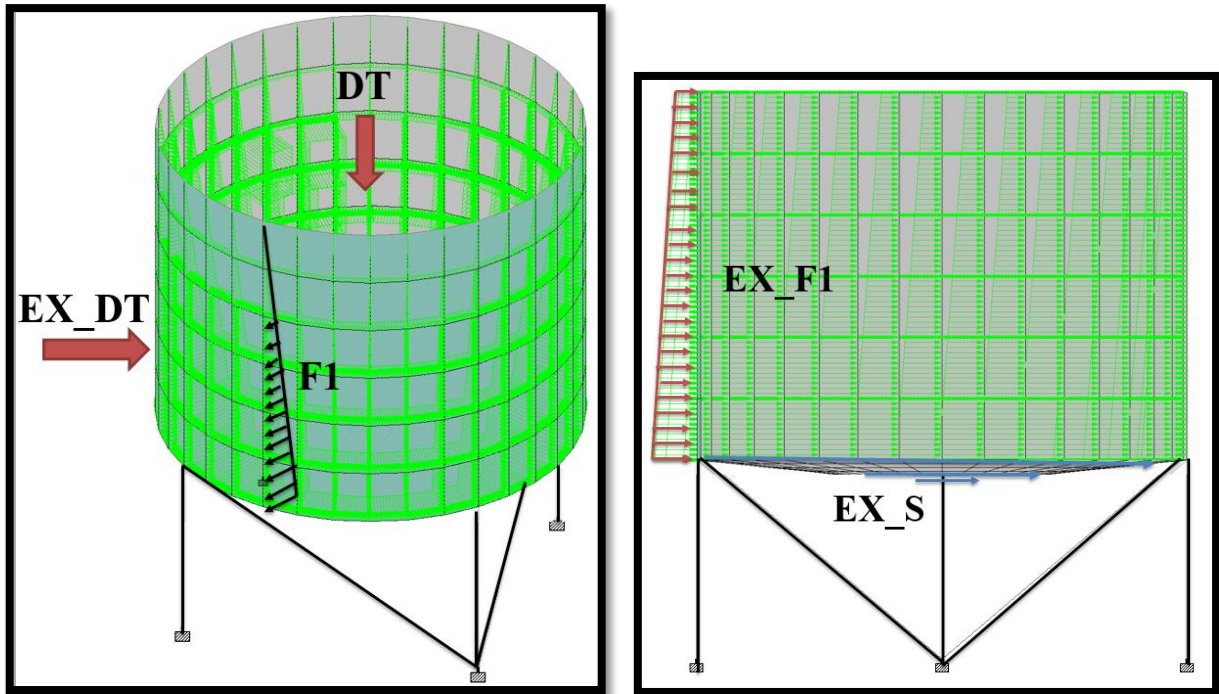


Figura 3.21: Cargas aplicadas sobre el modelo estático.

3.7.5 Aplicación de espectros y supuestos caso dinámico

A continuación se muestra una descripción detallada de las herramientas y suposiciones utilizadas en el programa de elementos finitos STTAD.Pro® V8i para representar a los estanques con líquidos sometidos a un sismo en forma dinámica, pues dada la descripción de los puntos anteriores se pretende entregar no sólo las cargas netas resultantes como en el caso estático, sino además los periodos de oscilación de los modos naturales de vibrar de la estructura interactuando con el fluido.

En el caso estático, las masas convectiva e impulsiva eran añadidas como presión hidrostática al estanque, en cambio, en el caso dinámico, cada estanque se modela con la masa convectiva

a la altura en donde actúa la carga y está sujeta por resortes cuya rigidez convectiva se calcula con la Ecuación (3.18). Además, la masa impulsiva es agregada como un aumento de grosor en la pared del manto del estanque.

La Figura 3.22 muestra lo referido anteriormente. A la izquierda se da cuenta del modelo teórico (Behavior of Elevated Concrete Water Tank Subjected to Artificial Ground Motion, 2011) y a la derecha se aprecia el modelo de elementos finitos para el estanque del caso1. Lo anterior se basa en el modelo mecánico equivalente simplificado propuesto por Housner en 1963. En este modelo, las masas se unen a la pared del estanque mediante resortes de rigideces equivalentes. El modelo propuesto por el profesor Housner se ilustra en la Figura 2.2.

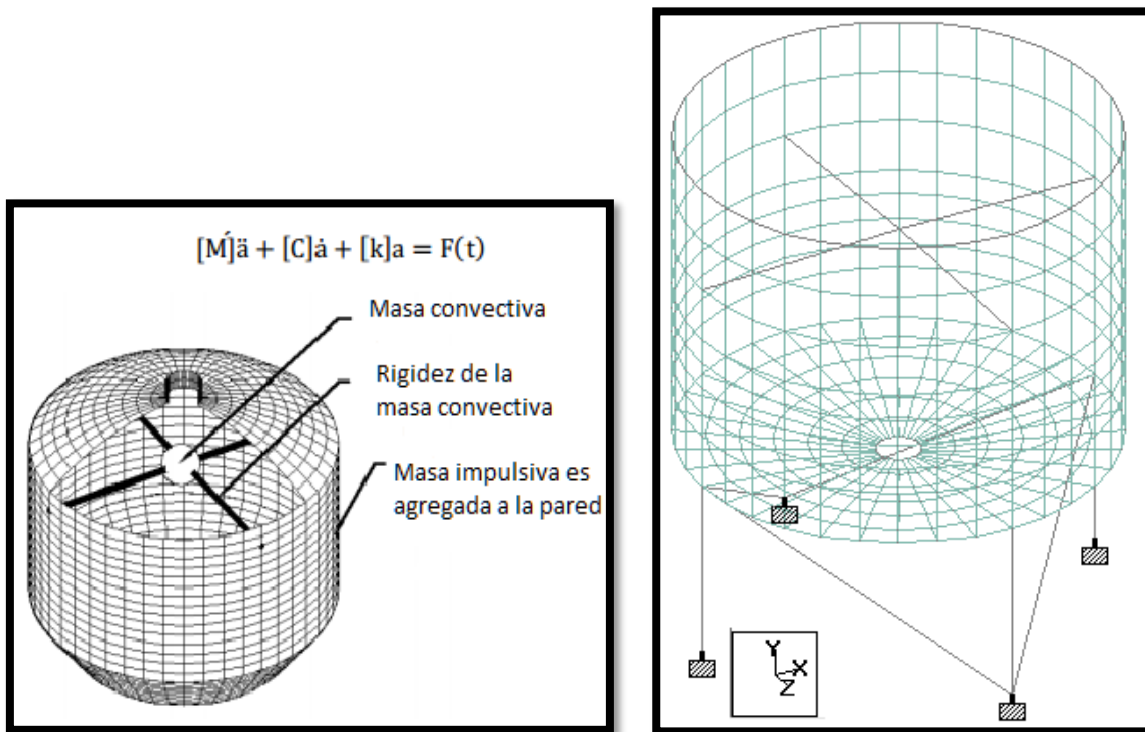


Figura 3.22: Modelo de elementos finitos para método dinámico.

ESPECTRO X: La aplicación del espectro de respuesta en la dirección horizontal +X involucra un espectro de diseño híbrido, pues considera tanto la respuesta impulsiva como convectiva. Para esto se aplica en la Ecuación (3.13) los parámetros sísmicos de la Tabla 3.6 para ambas respuestas, sin embargo, el espectro será impulsivo hasta la llegada del período convectivo, ya que una vez alcanzado, el espectro de diseño será convectivo. En la Figura 3.23 se aprecia el comando llamado espectro de respuesta, en la sección de definición de cargas. A este comando es necesario ingresar el método de superposición, que en el caso de análisis es CQC (Superposición cuadrática completa), el tipo de espectro que es aceleración, además

de señalar el amortiguamiento, el tipo de interpolación y la dirección del espectro. Por último se deben agregar las aceleraciones de diseño para distintos tiempos lo cual permitirá al programa conocer la curva del espectro de respuesta para aplicárselo a los distintos tipos de estanques.

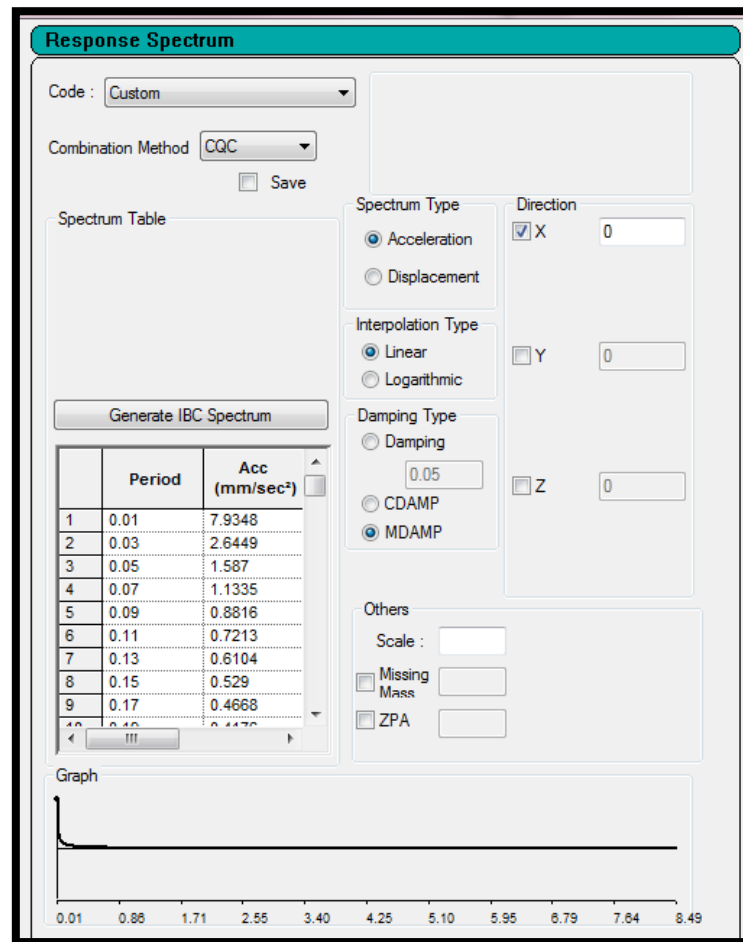


Figura 3.23: Aplicación de espectro de respuesta horizontal.

Dentro del espectro en la dirección horizontal +X, se aplica un campo gravitatorio utilizando el comando selfweight (Figura 3.19) con un factor 1 en la dirección +X, ya que debido al sismo la estructura y soporte del estanque se ven afectados.

Además, la masa convectiva debido al movimiento del líquido en el estanque en el eje x se modela con una fuerza puntual en dirección horizontal +X con el comando llamado carga nodal que actúa sobre un nodo ubicado a una altura representativa X_c como se muestra en la Figura 3.24. Este nodo corresponde al punto de intersección de los cuatro elementos tipo barra, en los cuales el módulo de elasticidad del material equivalente proporcionará la rigidez del elemento. Con esto se pretende que las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la componente convectiva sean representadas y distribuidas de la forma más similar al comportamiento del movimiento de la masa de agua convectiva que se desliza dentro del estanque.

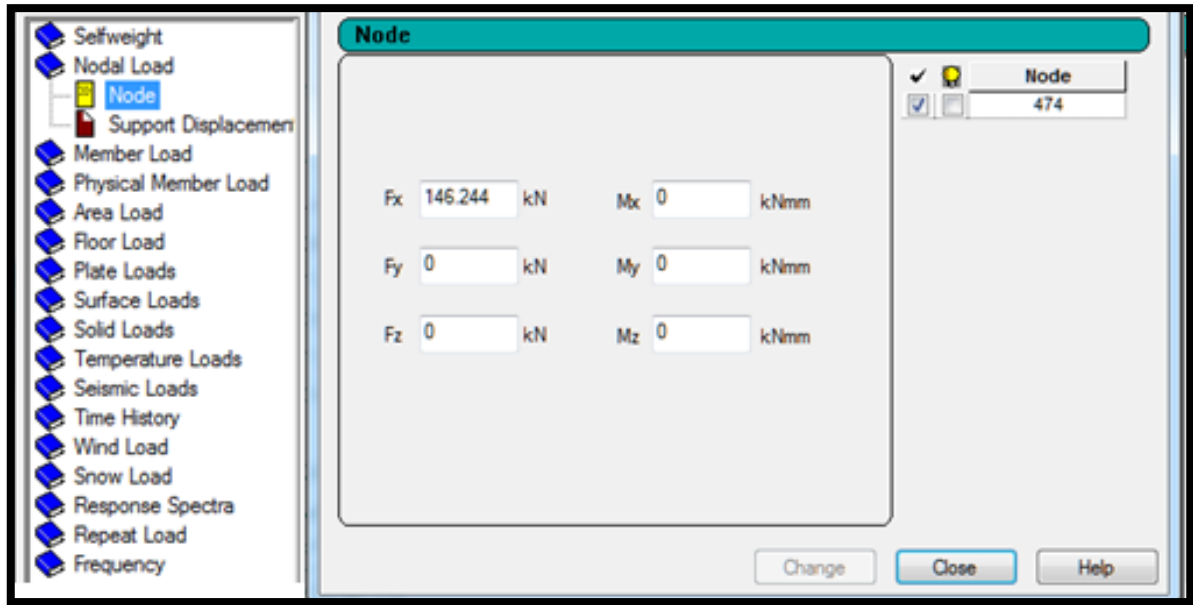


Figura 3.24: Aplicación de fuerza puntual en la dirección +X.

F1: La carga del contenido del estanque se aplica de la misma forma que para el caso estático.

Peso sísmico impulsivo: El peso impulsivo se agrega como un aumento de grosor en un anillo de las placas del manto del estanque a la altura en donde actúa la fuerza. Para esto se utiliza el comando llamado espesor de elementos de placas y se ingresa el espesor deseado al acero (Figura 3.24). Así esta parte de la estructura queda con un espesor distinto al resto.

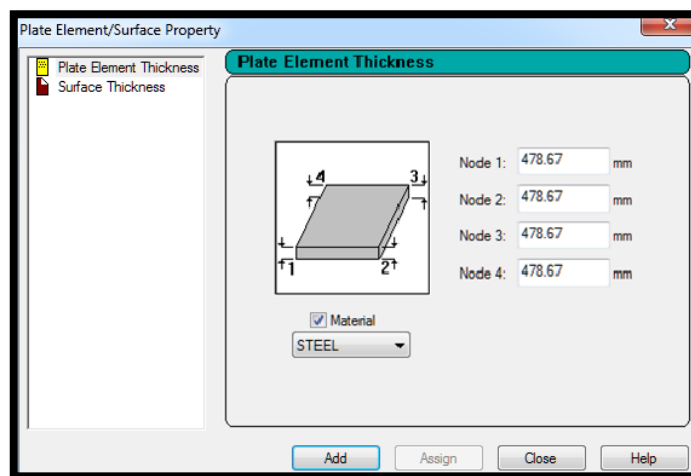


Figura 3.25: Ingreso de espesor en elementos de placas.

Masa sólida: El peso debido al contenido de sólido en el fondo del estanque también se agrega como un aumento de espesor pero a las placas que forman el fondo o cono del estanque con el mismo comando señalado en la Figura 3.25.

A continuación, en la Figura 3.26 se presentan las cargas aplicadas al modelo dinámico para el caso 1.

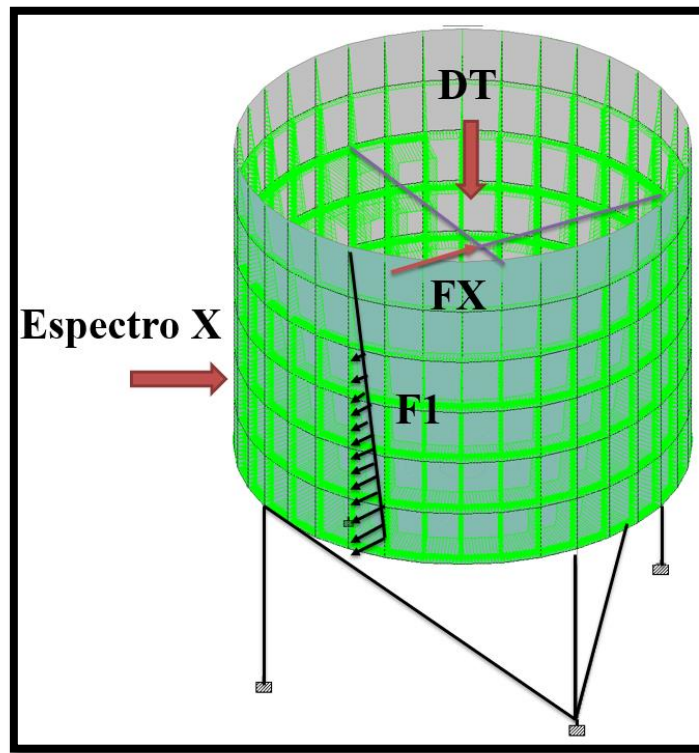


Figura 3.26 Cargas y espectro aplicado al modelo dinámico.

4. RESULTADOS

4.1 General

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos al hacer los diseños de los estanques por medio de la modelación en elementos finitos acorde a las normas. Los resultados obtenidos por medio del diseño sísmico de la norma chilena NCH2369Of.2003 y API650 se obtuvieron por implementación de planillas Excel, esto facilita los cálculos para los cuatro estanques entre los que destacan coeficientes sísmicos, períodos, esfuerzos, pesos sísmicos, alturas, etc. Con los resultados teóricos se validan cálculos de ambos métodos obtenidos en el programa, y se realizan comparaciones entre el método dinámico y estático mediante el esfuerzo de corte total aplicado, momento total en el origen y máximas reacciones en los soportes de columna de los estanques.

4.1.1 Cálculos de la masa convectiva e impulsiva

En la Tabla 4.1 se aprecian los períodos convectivo e impulsivo y el coeficiente sísmico lateral convectivo. Todo fue calculado teóricamente gracias a las fórmulas descritas con anterioridad exceptuando el período impulsivo, pues para su cálculo es necesaria la deflexión del estanque que se obtiene con el programa.

Tabla 4.1: Coeficientes sísmicos

| | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|---|--------|--------|--------|--------|
| Cc (Coeficiente sísmico lateral convectivo) | 0,155 | 0,075 | 0,044 | 0,04 |
| T*(Período convectivo [seg]) | 2,09 | 3,14 | 4,23 | 7,77 |
| T (Período impulsivo [seg]) | 0,14 | 0,17 | 0,25 | 0,19 |

En la Tabla 4.2 se presentan los pesos sísmicos, los cuales permiten el cálculo de los esfuerzos de corte basal necesarios para ser aplicados al estanque modelado en el programa de elementos finitos en forma de presiones.

Tabla 4.2: Pesos y esfuerzos de corte basal

| | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|---|------------|--------------|--------------|---------------|
| Wi (Peso del contenido de líquido efectivo impulsivo, sólo paredes) [N] | 341.135,34 | 816.482,95 | 1.246.685,54 | 2.498.257,88 |
| Wc (Peso del contenido de líquido efectivo convectivo, sólo paredes) [N] | 146.243,98 | 1.038.093,30 | 2.884.958,82 | 13.664.280,53 |

| | | | | |
|---|------------|------------|------------|------------|
| Vw_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido del líquido en la pared) [N] | 109.163,31 | 261.274,54 | 398.939,37 | 799.442,52 |
| Vfc_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido sólido en el cono) [N] | 3.586,24 | 28.689,95 | 96.981,52 | 775.236,78 |
| Vwc (Esfuerzo de corte basal lateral convectivo debido al líquido contenido en la pared) [N] | 22.688,18 | 77.556,68 | 125.710,44 | 546.571,22 |

Además, en la Figura 4.1 se aprecia un gráfico comparativo entre la masa impulsiva y la convectiva en cada uno de los estanques estudiados. En la gráfica se aprecia cómo influye el efecto de la masa convectiva a medida que aumenta el diámetro del estanque.

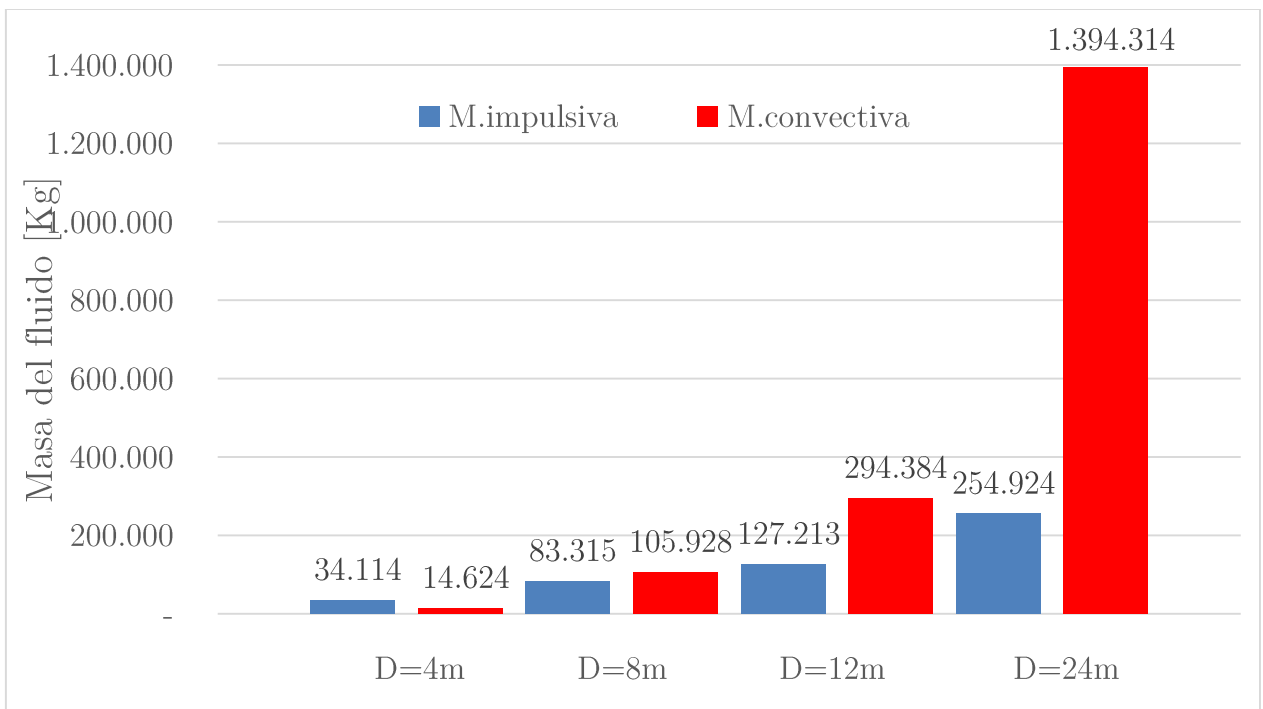


Figura 4.1: Comparación entre las masas impulsivas y convectivas para los cuatro estanques.

4.1.2 Altura de ola modo convectivo

El movimiento del modo convectivo provoca cierto oleaje de la masa superior del líquido, que provoca en ocasiones el derrame de líquido del estanque estudiado (espesadores de minería), es por esta razón que existe un parámetro en el diseño de los estanques denominado altura de ola. Esto ayuda a considerar una distancia de seguridad entre la parte superior del estanque y la del líquido almacenado, distancia utilizada para evitar derrames de líquidos entre otras cosas. Sin embargo para los estanques en estudio se utiliza un freeboard (distancia entre la superficie del líquido y parte superior del estanque) en torno a los 100 [mm].

A continuación, se calcula el máximo desplazamiento vertical para cada estanque según la Ecuación (3.20).

- Estanque diámetro 4[m]: 186 [mm].
- Estanque diámetro 8[m]: 179 [mm]
- Estanque diámetro 12[m]: 157 [mm]
- Estanque diámetro 24[m]: 1152 [mm]

Los resultados descritos anteriormente, muestran que al ocurrir un sismo, parte de la masa convectiva (masa que se mueve junto con la ola) se derrama fuera del estanque ocasionando una disminución de ésta, por lo que parte de su influencia se merma al aumentar el diámetro del estanque.

4.2 Resultados de análisis para los cuatro estanques en estudio

4.2.1 Cargas totales caso estático

Para el análisis estático se desea que el programa entregue:

- Esfuerzo de corte basal y momento debido al contenido de líquido impulsivo y convectivo (EX_F1).
- Esfuerzo de corte basal impulsiva y momento debido al contenido de sólido en el estanque (EX_S).
- Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque (F1).
- Fuerza sísmica horizontal en dirección +X y momento debido al peso del estanque y la estructura de soporte (EX_DT).
- Fuerza debido al peso propio del estanque y estructura (DT).

Sin embargo, es necesario ingresar al programa lo anterior mediante presiones exceptuando las fuerzas EX_DT y DT. En la Tabla 4.3 se muestran las nomenclaturas con los valores calculados teóricamente mediante planillas Excel para los cuatro estanques. Es importante destacar que en el caso de la fuerza debido al contenido de líquido impulsivo y convectivo se considera una carga hidrostática equivalente trapezoidal debido al efecto convectivo e impulsivo por lo que aparecen sobre el perímetro del manto EX_F1 (W1) y EX_F1 (W2).

Los valores de DT, EX_DT son calculados por el programa al entregarles el factor multiplicador, como se señala en la sección 3.3.1

Tabla 4.3: Presiones ingresadas al programa de elementos finitos

| | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|-------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| EX_F1(W1) [N/m ²] | 5.025,56 | 6.794,36 | 7.515,69 | 8476,91 |
| EX_F1(W2) [N/m ²] | 1.791,85 | 2.562,93 | 2.871,50 | 3424,47 |
| F1 [N/m ²] | 40.630,00 | 43.04,001 | 45.456,00 | 52.680,00 |
| EX_S [N/m ²] | 286,69 | 573,38 | 861,42 | 1721,48 |

Para comprobar que el programa entrega valores correctos, se compararan los resultados del método estático entregados por el programa de elementos finitos con los calculados teóricamente. En las Tablas que se presentan a continuación es posible observar esto. En efecto, se aprecia que el error existente es muy bajo, lo que denota que la solución que presenta el programa se asemeja a los resultados de la realidad, lo que ayuda a validar los valores del caso estático.

Tabla 4.4: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 1.

| Caso de carga | Teórico | Programa | Error |
|---------------|------------|------------|-------|
| EX_F1 [N] | 131.851,49 | 131.684,44 | 0,13% |
| F1 [N] | 491.482,67 | 483.966,68 | 1,53% |
| EX_S [N] | 3.586,24 | 3.568,25 | 0,50% |

Tabla 4.5: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 2.

| Caso de carga | Teórico | Programa | Error |
|---------------|--------------|--------------|-------|
| EX_F1 [N] | 338.831,22 | 338.401,04 | 0,13% |
| F1 [N] | 2.010.711,45 | 1.979.480,00 | 1,55% |
| EX_S [N] | 28.689,95 | 28.545,96 | 0,50% |

Tabla 4.6: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 3.

| Caso de carga | Teórico | Programa | Error |
|---------------|--------------|--------------|-------|
| EX_F1 [N] | 524.649,81 | 523.984,78 | 0,13% |
| F1 [N] | 4.625.338,48 | 4.552.360,00 | 1,58% |
| EX_S [N] | 96.981,52 | 96.493,90 | 0,50% |

Tabla 4.7: Comparación de casos de carga entre lo teórico y lo entregado por el programa, Caso 4.

| Caso de carga | Teórico | Programa | Error |
|---------------|---------------|---------------|-------|
| EX_F1 [N] | 998.648,29 | 998.339,93 | 0,03% |
| F1[N] | 19.710.466,05 | 19.450.000,00 | 1,32% |
| EX_S [N] | 775.236,78 | 774.261,85 | 0,13% |

Lo anterior se resume en el gráfico de la Figura 4.2.

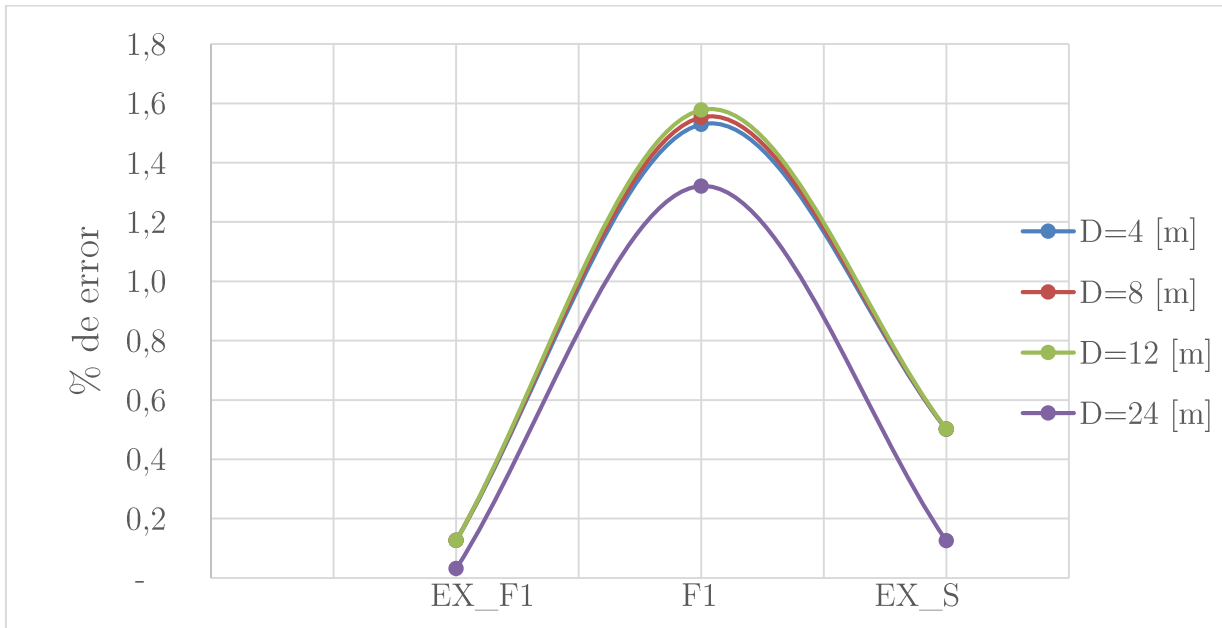


Figura 4.2: % de error entre cargas teóricas y numéricas.

Finalmente, en la Tabla 4.8 se aprecian los resultados entregados por el programa del esfuerzo de corte basal total y momento total en el origen para los cuatro estanques en estudio. El esfuerzo de corte total considera la suma de las fuerzas de corte debido al contenido de líquido impulsivo y convectivo (EX_F1), la fuerza impulsiva debido al contenido de sólido en el estanque (EX_S) y la fuerza sísmica horizontal debida al peso del estanque y la estructura de soporte (EX_DT).

Tabla 4.8: Corte y momento total entregados por el programa para los cuatro estanques en estudio.

| | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|----------------------------------|--------|--------|---------|---------|
| Corte basal total [kN] | 145,33 | 392,75 | 663,11 | 2283,28 |
| Momento total en el origen [kNm] | 205,40 | 585,60 | 1026,50 | 3052,30 |

4.2 Caso dinámico

Para los modelos de elementos finitos se ingresaron los espectros de aceleraciones luego de haber diseñado la estructura. Esto permite obtener los períodos calculados por el software, además de su participación modal, esfuerzo de corte basal total, momento total, reacciones nodales, entre otras.

4.2.1 Espectro de diseño

Para la obtención de los resultados del método dinámico en el programa computacional, es necesario ingresar los espectros de aceleraciones acorde a la Sección 3.4.2. Como resultado, se tienen dos espectros de aceleraciones (S_a/g), de los cuales uno se asocia a la respuesta de la componente impulsiva y el otro se asocia a la componente convectiva. Esto se debe a que en el análisis del diseño sísmico se utilizan amortiguamientos y factores de modificación de respuesta diferente para los períodos principales que corresponden a las componentes de las masas impulsiva y convectiva, provocando que cada componente posea una aceleración distinta.

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

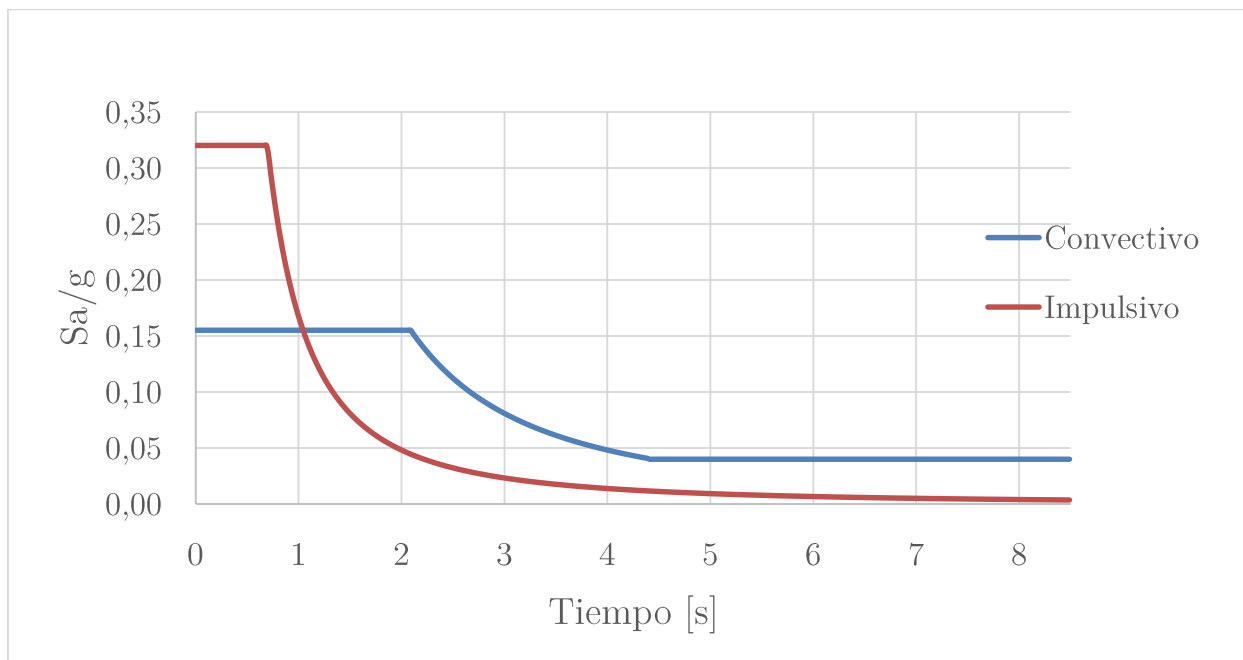


Figura 4.3: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 4 [m] de diámetro (Caso 1).

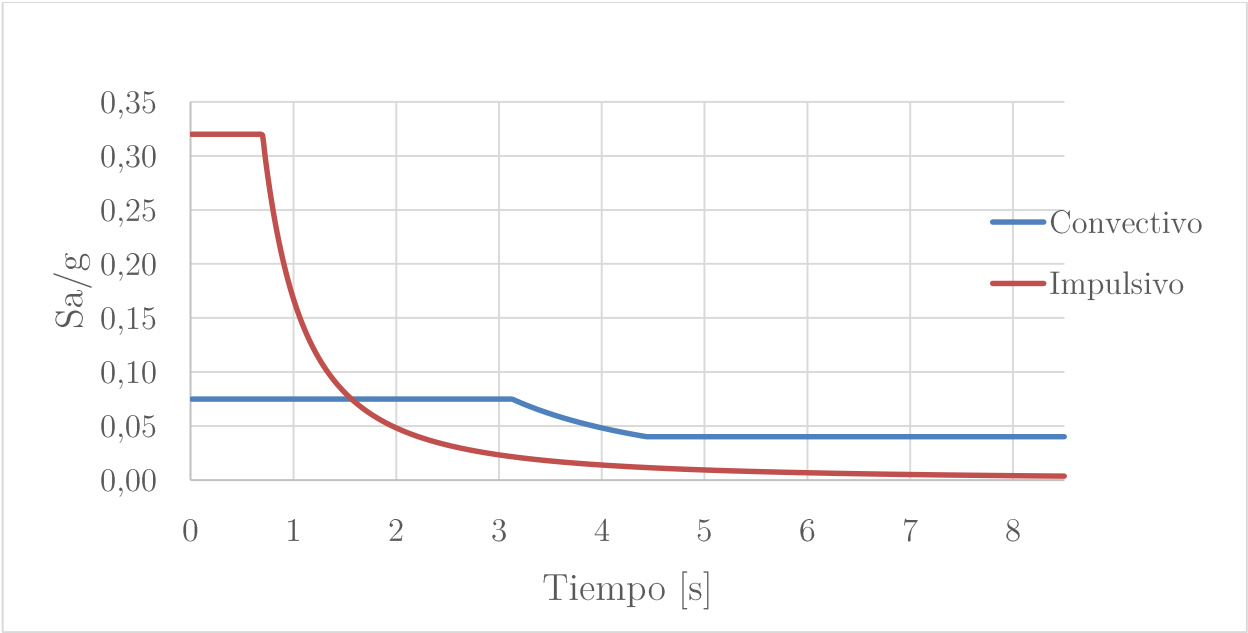


Figura 4.4: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 8 [m] de diámetro (Caso 2).

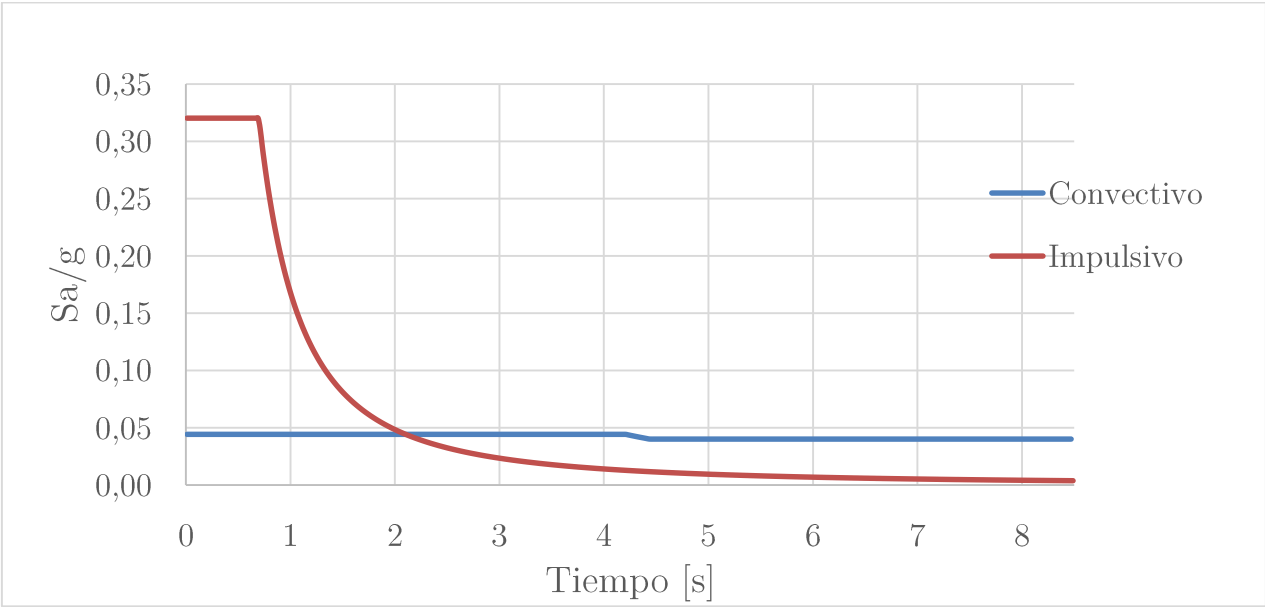


Figura 4.5: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 12 [m] de diámetro (Caso 3).

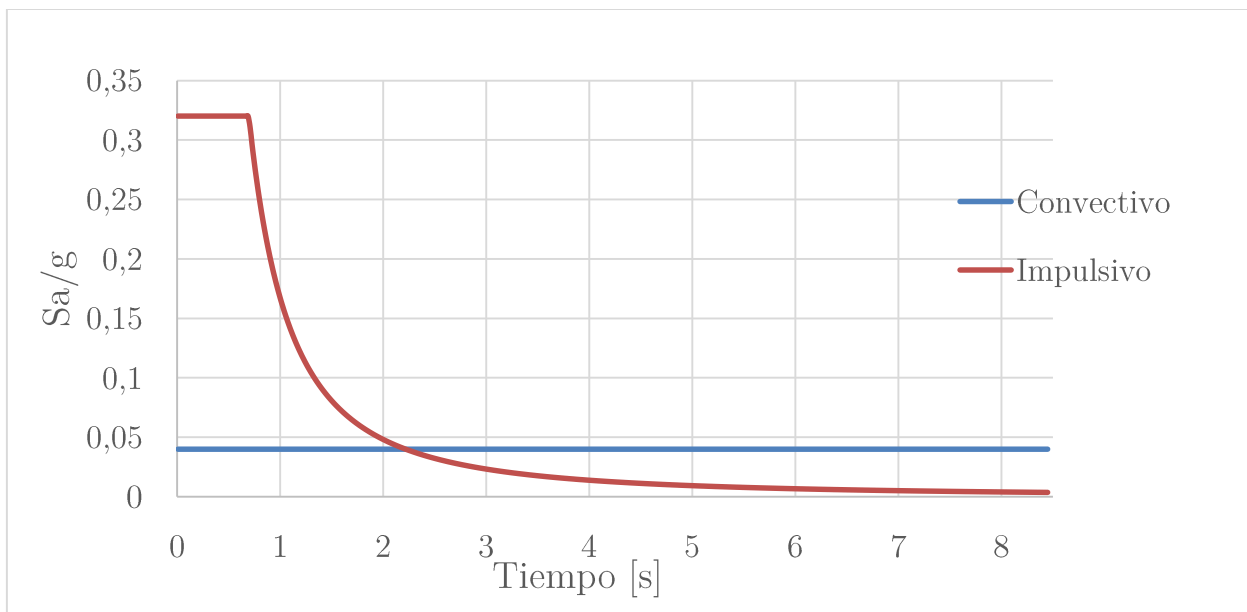


Figura 4.6: Espectro de diseño convectivo e impulsivo horizontal para estanque de 24 [m] de diámetro (Caso 4).

Sin embargo, en la realidad el sismo afecta a la estructura en su totalidad, por lo tanto, desglosar el problema haciendo que el programa aplique el espectro impulsivo sobre la estructura y el espectro convectivo sobre la masa convectiva conlleva a no ser un problema realista y sobreestima los resultados, pues la modelación computacional acepta un único espectro. Es por esto que se decide utilizar un espectro híbrido, que represente ambos amortiguamientos, para obtener los elementos finales de comparación como reacciones en nodos, esfuerzo de corte total aplicado, momento total, desplazamientos u otra componente. Para la construcción del espectro híbrido se decide utilizar los rangos en donde los períodos principales son necesarios. Es por esta razón, que al observar los períodos impulsivos y convectivo de cada estanque, se decide que para todos los estanques el período impulsivo se encuentra por debajo de los 1 segundo, por lo que se decide mantener el espectro impulsivo hasta que se alcance el periodo del modo convectivo, pues una vez alcanzado se modela de forma convectiva.

A continuación, se muestran las curvas descritas por los espectros de aceleraciones híbridos para los cuatros estanques por separado (Figura 4.7 a Figura 4.10) y juntos a modo de resumen en la Figura 4.11.

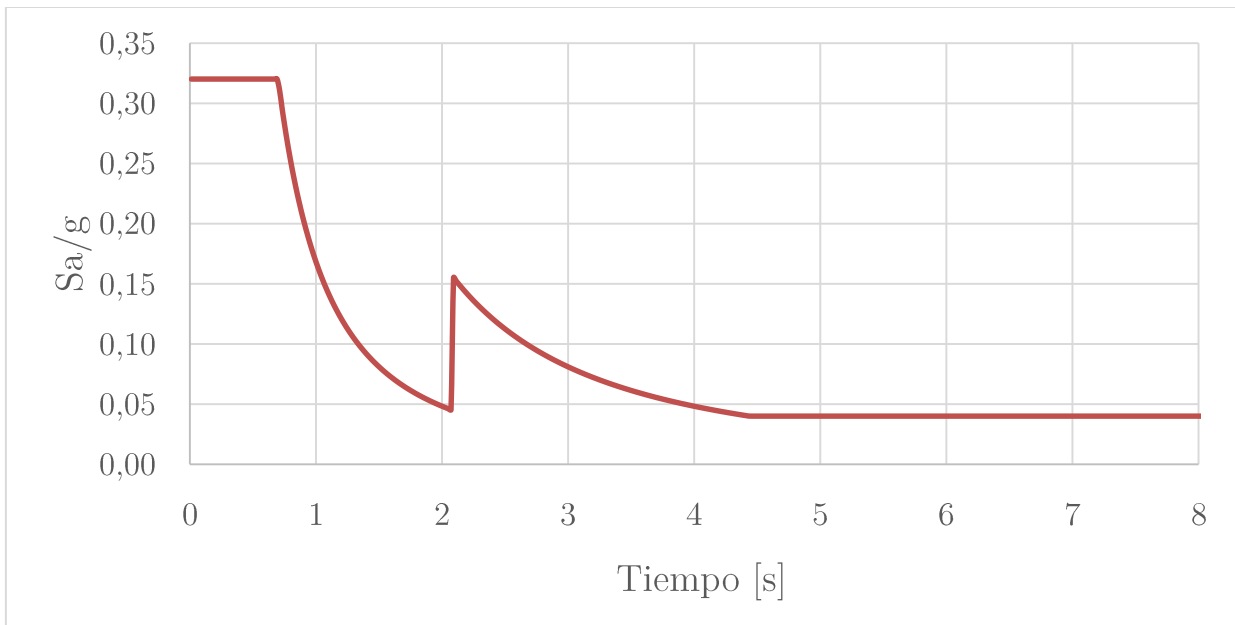


Figura 4.7: Espectro híbrido horizontal para estanque de 4 [m] de diámetro (Caso 1).

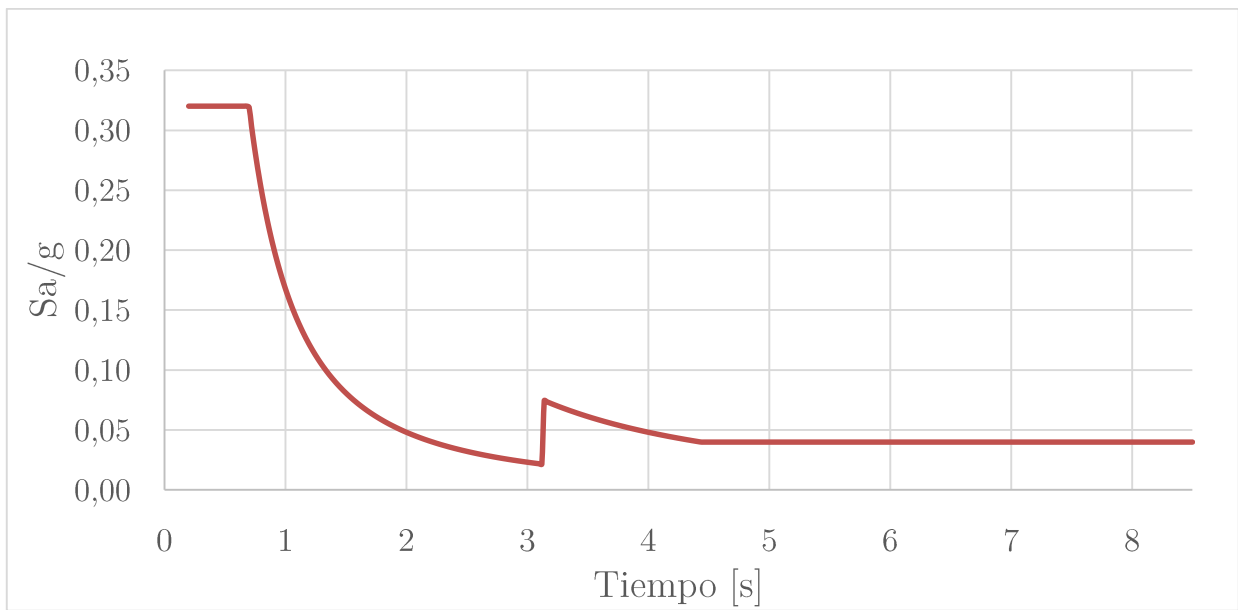


Figura 4.8: Espectro híbrido horizontal para estanque de 8 [m] de diámetro (Caso 2).

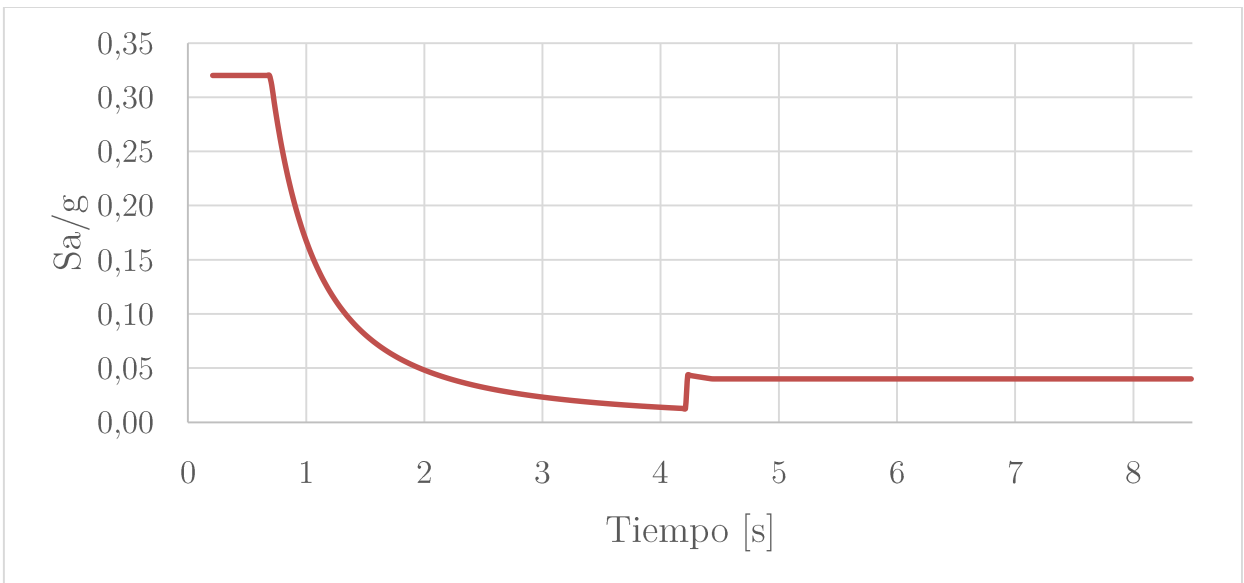


Figura 4.9: Espectro híbrido horizontal para estanque de 12 [m] de diámetro (Caso 3).

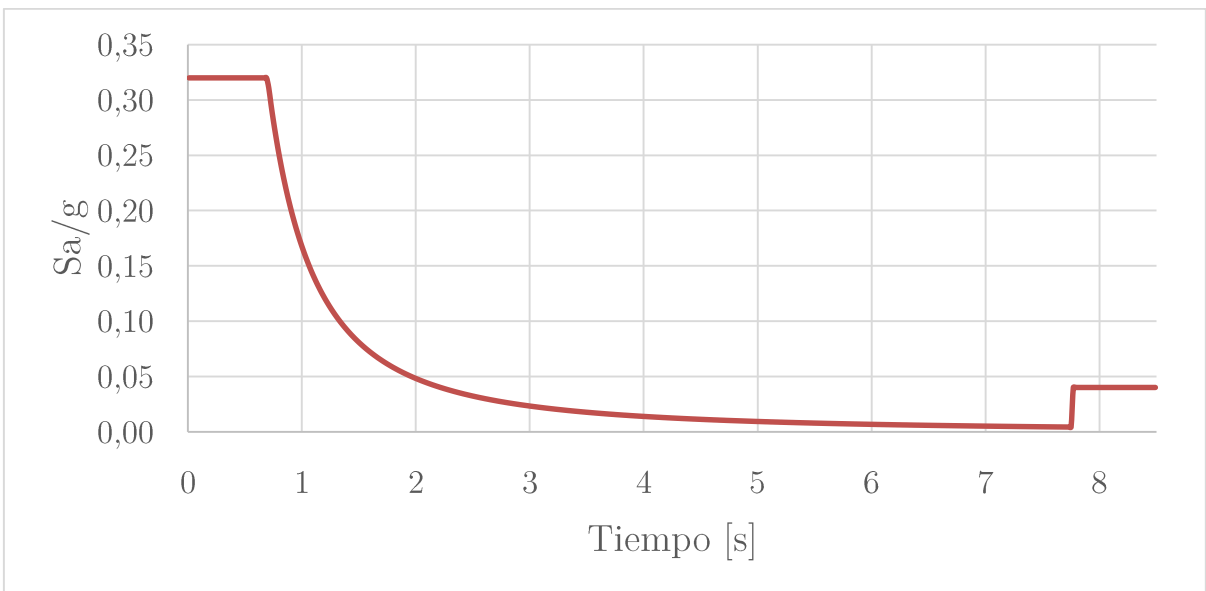


Figura 4.10: Espectro híbrido horizontal para estanque de 24 [m] de diámetro (Caso 4).

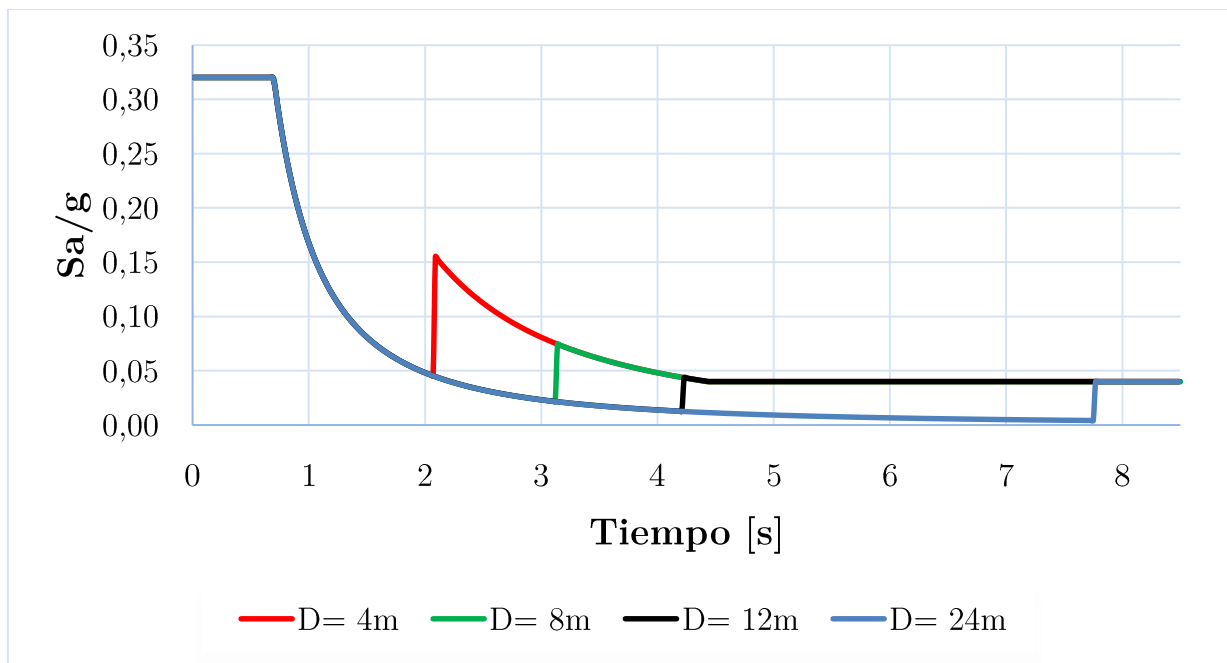


Figura 4.11: Espectro híbrido de diseño horizontal de los cuatro estanques.

4.2.2 Desacoplamiento modal

Dado que en el análisis sísmico se tiene una masa impulsiva y una masa convectiva, es posible aplicar el modelo mecánico equivalente simplificado propuesto por Housner en 1963.

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

Lo comparación descrita anteriormente se realiza para el estanque cuyo diámetro es de 4[m]. Así, las rigideces necesarias para el modelo se obtienen de la Ecuación (2.7), con lo cual la rigidez asociada a la masa convectiva sería:

$$K_C = \omega_c^2 m_c = 132.281 \text{ [N/m]} \quad (4.1)$$

Donde:

m_c : Masa asociada al modo convectivo [Kg].

ω_c : Frecuencia del modo [rad/s²].

K_C ; Rigidez de la masa convectiva [N/m].

Para la componente impulsiva la rigidez equivalente se obtiene sumando las masas impulsivas y la masa asociada al estanque y estructura de soporte. Así el valor de la rigidez impulsiva es:

$$K_i = \omega_i^2(m_i + m_e) = 71.063.910 \text{ [N/m]} \quad (4.2)$$

Donde:

m_i : Masa asociada al modo convectivo [Kg].

m_e : Masa del estanque y estructura de soporte [Kg].

ω_c : Frecuencia del modo [rad/s²].

K_i ; Rigidez de la masa convectiva [N/m].

Dadas las consideraciones particulares de este tipo de análisis dinámico, el comportamiento del líquido dentro del estanque se puede representar por medio de la ecuación de movimiento con dos grados de libertad, donde las rigideces asociadas a este modelo son las mismas obtenidas de los modelos de un grado de libertad. Así, la formulación matemática correspondiente sería la Ecuación (4.3)

$$\begin{bmatrix} m_i & 0 \\ 0 & m_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_i + k_c & -k_c \\ -k_c & k_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

La cual corresponde a la formulación matricial diferencial de la ecuación del movimiento de un oscilador de dos grados de libertad con amortiguamiento nulo, esto último, si bien no es del todo cierto, pues toda estructura está asociada a un grado de amortiguamiento, sí es una aproximación válida para cortos períodos de oscilación o bien cuando esta es forzada, como es el caso de los sismos. En estas condiciones, la vibración de una estructura con grado de amortiguamiento bajo, queda caracterizada por sus frecuencias naturales, las cuales corresponden matemáticamente a las soluciones del problema de valores propios de la Ecuación (2.12). Al resolver el problema de valores propios para la rigidez K en el programa Matlab®, haciendo uso de las frecuencias ω_i y ω_c calculadas con la fórmula característica de un oscilador de un grado de libertad, se obtienen las siguientes rigideces:

$$K_c = 132.030 \text{ [N/m]}$$

$$K_i = 70.119.700 \text{ [N/m]}$$

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

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

$$\begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0.0052 \\ 0.0083 & 0 \end{bmatrix}$$

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

Otra forma de demostrar lo anterior es calculando el coeficiente de acoplamiento de los modos convectivo e impulsivo de la Ecuación (3.15) cuyo resultado es nulo.

4.2.3 Períodos y factores de participación modal

Dentro de los resultados obtenidos en la modelación por elementos finitos, el programa STAAD.Pro® V8i entrega una Tabla con los factores de participación modales (FPM) asociados a cada período o modo de vibrar de la estructura, además del período, los cuales se ilustran a continuación (Tabla 4.9 a Tabla 4.12) para los diseños de estructura de los cuatro estanques.

Es importante señalar que para los cuatro estanques modelados la determinación de los períodos de las componentes convectiva e impulsiva del diseño realizado con el software fue sencilla debido a que los períodos entregados se discriminaron de acuerdo al factor de participación modal, el cual indica la tendencia que tiene la masa modal asociada a ese período. Acorde a esto, la mayor cantidad de modos de vibrar poseen nulo o casi nulo factor de participación modal, por lo que se descartan del análisis.

Los modos de vibrar de la componente impulsiva y convectiva cumplen con los requerimientos de la NCh2369Of 2003 la cual señala que se deben incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total. En este caso la suma de las masas convectiva e impulsiva suman más del 99% de la masa total, por lo que los modos asociados a éstas masas son los predominantes y los que se detallan a continuación para cada estanque.

Para comprobar la validez de los periodos entregados por el programa las Tablas también incluyen los resultados obtenidos en forma teórica por la norma API 650, de manera de comparar y ratificar que la solución que presenta el programa es similar a los resultados de la realidad, lo que ayuda a validar éstos en el caso dinámico.

Tabla 4.9: Períodos naturales para estanque de 4[m], Caso 1.

| Modo | Período programa [s] | Período teórico [s] | FPM % |
|------------|----------------------|---------------------|-------|
| Convectivo | 2,13 | 2,09 | 27,87 |
| Impulsivo | 0,13 | 0,14 | 71,94 |

Tabla 4.10: Períodos naturales para estanque de 8[m], Caso 2.

| Modo | Período programa [s] | Período teórico [s] | FPM % |
|------------|----------------------|---------------------|-------|
| Convectivo | 3,18 | 3,14 | 51,53 |
| Impulsivo | 0,11 | 0,17 | 48,43 |

Tabla 4.11: Períodos naturales para estanque de 12[m], Caso 3.

| Modo | Período programa [s] | Período teórico [s] | FPM % |
|------------|----------------------|---------------------|-------|
| Convectivo | 4,29 | 4,23 | 63,53 |
| Impulsivo | 0,19 | 0,25 | 35,65 |

Tabla 4.12: Períodos naturales para estanque de 24[m], Caso 4.

| Modo | Período programa [s] | Período teórico [s] | FPM % |
|------------|----------------------|---------------------|-------|
| Convectivo | 7,83 | 7,77 | 71,78 |
| Impulsivo | 0,13 | 0,19 | 27,63 |

4.2.4 Cargas totales caso dinámico

Una vez ingresado el espectro híbrido para cada estanque modelado, se desea que el programa de elementos finitos entregue:

- Esfuerzo de corte basal total y momento total debido a la aplicación del espectro híbrido horizontal. El valor de este esfuerzo de corte y momento incluye el contenido de líquido impulsivo y convectivo, el contenido de sólido en el estanque y la fuerza sísmica debido al peso del estanque y la estructura de soporte. Se calcula automáticamente en el programa ocupando los esfuerzos máximos modales convectivo e impulsivo mediante el método de combinación cuadrática completa (CQC), aunque se calculará adicionalmente para el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y para la suma absoluta (ABS) a modo de comparación.
- Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque (F1).
- Fuerza debido al peso propio del estanque y estructura (DT).

Los valores de F1 y DT son los mismos del caso estático, lo que corrobora que estos valores no son afectados por el método. Así, desde la Tabla 4.13 a Tabla 4.16 se muestran los valores de

esfuerzo de corte basal total para los cuatro estanques analizados, además de los valores de los esfuerzos máximos modales convectivos e impulsivos.

Tabla 4.13: Corte basal y Momento total para estanque de 4[m], Caso 1.

| Modo | Fx [kN] | Corte basal total [kN] | | | Mz [kNm] | Momento total en el origen [kNm] | | |
|------------|---------|------------------------|--------|--------|----------|----------------------------------|--------|--------|
| | | CQC | SRSS | ABS | | CQC | SRSS | ABS |
| Convectivo | 22,00 | 123,80 | 123,80 | 144,10 | -49,00 | 164,90 | 164,90 | 206,40 |
| Impulsivo | 121,80 | | | | -157,40 | | | |

Tabla 4.14: Corte basal y Momento total para estanque de 8[m], Caso 2.

| Modo | Fx [kN] | Corte basal total [kN] | | | Mz [kNm] | Momento total en el origen [kNm] | | |
|------------|---------|------------------------|--------|--------|----------|----------------------------------|--------|--------|
| | | CQC | SRSS | ABS | | CQC | SRSS | ABS |
| Convectivo | 75,80 | 321,80 | 321,80 | 388,50 | -157,40 | 458,80 | 458,80 | 588,40 |
| Impulsivo | 312,80 | | | | -431,00 | | | |

Tabla 4.15: Corte basal y Momento total para estanque de 12[m], Caso 3.

| Modo | Fx [kN] | Corte basal total [kN] | | | Mz [kNm] | Momento total en el origen [kNm] | | |
|------------|---------|------------------------|--------|--------|----------|----------------------------------|--------|---------|
| | | CQC | SRSS | ABS | | CQC | SRSS | ABS |
| Convectivo | 123,30 | 534,50 | 534,50 | 644,30 | -267,10 | 826,00 | 826,00 | 1048,70 |
| Impulsivo | 520,10 | | | | -781,70 | | | |

Tabla 4.16: Corte basal y Momento total para estanque de 24[m], Caso 4.

| Modo | Fx [kN] | Corte basal total [kN] | | | Mz [kNm] | Momento total en el origen [kNm] | | |
|------------|---------|------------------------|---------|---------|----------|----------------------------------|---------|---------|
| | | CQC | SRSS | ABS | | CQC | SRSS | ABS |
| Convectivo | 546,80 | 1770,30 | 1770,30 | 2232,30 | -1457,00 | 3011,60 | 3011,60 | 4092,70 |
| Impulsivo | 1683,80 | | | | -2635,70 | | | |

Al evaluar los resultados de corte basal total y momento total en el origen para los distintos métodos, se aprecia que el método de combinación cuadrática completa (CQC) y el de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) dan valores iguales, en cambio la suma de valores absolutos (ABS) da mayor. De acuerdo a la norma chilena el uso del método CQC es el que debe utilizarse, pues contempla el acoplamiento de los modos de vibrar, sin embargo, se ratificó que los modos están desacoplados por lo que el valor del esfuerzo de corte basal y momento es igual a que si se obtuviera la raíz cuadrada de la suma de los esfuerzos o momentos al cuadrado, es decir, el método SRSS. Por otro lado, la suma de los valores absolutos siempre será mayor que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, y en efecto los valores de corte y momento debiesen ser igual que el entregado mediante el método estático, lo que ayudaría a validar los resultados entregados en el programa computacional STAAD.Pro® V8i.

4.3 Comparación entre métodos

Dado que el objetivo de estudio, es verificar que el método estático que se utiliza actualmente para analizar estanques es el adecuado, se realizan dos tipos de comparaciones con el método dinámico.

La primera comparación considera evaluar el esfuerzo de corte basal total y momento total en el origen con cada método. Para el método dinámico el programa entrega en el archivo de salida el resultado mediante el método de combinación cuadrática completa (CQC), de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y de la suma de los valores absolutos (ABS) al considerar los valores máximos modales convectivo e impulsivo como se explica en la Sección 4.2.3. Sin embargo, la comparación se realiza con los valores de esfuerzo de corte total y momento total del método de combinación CQC pues es el que la NCh2369Of.2003 señala que debe emplearse, además de tener el mismo valor que el método SRSS y de que el método ABS sirve sólo como forma de comparar que el resultado sea igual o semejante al esfuerzo de corte del método de análisis sísmico estático.

Para el método estático, el esfuerzo de corte basal total considera la suma de las fuerzas de corte debido al contenido de líquido impulsivo y convectivo, al contenido de sólido en el estanque y al peso del estanque y estructura de soporte. El momento total en el origen se calcula de forma similar al esfuerzo de corte pero sumando los momentos sísmicos asociados al líquido, sólido y estructura.

La segunda comparación considera evaluar las máximas reacciones existentes en los soportes de los cuatro tipos de estanques. Para esto, se deben calcular las fuerzas resultantes en el plano horizontal y vertical de los nodos de las columnas de soportes con ambos métodos, y

luego seleccionar la mayor resultante en cada plano para poder analizar los resultados. La comparaciones entre cada método se realizan acorde al tipo de columna de soporte de la estructura. Así para el estanque de 4[m] y de 8[m] de diámetro se analizan los cuatro y seis nodos de la columna externa de soporte, puesto que no posee columna central ni otro anillo de columnas. (Figura 3.13 y Figura 3.14)

En cambio, para el estanque de 12 [m] además de calcular las fuerzas horizontales y verticales de los ocho nodos de la columna de soporte exterior, se debe calcular las fuerzas para el nodo de la columna central, y luego, comparar ambos métodos acorde al tipo de soporte considerando los máximos (Figura 3.15)

Por último, para el estanque de 24[m], es necesario analizar el nodo de la columna central, los dieciséis nodos de la columna exterior, los dieciséis nodos de la columna intermedia y los dieciséis nodos de la columna interior. Al igual que en los casos anteriores, se calculan las fuerzas resultantes horizontales y verticales acorde a la estructura de soporte, seleccionando los máximos, para luego comparar entre ambos métodos (Figura 3.16).

A continuación, desde la Tabla 4.17 a Tabla 4.20 se muestran las comparaciones de los resultados de corte basal total y momento total en el origen para cada método. En éstos se aprecia que los resultados de esfuerzo de corte y momento del método estático son mayores al método dinámico con diferencias que van entre un 14-22% y entre un 1-20%, respectivamente. Además, en la Figura 4.12 y Figura 4.13 se aprecia un gráfico resumen de la comparación de esfuerzo de corte y momento entre métodos para los cuatro estanques.

Tabla 4.17: Comparación entre métodos para estanque de 4[m], Caso 1.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|----------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Corte basal total [kN] | 145,33 | 123,77 | 14,84 |
| Momento total origen [kNm] | 205,40 | 164,90 | 19,70 |

Tabla 4.18: Comparación entre métodos para estanque de 8[m], Caso 2.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|----------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Corte basal total [kN] | 392,75 | 321,81 | 18,06 |
| Momento total origen [kNm] | 585,60 | 458,80 | 21,70 |

Tabla 4.19: Comparación entre métodos para estanque de 12[m], Caso 3.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|----------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Corte basal total [kN] | 663,11 | 534,47 | 19,40 |
| Momento total origen [kNm] | 1026,50 | 826,00 | 19,50 |

Tabla 4.20: Comparación entre métodos para estanque de 24[m], Caso 4.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|----------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Corte basal total [kN] | 2283,28 | 1770,31 | 22,47 |
| Momento total origen [kNm] | 3052,30 | 3011,60 | 1,30 |

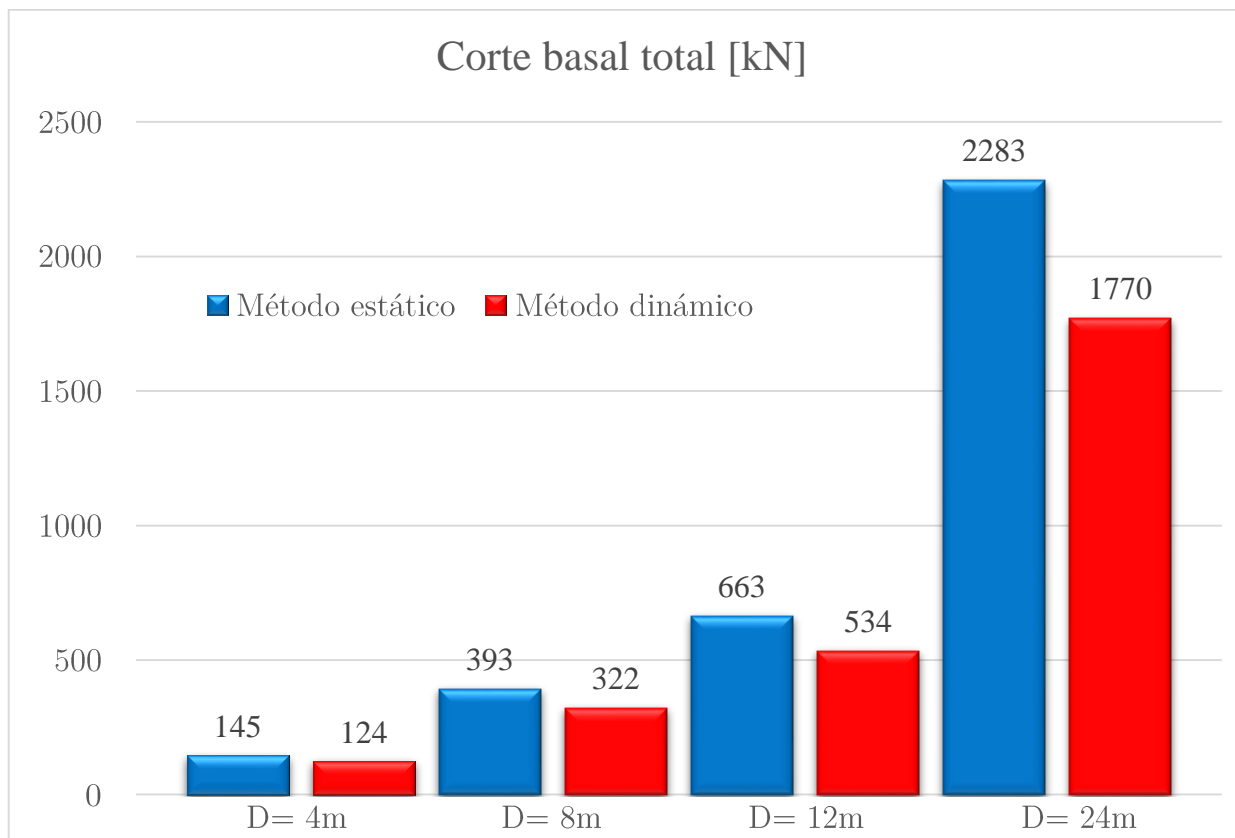


Figura 4.12 : Comparación del corte basal total para los cuatro tipos de estanques.

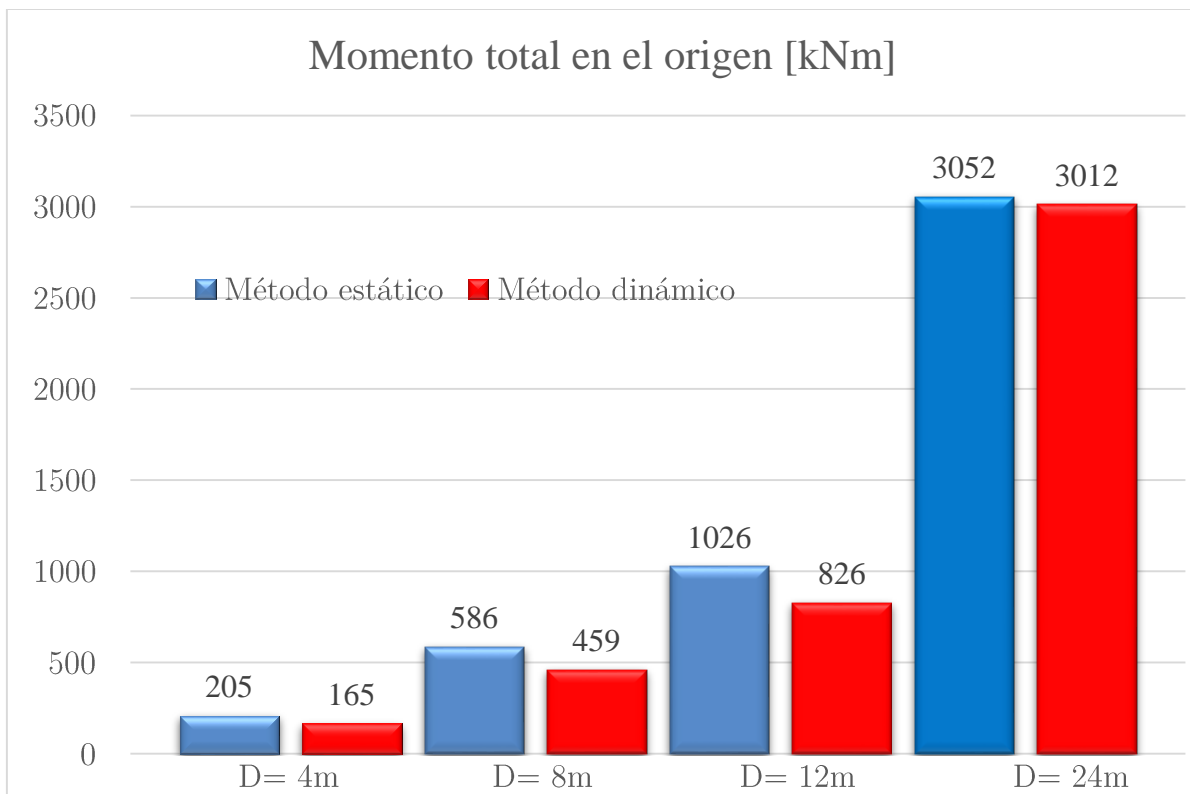


Figura 4.13: Comparación del momento total en el origen ara los cuatro tipos de estanques.

Por otra parte, desde la Tabla 4.21 a Tabla 4.28 se presentan las comparaciones entre métodos para las máximas fuerzas resultantes en el plano horizontal y vertical para los soportes de los cuatro estanques. Es importante destacar que para los estanques de 4[m] y 8[m] sólo existe una comparación pues se tiene un tipo de columna exterior de soporte, en cambio para el estanque de 12[m] se comparan dos tipos de soportes (la columna central y la columna exterior) y para el estanque de 24[m] se comparan cuatro tipos de soportes (la columna central, exterior, intermedia e interior).

En las Tablas es posible observar que los valores del método estático respecto al dinámico son mayores en los soportes de columna exterior para los cuatro estanques, y para las columnas intermedia e interna del estanque de mayor tamaño. Sin embargo, en las columnas centrales el método dinámico entrega un valor mayor al estático, lo cual se debe a la forma en que se aplican las cargas, pues el análisis en los nodos de los soportes de las estructuras es local provocando que el resultado sea distinto según cómo se distribuyan las cargas.

Tabla 4.21: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 4[m], Caso 1.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 70,98 | 60,52 | 14,75 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 104,36 | 86,25 | 17,35 |

Tabla 4.22: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 8[m], Caso 2.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 125,26 | 104,18 | 16,83 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 126,48 | 93,09 | 26,40 |

Tabla 4.23: Comparación fuerza resultante máxima en columna central para estanque de 12[m], Caso 3.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 271,09 | 308,08 | 13,65 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Tabla 4.24 Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 12[m], Caso 3.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 208,32 | 103,99 | 50,08 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 106,09 | 99,38 | 6,33 |

Tabla 4.25: Comparación fuerza resultante máxima en columna central para estanque de 24[m], Caso 4.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 442,49 | 550,13 | 24,33 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 0,13 | 0,03 | 81,03 |

Tabla 4.26: Comparación fuerza resultante máxima en columna exterior para estanque de 24[m], Caso 4.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 443,66 | 269,26 | 39,31 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 273,53 | 164,93 | 39,70 |

Tabla 4.27: Comparación fuerza resultante máxima en columna intermedia para estanque de 24[m], Caso 4.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 8,78 | 7,03 | 19,96 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 29,31 | 6,97 | 76,21 |

Tabla 4.28: Comparación fuerza resultante máxima en columna interior para estanque de 24[m], Caso 4.

| | Método estático | Método dinámico (CQC) | Diferencia % |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| Fuerza plano horizontal [kN] | 11,25 | 10,12 | 10,06 |
| Fuerza plano vertical [kN] | 22,85 | 14,92 | 53,21 |

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Al producirse un sismo, el efecto de la masa convectiva aumenta de forma radical a medida que se incrementa el diámetro del estanque, provocando que la mayor parte de la masa del fluido se mueva producto de la ola ocasionada y una menor porción se mueva rígidamente junto con la estructura. Lo anterior depende de la viscosidad, pues los cálculos se realizaron en base a la API 650, la cual fue hecha como respuesta a la necesidad de proveer a la industria petrolera de estanques con la seguridad adecuada, por lo que los cálculos de masa convectiva e impulsiva fueron en base a un líquido derivado del petróleo.

Otro efecto que conlleva el aumento del diámetro del estanque, es que el periodo en que se produce el primer modo de chapoteo (modo convectivo) tarda más en aparecer, es decir, la masa del fluido que se mueve producto de la ola ocasionada por el sismo demora desde 2 segundos para el estanque de 4 metros de diámetro hasta 7,8 segundos para el estanque de 24 metros. Esto se debe, a que al modelar de forma convectiva el espectro híbrido de diseño luego de alcanzar el período convectivo, se advierte un menor aumento de la aceleración sísmica impuesta al modelo (Figura 4.11) a medida que el diámetro aumenta, provocando el aumento de período del modo, pues se necesita un mayor tiempo para que la masa convectiva se mueva y produzca el fenómeno de chapoteo, considerando que la masa convectiva es mayor mientras más grande es el estanque. Sin embargo, es suficiente esa aceleración para provocar el derrame de una parte del contenido de líquido.

Al calcular el desplazamiento máximo vertical de la ola que se puede ocasionar por efecto del sismo, el diámetro del estanque también juega un rol importante, pues al aumentar incrementa la altura de la ola. En efecto, se determina que en los cuatro casos de estudio, parte del contenido de líquido se derrama fuera del estanque, pues, la distancia mínima que debería haber entre la superficie del líquido y parte superior de los estanques (freeboard) tratados es del orden de 100[mm]. Sin embargo, los valores del freeboard van desde los 186 [mm] para el estanque más pequeño a más de 1 [m] para el estanque más grande. Esto provoca que parte de la masa convectiva que se mueve junto con la ola se pierda, ocasionando una disminución en la incidencia de la masa convectiva. De esta forma, los valores considerados se tienden a sobreestimar porque al perder parte del líquido la participación del modo disminuye al igual que su influencia, sin embargo, en los modelos no se considera la pérdida de masa convectiva, por tanto, no sólo se sobrestima la masa, sino también los resultados de esfuerzos de corte y reacciones analizadas, permitiendo que los valores de ambos métodos tengan una holgura respecto a lo que sucede en la realidad.

Otro hecho importante de analizar es la validación de ambos métodos. Para validar los resultados entregados por el programa de elementos finitos STAAD.Pro® V8i s para las

fuerzas del caso estático (EX_F1, EX_S y F1), se decidió compararlas con las calculadas teóricamente según la NCh2369Of.2003 y la API650, entregando un error menor al 1%. De esta forma se corroboró que la aplicación de las cargas en el programa de elementos finitos se realiza de forma óptima. Por tanto, estos valores como las fuerzas resultantes en las reacciones de los soportes pueden compararse con el otro método.

Por otra parte, para validar los resultados del caso dinámico entregados por el programa de elementos finitos STAAD.Pro® V8i se ocuparon dos medios comparativos. El primero consiste en que los periodos de los modos principales (convectivo e impulsivo) sean iguales o con diferencia mínima a los calculados en forma teórica mediante la norma API650 para los cuatro estanques. La segunda comparación, es mediante el análisis del esfuerzo de corte basal total que entrega el programa con el método de las sumas de los valores absolutos, el cual, debiese ser igual que sumar cada una de los esfuerzos de corte basal (EX_F1, EX_S y EX_DT) del método estático, debido al desacoplamiento de los modos de vibrar.

Al comparar tanto los periodos como el esfuerzo de corte total, se llegó a determinar que ambos valores eran semejantes a lo esperado, corroborando que el modelo simplificado propuesto por Housner se modeló adecuadamente y que los valores son correctos para comparar con el otro método. Ese pequeño porcentaje de error de menos del 1% se puede deber a que la suma de las masas de los modos convectivo e impulsivo suma el 99%, sin llegar a la precisión máxima del 100%.

Para el caso dinámico es esencial la aplicación del espectro de aceleración correctamente, por tanto el estudio de los espectros impulsivo y convectivo por separado llegó a determinar que a pesar de que existan dos espectros, la realidad combina ambas cosas, pues el sismo es uno y afecta a la estructura en su totalidad, por tanto aplicar un espectro a la estructura y otro a la masa convectiva entregaba resultados incorrectos. La razón se debe a que la modelación computacional acepta un único espectro en cierta dirección para ser aplicado sobre el modelo para entregar un resultado coherente. Se pueden ingresar varios espectros, para determinar periodos y FPM (factor de participación modal), sin embargo, para obtener desplazamiento, esfuerzos, reacciones nodales, los valores resultantes serán erróneo. Así, la utilización de un espectro de aceleración híbrido representa ambos amortiguamientos y factor de modificación de respuesta entregando valores correctos de esfuerzos, momentos, reacciones, etc. Considerando los rangos de los dos períodos principales, se llega a la conclusión que se mantiene el espectro impulsivo hasta alcanzar el periodo convectivo y luego se modela de manera convectiva.

El método de combinación cuadrática completa (CQC) es un método de combinación modal que considera el acoplamiento de los modos de vibrar, por esta razón es el método propuesto

por la norma NCH2369Of.2003 para cálculo de esfuerzos, deformaciones sísmicas en el caso dinámico. Sin embargo, existen otros métodos como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la suma de los valores absolutos (ABS), los cuales no consideran el acoplamiento. Lo interesante de esto, es que para los modelos analizados, se comprobó que los modos convectivo e impulsivo se encuentran desacoplados, por tanto el uso del método CQC O SRSS da el mismo resultado. Esto se comprobó mediante el archivo de salida de los esfuerzos de corte basal y momento total entregado por el programa, en que además del método deseado entregó los resultados con los otros métodos de cálculo, lo que corrobora el desacoplamiento existente y que los resultados son correctos como se mencionó más arriba.

Respecto al objetivo del estudio, se comparan los resultados de corte basal total y momento total en el origen para el método estático y dinámico. En éstos, es posible apreciar que para los cuatro modelos de estanques el método estático es conservador, es decir, los resultados estáticos son entre un 14,8% y 22,4% mayores que los dinámicos para el esfuerzo de corte total y entre un 1% y 21% mayores en el momento total. Esta holgura se debe a que tanto el esfuerzo de corte basal total como el momento total en el origen para el caso dinámico son calculados por combinación cuadrática completa (CQC), impuesto por la norma NCH2369Of.2003 al considerar el acoplamiento de modos, sin embargo, como fue mencionado los modos se encuentran desacoplados entre sí, por lo que la raíz cuadrada de la suma de los valores modales máximos al cuadrado (dinámico) siempre será menor que la suma de los valores modales máximos (estático) como se muestra en la expresión. Por otro lado, en el método estático las cargas impulsiva y convectiva actúan en forma distribuida sobre el estanque en un mismo instante de tiempo, en cambio en el método dinámico actúan en períodos distintos.

$$\sqrt{S_1^2 + S_2^2} \leq S_1 + S_2$$

Donde:

S_1 : Esfuerzo modal máximo del modo 1.

S_2 : Esfuerzo modal máximo del modo 2.

La segunda comparación se basó en las fuerzas resultantes en las reacciones de las columnas de soporte para ambos métodos. Los cálculos determinaron que las fuerzas en el plano vertical y horizontal son conservadores para el método estático en las columnas de soportes exteriores para los cuatro tipos de estanque, y para las columnas intermedia e interna del estanque de mayor diámetro. Sin embargo, en las columnas centrales de los estanques diseñados con éstas, los valores del método dinámico son mayores al estático. Esto se debe a la aplicación de las cargas entre un método y otro, pues se corroboró que según la distribución de las cargas los resultados varían localmente, sin embargo globalmente el

resultado es el mismo. Así, el análisis en los nodos donde se producen las reacciones de las columnas de soporte es un estudio local, por tanto su valor depende de cómo se apliquen las cargas, a diferencia del esfuerzo de corte total y momento total pues es un estudio global y su valor no depende de cómo se apliquen.

Finalmente, se ratifica que el método estático utilizado actualmente entrega mayor seguridad a la estructura al ser más conservador, considerando como base la NCh2369. Of20003. Sin embargo, si se deseara minimizar material, el método dinámico sería una alternativa adecuada a usar.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de la experiencia adquirida durante el transcurso del trabajo y contando con los resultados y sus análisis, se presentan a continuación conclusiones y recomendaciones derivadas de esta memoria.

6.1 Conclusiones

El objetivo de esta memoria era verificar si el método estático de cálculo que se utiliza actualmente acorde a la API 650 y a la NCh2369Of.2003 es adecuado para ser aplicado en estanques apoyados sobre columnas, sin techo, cuya relación de aspecto es grande (ancho/alto \gg 1). Este objetivo se cumplió, pues luego de comparar el método estático con respecto al dinámico (CQC) mediante un estudio global a través del esfuerzo de corte total y momento total en el origen se concluye que el método estático es más conservador respecto al dinámico. Por tanto, su uso es adecuado para responder satisfactoriamente a un sismo, maximizando la seguridad de la estructura.

Por otro parte, el estudio local basado en el análisis de las fuerzas en el plano horizontal y vertical en los nodos donde se producen las reacciones de las columnas de soporte ayudaron a determinar que los resultados dependen de la aplicación de las cargas en cada método, por tanto, la comparación entre un método y otro depende totalmente de la distribución de las cargas.

Entre los objetivos específicos a cumplir era estudiar ambos métodos para aproximar la respuesta del fluido. Al estudiar ambos, se vislumbra que diámetro del estanque juega un rol importante en un sismo, pues a medida que aumenta:

- El efecto de la masa convectiva se incrementa provocando que la mayor parte de la masa del fluido se mueva producto de la ola.
- El período en que se produce el modo convectivo tarda más en aparecer pues se necesita un mayor tiempo para que se produzca el fenómeno de chapoteo por la mayor masa.
- La altura de la ola se incrementa, ocasionando que en los cuatro casos de estudio parte del contenido de líquido se derrama fuera del estanque, pues, la distancia mínima que debería haber entre la superficie del líquido y parte superior de los estanques es superior a la establecida. Por tanto, al no considerar la pérdida de masa convectiva en ambos modelos, los resultados de esfuerzos de corte y reacciones analizadas están sobreestimados de la realidad para ambos métodos, entregando mayor seguridad.

Sin embargo, todo lo anterior depende de la viscosidad del líquido contenido en el estanque, pues el estudio se basó en la API650 que considera estanques de almacenamiento de petróleo, por lo que si considerase un líquido más viscoso habría una menor masa convectiva y por tanto, menor altura de ola y menor período de vibración.

Por otro lado, el estudio de los métodos se realizó satisfactoriamente en:

- Desglosar las fuerzas sísmicas debido al peso de la estructura y soportes, al contenido de líquido impulsivo-convectivo y al contenido de sólido, además del peso de la estructura y del fluido.
- Aplicar correctamente las fuerzas, lo cual se hizo mediante cargas distribuidas en el caso estático y para el caso dinámico, agregando el espectro híbrido de diseño y masas basado en el modelo de Housner.
- La elección del espectro de diseño híbrido del caso dinámico, pues representa los amortiguamientos y factores de modificación de respuesta convectivo e impulsivo, además de la realidad en el que sucede un sismo al aplicarse a la totalidad de la estructura de manera de entregar valores correctos de esfuerzos, reacciones, etc.

El segundo objetivo específico, era que las simulaciones en el programa de elementos finitos STTAD Pro®V8i para los dos métodos se efectuaran apropiadamente en los cuatro tipos de estanques. Esto se comprueba mediante validación de ambos métodos:

- En el caso estático las fuerzas obtenidas se comparan con las calculadas teóricamente de la NCh2369Of.2003 y de la API650, entregando un error menor al 1%. De esta forma se corroboró que la aplicación de las cargas en el programa de elementos finitos se realiza de forma óptima.
- En el caso dinámico la comprobación se realizó mediante dos medios. En el primero se comparó los períodos de los modos principales (convectivo e impulsivo) con respecto a los calculados en forma teórica mediante la norma API650. En el segundo, se comparó mediante el análisis del esfuerzo de corte basal total y momento total que entrega el programa basado en las sumas de los valores absolutos con respecto al esfuerzo de corte basal total y momento total del método estático. Esto puede hacerse debido al desacoplamiento de los modos de vibrar convectivo e impulsivo. Los dos medios comparativos determinaron que el modelo propuesto por Housner se modeló adecuadamente al igual que la aplicación del espectro híbrido.

Los esfuerzos, momentos y reacciones del caso dinámico se obtienen por combinación cuadrática completa (CQC) acorde a la NCh2369Of.2003, pues contempla el acoplamiento de modos, a pesar de verificar que los modos se encuentran desacoplados entre sí.

El último objetivo específico era comparar el método estático y dinámico (CQC) mediante esfuerzo de corte basal total, momento total en el origen y fuerzas en el plano horizontal y vertical en las reacciones de las columnas de soporte. En la comparación del esfuerzo de corte basal total y momento total en el origen se determina que para los cuatro modelos de estanques el método estático entrega valores mayores al dinámico entre un 14,8% y 22,4% para los resultados de esfuerzo de corte total y entre un 1% y 21% para el momento total. En la comparación entre los resultados de las reacciones en las columnas de soporte con cada método, los cálculos determinaron que las fuerzas en el plano vertical y horizontal son mayores para el método estático en la mayoría de las columnas de soporte, sin embargo, no en todas, lo que depende netamente de la distribución de las cargas al ser un estudio local, pues los resultados varían según cómo se apliquen, a diferencia de los esfuerzos de corte y momento total por ser un estudio global.

6.2 Recomendaciones

- Tomar en cuenta las limitaciones del análisis estático en cuanto a altura, pues la NCh2369Of.2003 señala que este método se utiliza solamente para estructuras de hasta 20[m], siempre que su respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad. Así, si se desea realizar una estructura con una altura superior, se deberá realizar un análisis dinámico de la estructura.
- Tener presente que los códigos de análisis sísmicos, en particular la NCh2369Of.2003 que es la estudiada en mayor énfasis señala que por lo menos el 90% de la masa de la estructura debe aportarse a la hora de realizar un análisis dinámico. Sin embargo, mientras mayor sea este valor el resultado será más preciso.
- Una correcta distribución de la masa puede generar un diseño sísmico más eficiente cuando se analiza por medios dinámicos.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1](CSN), **Centro sismológico Nacional Universidad de Chile.**
http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf. [En línea] [Citado el: 12 de Abril de 2014.]
- [2](INN), **Instituto Nacional de Normalización. 2003.** "NCh2369 Of. 2003 "Diseño sísmico de estructuras industriales". Santiago de Chile : s.n., 2003.
- [3]**American Petroleum Institute, Eleventh Edition. 2008.** *API Standard 650, "Welded Steel Tanks for Oil Storage"*. 1220 L Street, Washington D.C., USA : s.n., 2008.
- [4]*Behavior of Elevated Concrete Water Tank Subjected to Artificial Ground Motion.*
Gareane A. I. Algreane, Siti Aminah Osman, Othman A. Karim, Anuar Kasa. 2011. 2011, Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE) .
- [5]**Alex H. Barbat, Juan Miquel Canet. 1994.** *Estructuras sometidas a acciones sísmicas.* Barcelona, España : Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería,segunda edición, 1994.
- [6]**Falconí, Roberto Aguiar.**
<http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/sismico/capitulo12.pdf>. [En línea] [Citado el: 20 de Agosto de 2014.]
- [7]**Dinámica Estructural, apuntes para el curso ME706. 2013.** *Meruane, V.* Santiago de Chile : s.n., 2013.
- [8]**D.Trevor. 2004.** *Analysis and Design of Structures: A practical Guide to Modeling .* s.l. : Jones Bentley Institute Press.Version 1, 2004.
- [9]**Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks. Praveen K. Malhotra, Thomas Wenk, Martin Wieland. 2000.** 2000, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE).
- [10]**Moss, Dennis R. 2004.** *Pressure vessel design manual, illustrated procedures for solving major pressure vessel design problems.* s.l. : Elsevier, Third edition, 2004.
- [11]**350, ACI COMMITTEE. 2003.** *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3~01) and Commentary (350.3R~01).* Farmington Hills, Mich. : American Concrete Institute, 2003.

ANEXOS

Anexo 1: Detalle de cálculos de estanques

Caso 1: Estanque D= 4m

| Geometría del estanque | | |
|---|------------|-------------------|
| Diámetro interno del tanque | 4.000 | mm |
| Altura pared del estanque | 3.000 | mm |
| Ángulo del suelo del estanque (cono) | 6 | ° |
| Mínimo diámetro del cono | 400 | mm |
| Altura cono completa | 210,21 | mm |
| Altura del cono del suelo del estanque | 189,2 | mm |
| # de columnas | 4 | |
| # de vigas radiales | 0 | |
| Datos del líquido | | |
| Densidad del fluido (condición de operación normal) | 1.300,00 | kg/m ³ |
| Vf_w (Volumen del fluido (pared)) | 37,70 | m ³ |
| Vf_fc (Volumen del fluido (floor cone)) | 0,88 | m ³ |
| mfw (Masa del fluido (pared)) | 49.008,85 | Kg |
| mfc (Masa del fluido (floor cone)) | 1.142,41 | Kg |
| Total de masa | 50.151,25 | Kg |
| Fuerza del peso | 491.482,27 | N |
| Fuerza por área | 13036,9722 | N/m ² |

| Parámetro sísmicos | |
|---|-------|
| Tipo de suelo | III |
| T' (Período del suelo) | 0,62 |
| n (Parámetro del suelo) | 1,8 |
| Zona sísmica | 3 |
| Ao/g (Aceleración efectiva máxima) | 0,4 |
| I (Factor de importancia espesador) | 1 |
| Ri (Máximo factor de modificación de respuesta impulsiva) | 4 |
| Rc (Máximo factor de modificación de respuesta convectiva) | 2 |
| Coficiente impulsivo de amortiguamiento | 0,02 |
| Coficiente convectivo de amortiguamiento | 0,005 |
| T* (1.8Ks' raiz(D)) [seg] | 2,09 |
| Cmáx (Máximo coeficiente sísmico lateral impulsivo) | 0,32 |
| Cc (Coeficiente sísmico lateral convectivo) | 0,155 |

Caso 2: Estanque D=8m

| Geometría del estanque | | |
|---|--------------|-------------------|
| Diámetro interno del tanque | 8.000 | mm |
| Altura pared del estanque | 3.000 | mm |
| Ángulo del suelo del estanque (cono) | 6 | ° |
| Mínimo diámetro del cono | 800 | mm |
| Altura cono completa | 420,42 | mm |
| Altura del cono del suelo del estanque | 378,4 | mm |
| # de columnas | 6 | |
| # de vigas radiales | 0 | |
| Datos del líquido | | |
| Densidad del fluido (condición de operación normal) | 1.300,00 | kg/m ³ |
| Vf_w (Volumen del fluido (pared)) | 150,80 | m ³ |
| Vf_fc (Volumen del fluido (floor cone)) | 7,03 | m ³ |
| mfw (Masa del fluido (pared)) | 196.035,38 | Kg |
| mfc (Masa del fluido (floor cone)) | 9.139,26 | Kg |
| Total de masa | 205.174,64 | Kg |
| Fuerza del peso | 2.010.711,45 | N |
| Fuerza por área | 26667,88892 | N/m ² |

| Parámetro sísmicos | |
|---|-------|
| Tipo de suelo | III |
| T´ (Período del suelo) | 0,62 |
| n (Parámetro del suelo) | 1,8 |
| Zona sísmica | 3 |
| Ao/g (Aceleración efectiva máxima) | 0,4 |
| I (Factor de importancia espesador) | 1 |
| Ri (Máximo factor de modificación de respuesta impulsiva) | 4 |
| Rc (Máximo factor de modificación de respuesta convectiva) | 2 |
| Coficiente impulsivo de amortiguamiento | 0,02 |
| Coficiente convectivo de amortiguamiento | 0,005 |
| T* (1.8Ks´raiz(D)) [seg] | 3,14 |
| Cmáx (Máximo coeficiente sísmico lateral impulsivo) | 0,32 |
| Cc (Coeficiente sísmico lateral convectivo) | 0,075 |

Caso 3: Estanque D=12m

| Geometría del estanque | | |
|---|--------------|-------------------|
| Diámetro interno del tanque | 12.000 | mm |
| Altura pared del estanque | 3.000 | mm |
| Ángulo del suelo del estanque (cono) | 6 | ° |
| Mínimo diámetro del cono | 1200 | mm |
| Altura cono completa | 630,63 | mm |
| Altura del cono del suelo del estanque | 567,57 | mm |
| # de columnas | 8 | |
| # de vigas radiales | 8 | |
| Datos del líquido | | |
| Densidad del fluido (condición de operación normal) | 1.300,00 | kg/m ³ |
| Vf_w (Volumen del fluido (pared)) | 339,29 | m ³ |
| Vf_fc (Volumen del fluido (floor cone)) | 23,76 | m ³ |
| mfw (Masa del fluido (pared)) | 441.079,61 | Kg |
| mfc (Masa del fluido (floor cone)) | 30.893,71 | Kg |
| Total de masa | 471.973,31 | Kg |
| Fuerza del peso | 4.625.338,48 | N |
| Fuerza por área | 40896,97127 | N/m ² |

| Parámetro sísmicos | |
|---|-------|
| Tipo de suelo | III |
| T´ (Período del suelo) | 0,62 |
| n (Parámetro del suelo) | 1,8 |
| Zona sísmica | 3 |
| Ao/g (Aceleración efectiva máxima) | 0,4 |
| I (Factor de importancia espesador) | 1 |
| Ri (Máximo factor de modificación de respuesta impulsiva) | 4 |
| Rc (Máximo factor de modificación de respuesta convectiva) | 2 |
| Coficiente impulsivo de amortiguamiento | 0,02 |
| Coficiente convectivo de amortiguamiento | 0,005 |
| T* (1.8Ks´raiz(D)) [seg] | 4,23 |
| Cmáx (Máximo coeficiente sísmico lateral impulsivo) | 0,32 |
| Cc (Coeficiente sísmico lateral convectivo) | 0,044 |

Caso 4: Estanque D=24m

| Geometría del estanque | | |
|---|---------------|-------------------|
| Diámetro interno del tanque | 24.000 | mm |
| Altura pared del estanque | 3.000 | mm |
| Ángulo del suelo del estanque (cono) | 6 | ° |
| Mínimo diámetro del cono | 2400 | mm |
| Altura cono completa | 1261,25 | mm |
| Altura del cono del suelo del estanque | 1135,13 | mm |
| # de columnas | 16 | |
| # de vigas radiales | 16 | |
| Datos del líquido | | |
| Densidad del fluido (condición de operación normal) | 1.300,00 | kg/m ³ |
| Vf_w (Volumen del fluido (pared)) | 1.357,17 | m ³ |
| Vf_fc (Volumen del fluido (floor cone)) | 189,96 | m ³ |
| mfw (Masa del fluido (pared)) | 1.764.318,43 | Kg |
| mfc (Masa del fluido (floor cone)) | 246.953,61 | Kg |
| Total de masa | 2.011.272,05 | Kg |
| Fuerza del peso | 19.710.466,05 | N |
| Fuerza por área | 87139,39173 | N/m ² |

| Parámetro sísmicos | |
|---|-------|
| Tipo de suelo | III |
| T' (Período del suelo) | 0,62 |
| n (Parámetro del suelo) | 1,8 |
| Zona sísmica | 3 |
| Ao/g (Aceleración efectiva máxima) | 0,4 |
| I (Factor de importancia espesador) | 1 |
| Ri (Máximo factor de modificación de respuesta impulsiva) | 4 |
| Rc (Máximo factor de modificación de respuesta convectiva) | 2 |
| Coficiente impulsivo de amortiguamiento | 0,02 |
| Coficiente convectivo de amortiguamiento | 0,005 |
| T* (1.8Ks' raiz(D)) [seg] | 7,77 |
| Cmáx (Máximo coeficiente sísmico lateral impulsivo) | 0,32 |
| Cc (Coeficiente sísmico lateral convectivo) | 0,04 |

Anexo 2: Detalle de cálculos de cargas caso estático

Caso 1: Estanque D= 4m

| | | |
|---|-------------|------|
| Peso sísmico efectivo del fluido | | |
| Wi (Peso del contenido de líquido efectivo impulsivo, sólo paredes) | 341.135,34 | N |
| Wc (Peso del contenido de líquido efectivo convectivo, sólo paredes) | 146.243,98 | N |
| Fuerza sísmica del fluido impulsiva | | |
| Vw_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido del líquido en la pared) | 109.163,31 | N |
| Vfc_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido sólido en el cono) | 3.586,24 | N |
| Fuerza sísmica del fluido convectiva | | |
| Vwc (Esfuerzo de corte basal lateral convectivo debido al líquido contenido en la pared) | 22.688,18 | N |
| Distancia a la que actúa la fuerza sísmica | | |
| Xi | 1,13 | m |
| Xc | 2,04 | m |
| Fuerza trapezoidal equivalente | | |
| h2 | 63.062,18 | N/m |
| F1 | - 57.335,06 | N |
| F2 | 189.186,55 | N |
| h1 | 24.838,81 | N/m |
| Carga hidrostática equivalente sobre el perímetro del manto en dirección GLOBAL del sismo (STAAD) | | |
| EX_F1(W1) | 5.018,33 | N/m2 |
| EX_F1(W2) | 1.976,61 | N/m2 |
| Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque | | |
| F1 | 40.630 | N/m2 |
| Fuerza debido al contenido de sólido en el cono | | |
| Área lateral | 12,51 | m2 |
| Ex_s | 286,69 | N/m2 |

Caso 2: Estanque D=8m

| | | |
|---|--------------|------|
| Peso sísmico efectivo del fluido | | |
| Wi (Peso del contenido de líquido efectivo impulsivo, sólo paredes) | 816.482,95 | N |
| Wc (Peso del contenido de líquido efectivo convectivo, sólo paredes) | 1.038.093,30 | N |
| Fuerza sísmica del fluido impulsiva | | |
| Vw_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido del líquido en la pared) | 261.274,54 | N |
| Vfc_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido sólido en el cono) | 28.689,95 | N |
| Fuerza sísmica del fluido convectiva | | |
| Vwc (Esfuerzo de corte basal lateral convectivo debido al líquido contenido en la pared) | 77.556,68 | N |
| Distancia a la que actúa la fuerza sísmica | | |
| Xi | 1,13 | m |
| Xc | 1,70 | m |
| Fuerza trapezoidal equivalente | | |
| h2 | 167.966,70 | N/m |
| F1 | - 165.068,86 | N |
| F2 | 503.900,09 | N |
| h1 | 57.920,79 | N/m |
| Carga hidrostática equivalente sobre el perímetro del manto en dirección GLOBAL del sismo (STAAD) | | |
| EX_F1(W1) | 6.683,18 | N/m2 |
| EX_F1(W2) | 2.304,59 | N/m2 |
| Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque | | |
| F1 | 43.041 | N/m2 |
| Fuerza debido al contenido de sólido en el cono | | |
| Área lateral | 50,04 | m2 |
| Ex_s | 573,38 | N/m2 |

Caso 3: Estanque D=12m

| | | |
|---|--------------|------|
| Peso sísmico efectivo del fluido | | |
| Wi (Peso del contenido de líquido efectivo impulsivo, sólo paredes) | 1.246.685,54 | N |
| Wc (Peso del contenido de líquido efectivo convectivo, sólo paredes) | 2.884.958,82 | N |
| Fuerza sísmica del fluido impulsiva | | |
| Vw_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido del líquido en la pared) | 398.939,37 | N |
| Vfc_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido sólido en el cono) | 96.981,52 | N |
| Fuerza sísmica del fluido convectiva | | |
| Vwc (Esfuerzo de corte basal lateral convectivo debido al líquido contenido en la pared) | 125.710,44 | N |
| Distancia a la que actúa la fuerza sísmica | | |
| Xi | 1,13 | m |
| Xc | 1,60 | m |
| Fuerza trapezoidal equivalente | | |
| h2 | 266.483,55 | N/m |
| F1 | -274.800,85 | N |
| F2 | 799.450,66 | N |
| h1 | 83.282,99 | N/m |
| Carga hidrostática equivalente sobre el perímetro del manto en dirección GLOBAL del sismo (STAAD) | | |
| EX_F1(W1) | 7.068,70 | N/m2 |
| EX_F1(W2) | 2.209,15 | N/m2 |
| Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque | | |
| F1 | 45.456 | N/m2 |
| Fuerza debido al contenido de sólido en el cono | | |
| Área lateral | 112,58 | m2 |
| Ex_s | 861,42 | N/m2 |

Caso 4: Estanque D=24m

| | | |
|---|---------------|------|
| Peso sísmico efectivo del fluido | | |
| Wi (Peso del contenido de líquido efectivo impulsivo, sólo paredes) | 2.498.257,88 | N |
| Wc (Peso del contenido de líquido efectivo convectivo, sólo paredes) | 13.664.280,53 | N |
| Fuerza sísmica del fluido impulsiva | | |
| Vw_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido del líquido en la pared) | 799.442,52 | N |
| Vfc_i (Esfuerzo de corte basal lateral impulsivo debido al contenido sólido en el cono) | 775.236,78 | N |
| Fuerza sísmica del fluido convectiva | | |
| Vwc (Esfuerzo de corte basal lateral convectivo debido al líquido contenido en la pared) | 546571,22 | N |
| Distancia a la que actúa la fuerza sísmica | | |
| Xi | 1,13 | m |
| Xc | 1,53 | m |
| Fuerza trapezoidal equivalente | | |
| h2 | 639.143,84 | N/m |
| F1 | -571.417,77 | N |
| F2 | 1.917.431,51 | N |
| h1 | 258.198,66 | N/m |
| Carga hidrostática equivalente sobre el perímetro del manto en dirección GLOBAL del sismo (STAAD) | | |
| EX_F1(W1) | 8476,91 | N/m2 |
| EX_F1(W2) | 3424,47 | N/m2 |
| Fuerza debido a la masa del fluido contenida en el estanque | | |
| F1 | 52.680 | N/m2 |
| Fuerza debido al contenido de sólido en el cono | | |
| Área lateral | 450,33 | m2 |
| Ex_s | 1.721,48 | N/m2 |

Anexo 3: Detalle de cálculos caso dinámico

Caso 1: Estanque D=4m

| | | |
|--|---------------|------------------|
| Rigidez del resorte masa convectiva Kc | 130.934,89 | N/m |
| Largo cada resorte | 2 | m |
| Módulo de young Aluminio | 1.000.000.000 | N/m ² |
| Área de la viga | 0,0001 | m ² |
| Diámetro de la viga | 0,0129 | m |

| | | |
|------------------------------------|----------|-------------------|
| Ancho de placa para masa impulsiva | 0,4692 | m |
| Área de un cuadrado | 0,0871 | m ² |
| Densidad del acero | 7833,409 | Kg/m ³ |
| Cantidad de cuadrados | 108 | |
| Aumento ancho del cuadrado | 0,4632 | m |

| | | |
|---|--------|---|
| Ancho de placa para masa sólida de cono | 0,0117 | m |
|---|--------|---|

Caso 2: Estanque D=8m

| | | |
|--|---------------|------------------|
| Rigidez del resorte masa convectiva Kc | 420.674,42 | N/m |
| Largo cada resorte | 4,0 | m |
| Módulo de young ASTM A36 | 1.000.000.000 | N/m ² |
| Área de la viga | 0,0008 | m ² |
| Diámetro de la viga | 0,0327 | m |

| | | |
|------------------------------------|-------------|-------------------|
| Ancho de placa para masa impulsiva | 0,570963571 | m |
| Área de un cuadrado | 0,1743115 | m ² |
| Densidad del acero | 7833,409 | Kg/m ³ |
| Cantidad de cuadrados | 108 | |
| Aumento ancho del cuadrado | 0,5650 | m |

| | | |
|---|--------|---|
| Ancho de placa para masa sólida de cono | 0,0233 | m |
|---|--------|---|

Caso 3: Estanque D=12m

| | | |
|--|---------------|------------------|
| Rigidez del resorte masa convectiva Kc | 642.216,47 | N/m |
| Largo cada resorte | 6,0 | m |
| Módulo de young ASTM A36 | 1.000.000.000 | N/m ² |
| Área de la viga | 0,0019 | m ² |
| Diámetro de la viga | 0,0495 | m |

| | | |
|------------------------------------|----------|-------------------|
| Ancho de placa para masa impulsiva | 0,5811 | m |
| Área de un cuadrado | 0,2615 | m ² |
| Densidad del acero | 7833,409 | Kg/m ³ |
| Cantidad de cuadrados | 108 | |
| Aumento ancho del cuadrado | 0,5751 | m |

| | | |
|---|--------|---|
| Ancho de placa para masa sólida de cono | 0,0350 | m |
|---|--------|---|

Caso 4: Estanque D=24m

| | | |
|--|---------------|------------------|
| Rigidez del resorte masa convectiva Kc | 901.108,00 | N/m |
| Largo cada resorte | 12 | m |
| Módulo de young ASTM A36 | 1.000.000.000 | N/m ² |
| Área de la viga | 0,0054 | m ² |
| Diámetro de la viga | 0,0830 | m |

| | | |
|------------------------------------|----------|-------------------|
| Ancho de placa para masa impulsiva | 0,5817 | m |
| Área de un cuadrado | 0,2617 | m ² |
| Densidad del acero | 7833,409 | Kg/m ³ |
| Cantidad de cuadrados | 216 | |
| Aumento ancho del cuadrado | 0,5757 | m |

| | | |
|---|--------|---|
| Ancho de placa para masa sólida de cono | 0,0700 | m |
|---|--------|---|