

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“DISEÑO Y ANALISIS DE UN RESERVORIO TIPO FUSTE DE 300 M3 EN LA
CIUDAD DE TRUJILLO”**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREA DE INVESTIGACION: ESTRUCTURAS

AUTORES : BR. QUEZADA VERA, WILDER ANTHONY
BR. SALINAS PALACIOS, ANGELA MARIA

ASESOR : ING. GALICIA GUARNIZ, WILLIAM CONRAD

TRUJILLO, DICIEMBRE DEL 2014

**“DISEÑO Y ANALISIS DE UN RESERVORIO TIPO FUSTE DE 300m³ EN LA
CIUDAD DE TRUJILLO”**

AUTORES:

Br. Quezada Vera Wilder Anthony.

Br. Salinas Palacios Angela Maria.

APROBADO POR:

ING. ROLANDO OCHOA ZEVALLOS
PRESIDENTE

ING. VICTOR MANUEL MORAN GUERRERO
SECRETARIO

ING. JORGE LUIS PAREDES ESTACIO
VOCAL

ING. WILLAM CONRAD GALICIA GUARNIZ
ASESOR

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios por protegernos y guiarnos durante todo nuestro camino y darnos las fuerzas para superar los obstáculos y dificultades a lo largo de nuestra vida.

Agradecemos a nuestros padres por ser nuestra fuente de apoyo constante e incondicional en toda nuestra vida y más aún en los duros años de estudios universitarios.

Agradecemos sinceramente a nuestro Asesor de Tesis Ing. William Conrad Galicia Guarniz por sus conocimientos, orientaciones, persistencia y paciencia que han sido fundamentales para la culminación de nuestro proyecto.

Agradecemos a PADT – INGENIERIA Programa de Desarrollo de Tesis Asistida por su apoyo metodológico y profesional durante el desarrollo de nuestra Tesis.

Agradecemos a los Docentes de la Escuela de Ingeniería Civil por brindarnos los conocimientos y asesoramiento durante el desarrollo de nuestra carrera profesional y forjarnos como Ingenieros Civiles UPAO.

LOS AUTORES.

DEDICATORIA

Bach. Quezada Vera Wilder Anthony

Este trabajo se lo dedico **A DIOS TODOPODEROSO** quien es el motor de mi vida, por no haber dejado que me rinda en ningún momento e iluminarme para salir adelante, porque todo lo que tengo, lo que puedo y lo que recibo es regalo que él me ha dado.

Con todo mi cariño y mi amor para mis padres: **WILDER** y **LUCY**, que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento

A mis **HERMANOS**, quienes con su amor, apoyo y comprensión incondicional estuvieron siempre a lo largo de mi vida.

“El temor de Jehová es el principio de la sabiduría, Y el conocimiento del Santísimo es la inteligencia”

Proverbios 9:10

DEDICATORIA

Bach. Salinas Palacios, Angela Maria

Este trabajo se lo dedico a **DIOS** por haberme guiado en alcanzar uno de mis mayores triunfos y haber superado todos los difíciles obstáculos que se presentaron.

A mis padres **GONZALO** y **HERMELINDA** por todo los años de amor, trabajo y paciencia, gracias a sus consejos logre alcanzar uno de muchos triunfos y poder convertirme en una gran profesional.

A mi esposo **JOSE** juntos empezamos este gran reto, me ayudaste a escoger esta carrera maravillosa y hoy en día celebraremos este triunfo. Juntos por siempre.

A mi mayor tesoro, mi motivo, mi existencia, mi fuerza, mi hijo **JOSE RODRIGO** que me enseñaste a luchar desde que supe que existías, Contigo cada día vivido, cada sonrisa lograron este merecido reconocimiento todo lo logrado será por ti y para ti. Te amo **MI REY JOSE RODRIGO**

A mis Hermanos **SHEILA, SUSAN** y **JUNIOR** por cada momento que siguen conmigo y por estar allí en las buenas y malas son los mejores.

“No existe mayor recompensa que ser el orgullo de todas las personas que te aman... mi mayor recompensa es que ustedes sientan que mis triunfos serán por Ustedes y Para Ustedes y que cada lucha ganada sea felicidad en nosotros, Mil gracias”

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de grados y títulos de la universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil es grato poner a vuestra consideración el presente trabajo de investigación titulado **“ANÁLISIS Y DISEÑO DE RESERVORIO TIPO FUSTE DE 300m³ EN LA CIUDAD DE TRUJILLO”** con el propósito de obtener nuestro título profesional de Ingeniero Civil.

El contenido del presente trabajo es importante ya que los Reservorios son Fuente de Abastecimiento de Agua esenciales para los Centros Educativos, Hospitales, Urbanizaciones y Poblaciones, es ahí donde radica nuestra investigación sobre el Análisis y Diseño Sísmico aplicando la Norma ACI ya que en el Perú no existen parámetros para este tipo de estructura especial.

Ba. QUEZADA VERA WILDER ANTHONY

Ba. SALINAS PALACIOS ANGELA MARIA

RESUMEN

Los Reservorios Tipo Fuste son sistemas estructurales de almacenamiento y regulación de líquidos; comprendida por otros sistemas, como las redes de impulsión y las redes de distribución, estos se clasifican dependiendo de los líquidos y su aplicación, la capacidad, la ubicación y el tipo de materiales para su construcción.

Para su construcción precisan la aplicación de la Ingeniería Civil, complementada por la Ingeniería Hidráulica.

Para el Análisis de esta Estructura hemos utilizado el Software SAP2000 Versión 16, obteniendo así los resultados del comportamiento Sísmico para ello se hizo el Análisis Estático y Dinámico donde se usó el Método de Housner aplicando el concepto de Masa Impulsiva y Convectiva. Asimismo para el cálculo de estas masas se contempló los parámetros especificados en la Norma SEISMIC DESIGN OF LIQUID-CONTAINING CONCRETE STRUCTURES (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01).

ABSTRACT

Reservoirs are structural type Fuste storage systems and fluid regulation; understood by other systems, such as networks of supply and distribution networks, these are classified depending on the liquids and its application, capacity, location and type of building materials.

Its construction required the application of Civil Engineering, Hydraulic Engineering complemented by.

For the analysis of this structure we used the software SAP2000 Version 16, thus obtaining the results of the seismic behavior for this the Static and Dynamic Analysis Method Housner where applying the concept of impulsive and convective mass was used. Also for the calculation of these masses parameters specified in Rule SEISMIC DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES LIQUID-CONTAINING (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01) was contemplated.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Proponer los parámetros y criterios para el Diseño y Análisis de un Reservorio Tipo Fuste de 300m³.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicación de la Norma de Diseño sísmico de estructuras de contenedoras de líquidos (ACI 350.3-01) y Reglamento Nacional de Edificaciones (E030- Diseño Sismo resistente).

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	3
DEDICATORIA.....	4
PRESENTACIÓN	6
RESUMEN	7
ABSTRACT	8
OBJETIVOS.....	9
SIMBOLOGÍA.....	13
CAPITULO I.....	15
1. RESERVORIO TIPO FUSTE.....	16
2. NORMATIVIDAD DE DISEÑO REFERENCIA ACI 350	16
2.1. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-01)	16
2.1.1. ESTRUCTURAS SOBRE PEDESTALES	16
2.1.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	17
2.1.3. CARGAS SISMICAS DE DISEÑO.....	17
2.1.4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SÍSMICAS	22
2.1.5. ESFUERZOS.....	25
2.1.6. BORDE LIBRE	26
2.1.7. MODELO DINAMICO.....	26
2.2. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (E030 – DISEÑO SISMO RESISTENTE).....	30
2.2.1. PARÁMETROS DE SITIO.....	30
2.2.2. REFERENCIA A CERCA DE RESERVORIOS EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE).....	33
2.3. MÉTODO DE HOUSNER.....	33
3. ESTADO DEL ARTE	37

3.1. PRINCIPALES RESERVORIOS TIPO FUSTE UBICADOS EN LA CIUDAD DE TRUJILLO	38
CAPITULO II.....	42
1. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA Y PROPIEDADES.....	43
2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS	43
2.2. CÚPULA ESFÉRICA.....	43
2.3. VIGA DE ANILLO SUPERIOR	44
2.4. PARED CILÍNDRICA.....	45
2.5. VIGA INFERIOR	45
2.6. LOSA DE FONDO CÓNICO	46
2.7. LOSA DE FONDO ESFÉRICO	46
2.8. CHIMENEA DE ACCESO.....	46
2.9. ANILLO CIRCULAR DE FONDO DE CHIMENEA	46
2.10. VIGA DE FONDO	47
2.11. FUSTE CILÍNDRICO.....	47
3. DISEÑO SÍSMICO	48
4. PRE-DIMENSIONAMIENTO.....	49
5. PRE DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO .	51
CAPITULO III	58
1. MODELACIÓN Y PARÁMETROS SÍSMICOS	59
2. ANALISIS ESTATICO.....	62
2.1. PESO TOTAL DEL MURO DEL RESERVORIO	62
2.2. PESO DEL MURO CON INFLUENCIA DEL AGUA.....	62
2.3. CALCULO DE PESOS EFECTIVOS	62
2.4. CALCULO DE LA CORTANTE BASAL.....	63
2.5. DISTRIBUCION DE FUEZAS ESTATICAS	63
3. ANALISIS DINAMICO.....	65

3.1.	CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL RESORTE.....	65
3.2.	ANÁLISIS ESPECTRAL	67
3.3.	ANÁLISIS MODAL	69
3.4.	PRESIONES EN LAS PAREDES DEL EL RESERVORIO	70
3.5.	DESPLAZAMIENTOS.....	72
3.6.	ESFUERZO VON MISES	77
CAPITULO IV		78
1.	COMBINACIONES DE CARGA.....	79
2.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	80
2.1.	DISEÑO DE CÚPULA SUPERIOR.....	80
2.2.	VIGA ANILLO SUPERIOR.....	82
2.3.	DISEÑO DE PARED CILINDRICA.....	83
2.4.	DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO.....	85
2.5.	DISEÑO DE VIGA DE ANILLO INFERIOR	86
2.6.	DISEÑO DE FONDO CONICO.....	87
2.7.	DISEÑO DE LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA	89
2.8.	DISEÑO DE VIGA DE FONDO.....	91
2.9.	DISEÑO DE FUSTE.....	93
CONCLUSIONES Y RESULTADOS		95
RECOMENDACIONES		96
LINEAS FUTURAS.....		97
BIBLIOGRAFIA		98
ANEXOS		99

SIMBOLOGÍA

q_{hy}	=	Carga Hidrostática
\ddot{u}_v	=	Aceleración espectral
P_w	=	Fuerza de inercia del muro.
P_r	=	Fuerza de inercia de la cubierta.
P_i	=	Fuerza total Impulsiva
P_c	=	Fuerza total Convectiva
εW_w	=	La masa efectiva del muro del tanque.
εW_r	=	La masa efectiva de la cubierta del tanque.
W_i	=	Componente impulsiva de la masa del líquido.
W_c	=	Componente convectiva de la masa del líquido.
Z	=	Factor de Zona Sísmica.
C_i	=	Factor de Amplificación Espectral Impulsiva.
C_c	=	Factor de Amplificación Espectral Convectiva.
I	=	Factor de Seguridad.
R_{wi}	=	Factor de Modificación de Respuesta Impulsiva.
R_{wc}	=	Factor de Modificación de Respuesta Convectiva.
W_i	=	Masa equivalente de la componente impulsiva
W_c	=	Masa equivalente de la componente convectiva
W_L	=	Masa total del almacén de líquidos
D	=	Diámetro del estanque circular
H_L	=	Profundidad de diseño de depósito de líquidos
h_i	=	Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva
h_c	=	Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva
T_i	=	Periodo fundamental de oscilación del estanque más la componente impulsiva.
ω_i	=	Frecuencia circular del modo impulsivo de vibración.
C_l y C_w	=	Factor de amplificación de espectro para movimientos horizontales de la componente de impulsión.
H	=	Altura del fluido almacenado en el reservorio

D	=	Diámetro interior del reservorio
W_f	=	Peso del fluido total
M_f	=	Masa del fluido total
W_i	=	Masa fija o impulsiva del fluido
W_c	=	Masa móvil o convectiva del fluido
H_i	=	Altura de la posición de la masa impulsiva respecto a la base del tanque
H_c	=	Altura de la posición de la masa convectiva respecto a la base del tanque
K	=	Constante de rigidez de los resortes de la masa convectiva
T	=	Periodo de oscilación de la masa convectiva
$\alpha=0$ y $\beta=1$		Cuando la interacción se da solo en las paredes del tanque
$\alpha=4/3$ y $\beta=2$		Cuando la interacción se da solo en las paredes y en el fondo del tanque
V_1	=	Volumen sobre la cúpula esférica.
V_2	=	Volumen sobre la superficie cónica.
β_1	=	Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.
β_2	=	Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo cónico.

CAPITULO I

CONCEPTOS – MARCO TEORICO

1. RESERVORIO TIPO FUSTE

Es un sistema estructural de almacenamiento y regulación de líquidos; en una red de abastecimiento comprendida por otros sistemas, como las redes de impulsión y las redes de distribución, estos se clasifican dependiendo de los líquidos y su aplicación, la capacidad, la ubicación y el tipo de materiales para su construcción.

Para su construcción precisan la aplicación de la Ingeniería Civil, complementada por la Ingeniería Hidráulica.

2. NORMATIVIDAD DE DISEÑO REFERENCIA ACI 350

Cuando se analizan reservorios, debe pensarse que se tiene un sistema compuesto por mínimo dos materiales (el líquido contenido, que normalmente es agua y la estructura contenedora) y que por tanto estos elementos tienen diferentes características y comportamientos. Para el diseño emplearemos las siguientes normas:

2.1. DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-01)

2.1.1. ESTRUCTURAS SOBRE PEDESTALES

Son estructuras contenedoras de líquidos montadas sobre pedestales tipo fuste.

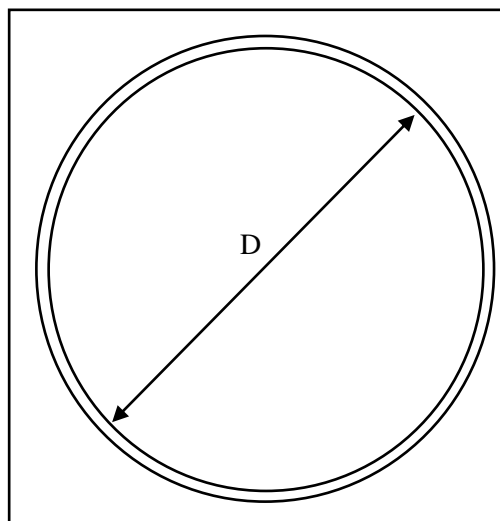


Figura N° 01 – Plano circular del Tanque

2.1.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

- A. Los muros, pisos y cubiertas de estructuras contenedoras de líquidos deben ser diseñados para resistir los efectos de ambas aceleraciones de diseño (horizontal y vertical), combinadas con los efectos de cargas estáticas de diseño aplicables.
- B. Respecto a la aceleración horizontal, el diseño debe tomar en cuenta: los efectos de transferencia del corte basal total entre el muro y la zapata y entre el muro y el cielo; y la presión dinámica actuante en el muro sobre la base.
- C. Efectos de la aceleración máxima horizontal y vertical deben ser combinados bajo el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

2.1.3. CARGAS SISMICAS DE DISEÑO

A. PRESIONES SISMICA SOBRE LA BASE

Los muros de estructuras contenedoras de líquidos serán diseñados para las siguientes fuerzas dinámicas sumadas a las presiones hidrostáticas:

- Fuerzas de Inercia P_w y P_r .
- Presión impulsiva hidrodinámica P_i del líquido contenido.
- Presión convectiva hidrodinámica P_c del líquido contenido.
- Presión dinámica de tierra debido a suelos saturados y no saturados contra la porción enterrada del muro.
- Los efectos de la aceleración vertical.

B. FUERZAS DINAMICAS LATERALES

Las fuerzas dinámicas laterales sobre la base serán determinadas como sigue:

$$P_w = ZSIC_i x \frac{\varepsilon W_w}{R_{wi}}$$

Ec. 1

$$P'_w = ZSIC_i x \frac{\varepsilon W'_w}{R_{wi}}$$

Ec. 2

$$P_r = ZSIC_i x \frac{\varepsilon W_r}{R_{wi}}$$

Ec. 3

$$P_i = ZSIC_i x \frac{\varepsilon W_i}{R_{wi}}$$

Ec. 4

$$P_c = ZSIC_c x \frac{\varepsilon W_c}{R_{wc}}$$

Ec. 5

Dónde:

P_w	=	Fuerza de inercia del muro.
P_r	=	Fuerza de inercia de la cubierta.
εW_w	=	La masa efectiva del muro del tanque.
εW_r	=	La masa efectiva de la cubierta del tanque.
W_i	=	Componente impulsiva de la masa del líquido.
W_c	=	Componente convectiva de la masa del líquido.
Z	=	Factor de Zona Sísmica.
C_i	=	Factor de Amplificación Espectral Impulsiva.
C_c	=	Factor de Amplificación Espectral Convectiva.
I	=	Factor de Seguridad.
R_{wi}	=	Factor de Modificación de Respuesta Impulsiva.
R_{wc}	=	Factor de Modificación de Respuesta Convectiva.

C. CORTE BASAL TOTAL

El corte basal debido a fuerzas sísmicas aplicado en el fondo del estanque será determinado por la siguiente ecuación:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2}$$

Ec. 6

P_i	=	Fuerza total Impulsiva
P_c	=	Fuerza total Convectiva

D. MOMENTOS DINAMICOS LATERALES

El momento de flexión en la sección transversal completa del estanque, apenas sobre la base de la pared del estanque:

$$M_w = P_w \times h_w$$

Ec. 7

$$M_r = P_r \times h_r$$

Ec. 8

$$M_i = P_i \times h_i$$

Ec. 9

$$M_c = P_c \times h_c$$

Ec. 10

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2}$$

Ec. 11

El momento volcante en la base del estanque, incluyendo el fondo del estanque y estructura soportante:

$$M_w = P_w \times h_w$$

Ec. 12

$$M_r = P_r \times h_w$$

Ec. 13

$$M'_i = P_i \times h'_i$$

Ec. 14

$$M'_c = P_c \times h'_c$$

Ec. 15

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c}$$

Ec. 16

E. ACELERACION VERTICAL

Los estanques serán diseñados para efectos de la aceleración vertical.

La carga hidrostática (q_{hy}) del contenido del tanque será multiplicada

por la aceleración espectral (\ddot{u}_v) para representar la aceleración vertical.

La presión hidrodinámica será:

$$P_{hy} = \ddot{u}_v \times q_{hy}$$

Ec. 17

Dónde:

$$\ddot{u}_v = ZSC I_v I \frac{b}{R_{wi}}$$

Ec. 17-1

Para estanques circulares:

$$C_v = \frac{1.25}{T_v^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Ec. 18

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D H_L^2}{24 g t_w E_c}}$$

Ec. 19

F. APLICACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA ESPECIFICOS

Los espectros de respuesta elástica específicos serán construidos para movimientos de suelo de un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y 5% de amortiguamiento (Cociente de amortiguamiento $\beta = 5$) para la componente impulsiva y 0.5% de amortiguamiento (Cociente de amortiguamiento $\beta = 0.5$) para componente convectiva.

Tabla N° 1: Factor de Zona Sísmica

TABLA (a) – FACTOR DE ZONA SISMICA Z	
ZONA SISMICA	FACTOR Z
1	0.0075
2A	0.15
2B	0.2
3	0.3
4	0.4

Tabla N° 2: Coeficiente de Perfil de Suelos

TABLA (b) – COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELOS S		
TIPO	DESCRIPCION DEL PERFIL	COEFICIENTE
A	Perfil con: (a) material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor que 2500 pies/seg (762m/s), o por otra forma conveniente de clasificación; o (b) medio-densa a densa o semirrígida a rígida con profundidades menores a 200 pies (60960mm).	1.0
B	Un perfil de suelo con predominancia de condiciones de suelo medio-densa a densa o semirrígida a rígida, donde la profundidad del estrato excede a los 200 pies (60960mm).	1.2
C	Un perfil de suelo con más de 20 pies (60960mm) de arcilla blanda a medio-rígida pero no más de 40 pies (12192mm) de arcilla blanda.	1.5
D	Un perfil de suelo con más de 40 pies (12192mm) de arcilla blanda caracterizado por una velocidad de onda de corte menor que 500 pies/seg (152.4 m/s).	2.0

Tabla N° 3: Factor de Importancia

TABLA (c) - FACTOR DE IMPORTANCIA I	
USO DE ESTANQUE	FACTOR I
Estanques que contienen material peligroso	1.5
Estantes cuyo material contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de salvataje	1.25
Otros	1.0

Tabla N° 4: Factor de Modificación de la Respuesta

TABLA (d) – FACTOR DE MODIFICACION DE LA RESPUESTA R_w			
TIPO DE ESTRUCTURA	R_{wi} SUPERFICIAL O EN PENDIENTE	ENTERRADO	R_{wc}
A. Anclados, base flexible	4.75	4.5+	1.0
B. Empotrados o simple apoyo	2.75	4	1.0
C. No anclados, llenos o vacíos **	2.0	2.75	1.0
D. Estanques elevados	3.0	-	1.0

2.1.4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SÍSMICAS

Para tener en cuenta las complejas variaciones de presiones hidrodinámicas horizontales y verticales, las estructuras contenedoras de líquidos deben ser diseñadas según los siguientes cortes dinámicos y distribución de presiones en adición a la distribución de cargas estáticas:

A. TRANSFERENCIA DE CORTE

Las juntas muro-zapata y muro-cielo, deben ser diseñadas para las fuerzas de corte sísmico.

Para bases de estanques Empotrados el corte basal sísmico se transmiten parcialmente por membranas de corte (tangencialmente) y la diferencia del corte radial que causa flexión vertical.

Para estanques con una razón altura/diámetro de 1:4 ($D/HL = 4.0$), aproximadamente un 20% de la fuerza de corte sísmico se transmite por la reacción radial basal a la flexión vertical.

El 80% restante, se transmite como un corte de transferencia tangencial Q . Para transmitir este corte tangencial Q , una fuerza distribuida q , se requiere para la interfase muro/zapata, donde:

$$q = \frac{Q}{\pi R} \sin \theta$$

Ec. 20

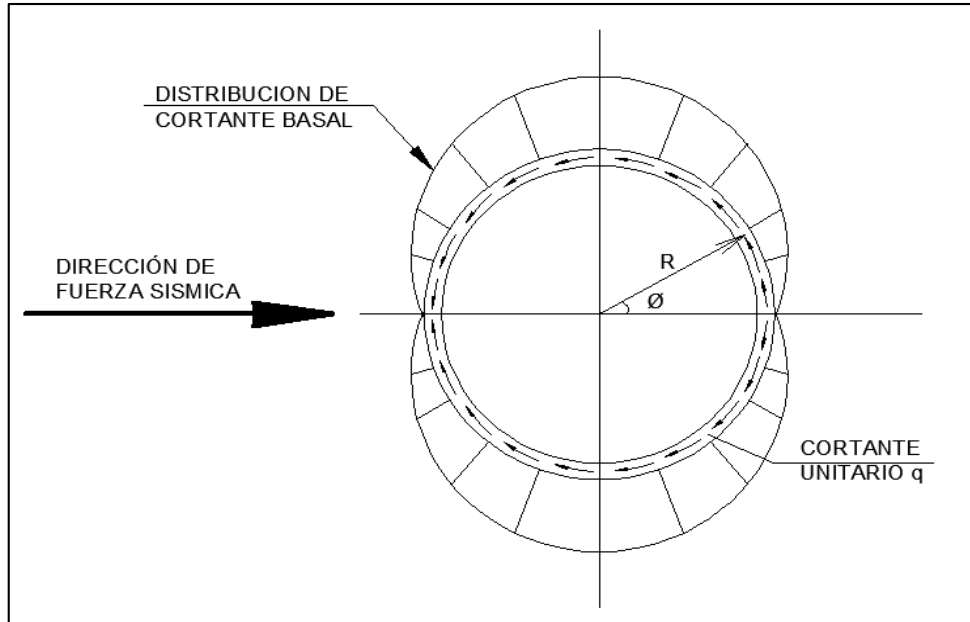


Figura N° 02 – Transferencia de Corte

El corte máximo tangencial ocurre en un punto del muro del estanque, orientado en 90 grados según la dirección sísmica de diseño evaluado y está dado por:

$$q_{max} = \frac{Q}{\pi R} = \frac{0.8V}{\pi R}$$

Ec. 21

El corte radial es generado por la respuesta a la flexión del muro cercano a la base, por tanto es proporcional a las fuerzas hidrodinámicas.

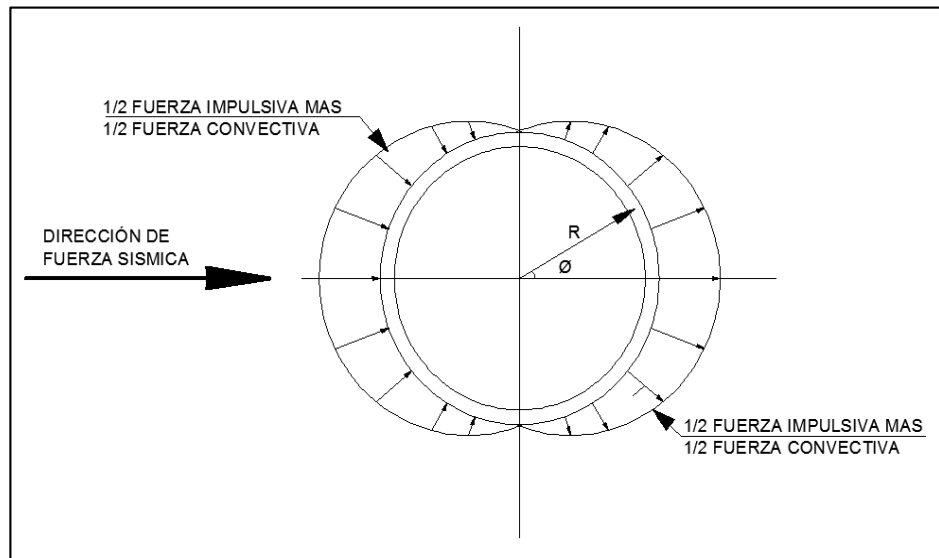


Figura N° 03 – Distribución de Fuerzas Impulsivas y Convectivas.

B. DISTRIBUCION DE FUERZAS DINAMICAS SOBRE LA BASE

Las paredes cilíndricas deben ser cargadas:

- Según la propia fuerza de inercia del muro distribuida uniformemente a través de toda la circunferencia.
- Con la mitad de la Fuerza Impulsiva (P_i) aplicada simétricamente con un $\theta = 0$ y actuando al exterior de una mitad del muro, la otra mitad de P_i , aplicada simétricamente con un $\theta = \pi$ actuando al interior de la mitad opuesta del muro.
- Con la mitad de la Fuerza Convectiva (P_c) aplicada simétricamente con un $\theta = 0$ y actuando al exterior de una mitad del muro, la otra mitad de P_c , aplicada simétricamente con un $\theta = \pi$ actuando al interior de la mitad opuesta del muro.
- Las presiones de Tierra y las presiones hidrostáticas de aguas subterráneas, aplicadas en la porción enterrada de la mitad de arrastre del estanque.

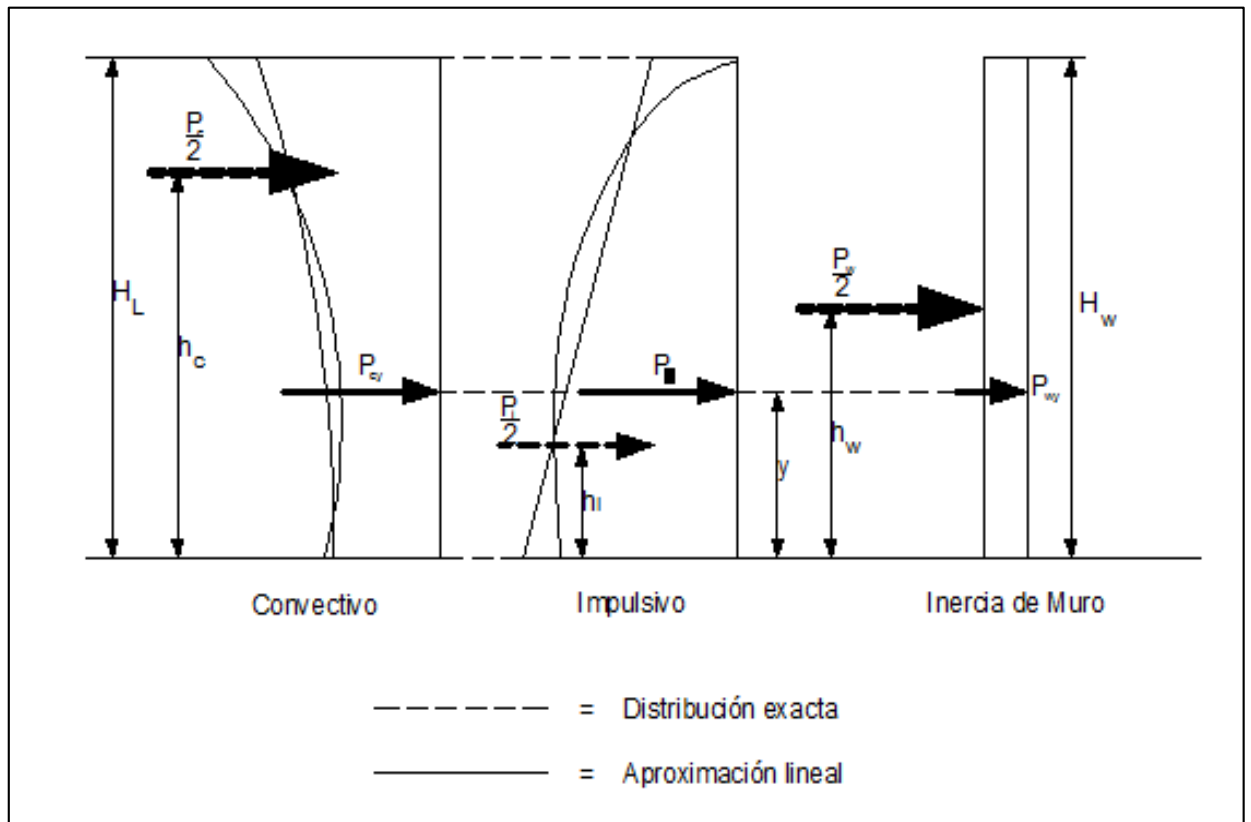


Figura N° 04 – Gráfica Distribución Vertical de Fuerzas Dinámicas

Para muros con espesor constantes, el cálculo es:

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w}$$

Ec. 22

Para espesores con secciones variables son:

$$P_{iy} = \frac{P_i \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i)x \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2}$$

Ec. 23

$$P_{cy} = \frac{P_c \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c)x \frac{y}{H_L} \right]}{H_L^2}$$

Ec. 24

La distribución horizontal de las presiones dinámicas a través del diámetro del estanque (D), se asumen así:

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R}$$

Ec. 25

$$P_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} x \cos \theta$$

Ec. 26

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} x \cos \theta$$

Ec. 27

2.1.5. ESFUERZOS

Los esfuerzos de flexión vertical y esfuerzos de corte en el muro y en la base del muro debido a la acción de las fuerzas laterales sísmicas serán calculados como si fueran shells, usando una distribución de presiones aceptables.

Las fuerzas de membrana hidrodinámica (anillo) en el muro cilíndrico correspondientes a cualquier nivel del líquido, y sobre la base del estanque serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$N_y = \sqrt{(N_{iy} + N_{wy})^2 + N_{cy}^2 + N_{hy}^2}$$

Ec. 28

El esfuerzo del anillo:

$$\sigma_y = \frac{N_y}{12t_w}$$

Ec. 28-1

2.1.6. BORDE LIBRE

A. OSCILACIONES DE OLA: La aceleración sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse, con desplazamiento vertical de la superficie de fluido. El desplazamiento vertical máximo ($d_{m\acute{a}x}$) será:

$$d_{m\acute{a}x} = \left(\frac{D}{2}\right) (ZSIxC_c)$$

Ec. 29

Dónde:

C_c = Factor de amplificación espectral

Donde se usen espectros de respuestas específicos para un sitio, el desplazamiento vertical máximo ($d_{m\acute{a}x}$), será:

$$d_{m\acute{a}x} = \left(\frac{D}{2}\right) IA_c = \left(\frac{D}{2}\right) Ixn_c \frac{S_D}{g} \left(\frac{2\pi}{I_c}\right)^2$$

Ec. 30

A_c = Aceleración espectral de la Fuerza Convectiva.

n_c = Factor de influencia de amortiguamiento.

S_D = Desplazamiento Espectral correspondiente a T_c .

2.1.7. MODELO DINAMICO

A. MASAS EQUIVALENTES DE LÍQUIDOS ACELERADOS:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(D/H_L)]}{0.866(D/H_L)}$$

Ec. 31

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230(D/H_L) \tanh[3.68(H_L/D)]$$

Ec. 32

W_i = Masa equivalente de la componente impulsiva

W_c = Masa equivalente de la componente convectiva

W_L = Masa total del almacén de líquidos

D = Diámetro del estanque circular

H_L = Profundidad de diseño de depósito de líquidos

B. ALTURAS EN CENTROS DE GRAVEDAD, EXCLUYENDO LA PRESIÓN BASAL:

Cuando:

$$\frac{D}{H_L} < 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right)$$

Ec. 33 y 33-1

Cuando:

$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Ec. 34 y 34-1

Por lo tanto:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.68(H_L/D)] - 1}{3.68(H_L/D) \sinh[3.68(H_L/D)]}$$

Ec. 35

h_i = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva.

h_c = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva.

C. ALTURAS EN CENTROS DE GRAVEDAD, INCLUYENDO LA PRESIÓN BASAL:

Cuando:

$\frac{D}{H_L} < 0.75$	$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45$
------------------------	---------------------------

Ec. 36 y 36-1

Cuando:

$\frac{D}{H_L} \geq 0.75$	$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)}{2x \tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8}$
---------------------------	--

Ec. 37 y 37-1

Por lo tanto:

$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.68(H_L/D)] - 2.01}{3.68(H_L/D)x \sinh[3.68(H_L/D)]}$
--

Ec. 38

D. PROPIEDADES DINÁMICAS:

T_i = Periodo fundamental de oscilación del estanque más la componente impulsiva.

$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$

Ec. 39

Dónde:

ω_i = Frecuencia circular del modo impulsivo de vibración.

C_l y C_w = Factor de amplificación de espectro para movimientos horizontales de la componente de impulsión.

$\omega_i = C_1 x \frac{12}{H_L} \sqrt{\frac{E_c}{\rho_c}}$

Ec. 39-1

$$C_1 = C_w \times 10 \sqrt{\frac{t_w}{12R}}$$

Ec. 39-2

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

Ec. 39-3

E. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL C_I Y C_C :

- Calculo de Amplificación Espectral de la Componente Impulsiva

Para $T_i \leq 0.31$ s

$$C_i = \frac{2.75}{S}$$

Ec. 40

Para $T_i \geq 0.31$ s

$$C_i = \frac{1.75}{T_i^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Ec. 41

- Calculo de Amplificación Espectral de la Componente Impulsiva

Para $T_c \geq 2.4$ s

$$C_c = \frac{6.0}{T_c^2}$$

Ec. 42

Para $T_c \leq 2.4$ s

$$C_c = 1.5 \times \frac{1.25}{T_c^{2/3}} = \frac{1.85}{T_c^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Ec. 43

F. COEFICIENTE DE MASA EFECTIVA E:

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

Ec. 44

2.2. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (E030 – DISEÑO SISMO RESISTENTE)

Esta Norma establece las condiciones mínimas para un comportamiento sísmico acorde con los principios de diseño sismo-resistente.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico, tales como: fuego, fuga de materiales peligrosos u otros, en concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

2.2.1. PARÁMETROS DE SITIO

A. ZONIFICACIÓN

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la *Figura N° 05*. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.



Figura N° 05 – Zonificación

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la *Tabla N°05*. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla N°05- Factores de Zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.40
2	0.30
1	0.15

B. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

- PERFIL TIPO S₁: Roca o suelos muy rígidos, a este tipo corresponden

las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s.

- PERFIL TIPO S₂: Suelos intermedios, se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S₁ y S₃.
- PERFIL TIPO S₃: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor, corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Tabla N°06/A – Perfil Suelos

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 – 50	25
Compactos	50 – 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 – 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(*) *Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca*

- PERFIL TIPO S₄: Condiciones excepcionales, a este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S, dados en la *Tabla N°02B*. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S₃. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N°06/B – Parámetros de Suelos

PARAMETROS DEL SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	T _P (s)	S
S ₁	Roca o suelo muy rígido	0.4	1.0
S ₂	Suelos intermedios	0.6	1.2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S ₄	Condiciones excepcionales	-	-

C. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right); C \leq 2,5$$

Ec. 45

2.2.2. REFERENCIA A CERCA DE RESERVORIOS EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE)

El Reglamento Nacional de Edificaciones indica la clasificación de acuerdo al coeficiente de uso, cuya categoría es de edificaciones esenciales, con un factor U=1,50. Tal como hace referencia la Tabla N°06/B del Artículo 10 de la Norma E030.

Establece como requisito obligatorio el estudio de Mecánica de Suelos (EMS), de acuerdo al, Artículo 3 de la Norma E050.

2.3. MÉTODO DE HOUSNER

La *Figura N°06* representa el comportamiento dinámico del conjunto líquido–estructura durante una perturbación sísmica, si se observa bien, podemos distinguir que el total de la masa del agua contenida en el tanque, una parte de la masa de agua queda impregnada rígidamente en las paredes del reservorio y además que esta se encuentra confinada y se ubica en la parte inferior contados a partir del piso del tanque. A esta masa se le conoce como *Masa Impulsiva (W_i)*.

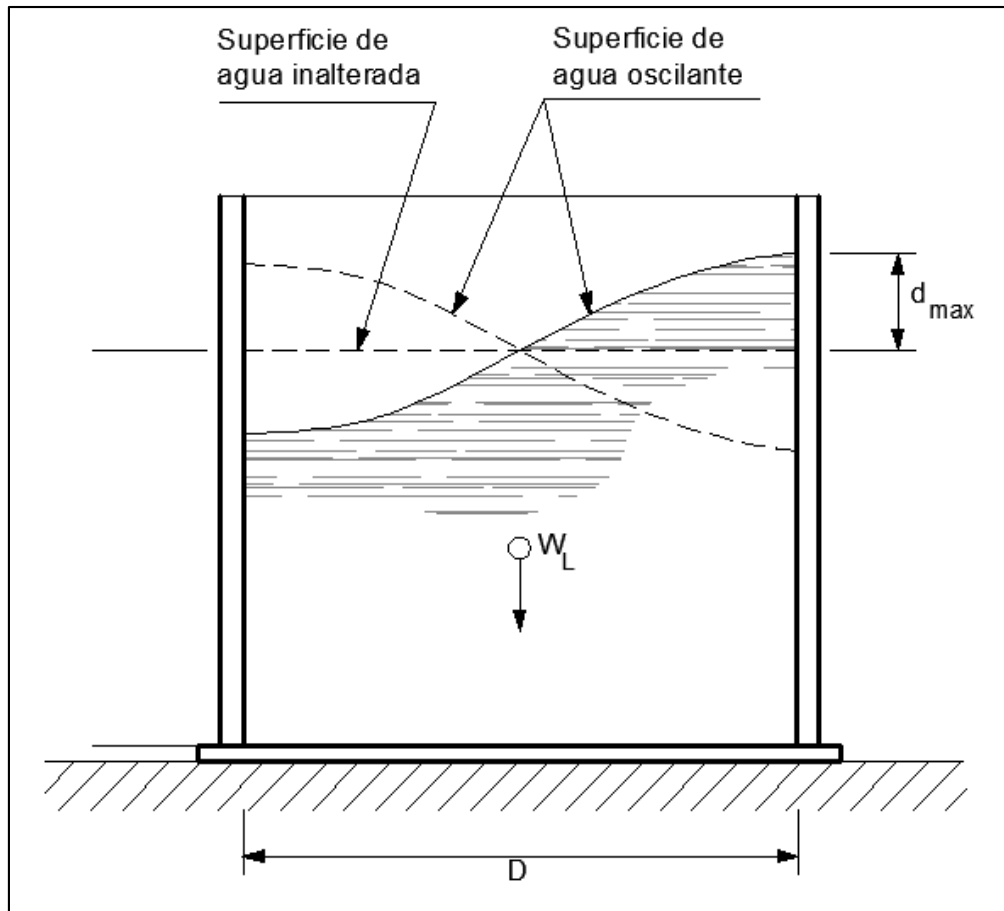


Figura N° 06: Comportamiento Dinámico

Asimismo el complemento de la masa impulsiva que se ubica ciertamente sobre esa, al no encontrarse confinada (ya que tiene libertad por un borde libre) oscila durante la perturbación sísmica generándose en ella un oleaje.

A esta masa complementaria se le conoce como *Masa Convectiva* (W_c), es fácil observar que la cantidad de la masa impulsiva es mayor que la masa convectiva.

Para tener en cuenta los efectos hidrodinámicos se utiliza en el Método de Housner (1963), que se muestra en la *Figura N° 07*, en la cual se aprecia la existencia de la masa Impulsiva (W_i) que se adhiere rígidamente a las paredes interiores del reservorio y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita.

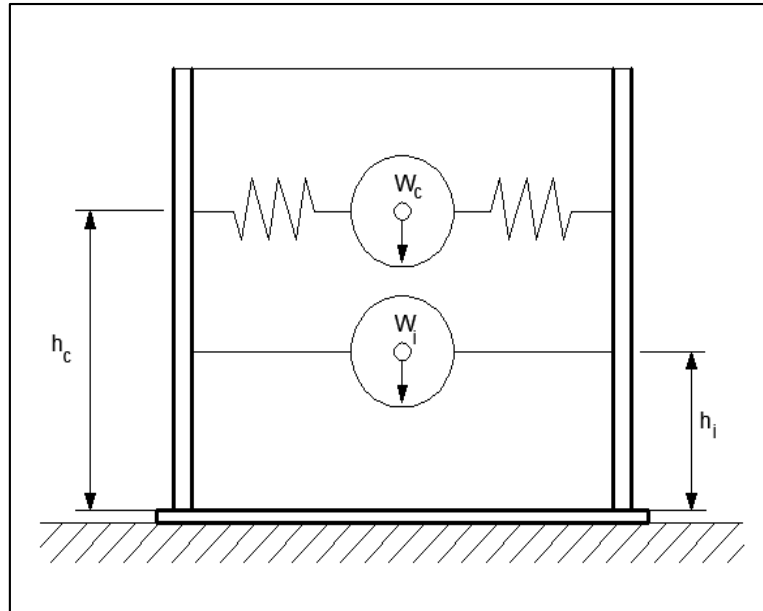


Figura N° 07: Método de Housner

De la misma forma puede apreciarse la existencia de la *Masa Convectiva* (W_c) la cual tiene una posición por encima de la Masa Impulsiva y que se adhiere a las paredes del reservorio a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido.

Las cuantificaciones de las masas dependen de la geometría de los reservorios (altura, diámetro o lado) y de la masa total de agua contenida.

Los parámetros a usar en un Reservorio de depósito circular son:

$$W_i = m_f \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \times D}{2H}\right)}{\left(\frac{\sqrt{3} \times D}{2H}\right)}$$

Ec. 46

$$W_c = 363 \times m_f \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{13.50} \times H}{D}\right)}{\left(\frac{512 \times \sqrt{13.50} \times H}{D}\right)}$$

Ec. 47

$$K = 45 \times W_f \times \frac{\left(\frac{W_c \times H}{W_f \times D}\right)^2}{2H}$$

Ec. 48

$$h_i = 3H \times \frac{1 + \alpha \left(\frac{W_f}{W_i}\right) - 1}{8}$$

Ec. 49

$$h_i = H \times \frac{1 - \cosh\left(\sqrt{13.5 \times \left(\frac{H}{D}\right)}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} \times H \times \sinh\left(\frac{\sqrt{13.5 \times \left(\frac{H}{D}\right)}}{D}\right)}$$

Ec. 50

$$t = 2\pi \times \sqrt{\frac{W_c}{K}}$$

Ec. 51

Dónde:

- H = Altura del fluido almacenado en el reservorio
- D = Diámetro interior del reservorio
- W_f = Peso del fluido total
- M_f = Masa del fluido total
- W_i = Masa fija o impulsiva del fluido
- W_c = Masa móvil o convectiva del fluido
- h_i = Altura de la posición de la masa impulsiva respecto a la base del tanque
- h_c = Altura de la posición de la masa convectiva respecto a la base del tanque
- K = Constante de rigidez de los resortes de la masa Convectiva.
- T = Periodo de oscilación de la masa convectiva

$\alpha = 0$ y $\beta = 1$ Cuando la interacción se da solo en las paredes del tanque.

$\alpha = 4/3$ y $\beta = 2$ Cuando la interacción se da solo en las paredes y en el fondo del tanque.

Estas expresiones permiten obtenerse los valores de la Masa Impulsiva (W_i) y Masa Convectiva (W_c), sus posiciones h_i y h_c (respecto a la base del reservorio) así como la rigidez total de los resortes K y el periodo de la Masa Convectiva. Los resortes de la Masa Impulsiva tienen una rigidez infinita o en otras palabras esta masa se comporta como diagrama rígido.

3. ESTADO DEL ARTE

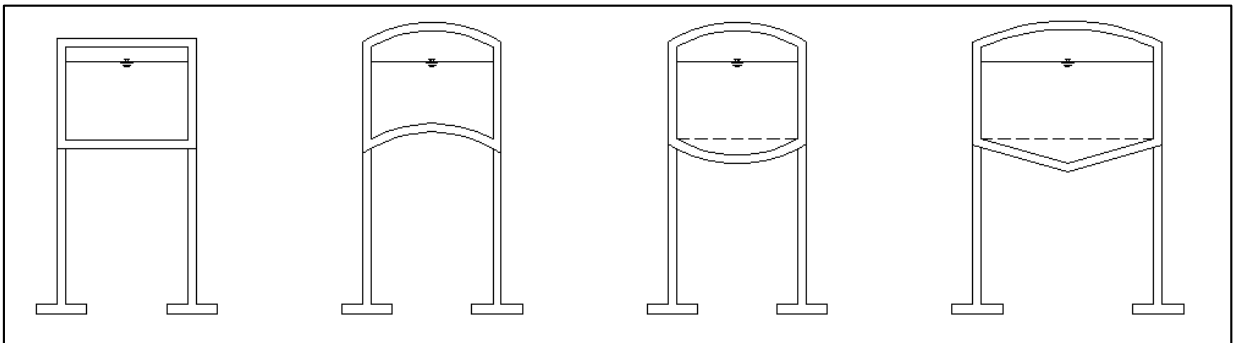


Figura N° 08.A: Tipos de Reservorios

Los reservorios son importantes estructuras dentro de la ingeniería civil, estos pueden ser contenedores de agua u otros líquidos, según su topología se clasifican como apoyadas sobre el suelo, semi-enterrado y reservorios elevados. Por excelencia estas estructuras son concebidas en concreto reforzado y como también reservorios metálicos. A continuación se muestran diversas formas:

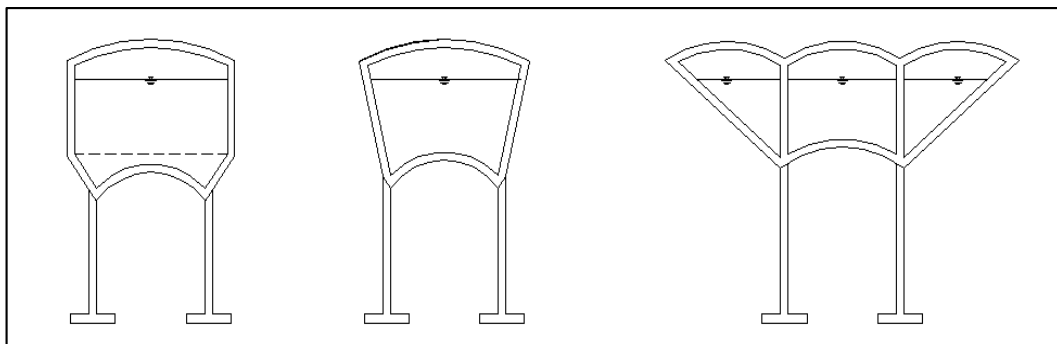


Figura N° 08.B – Tipos de Reservorios

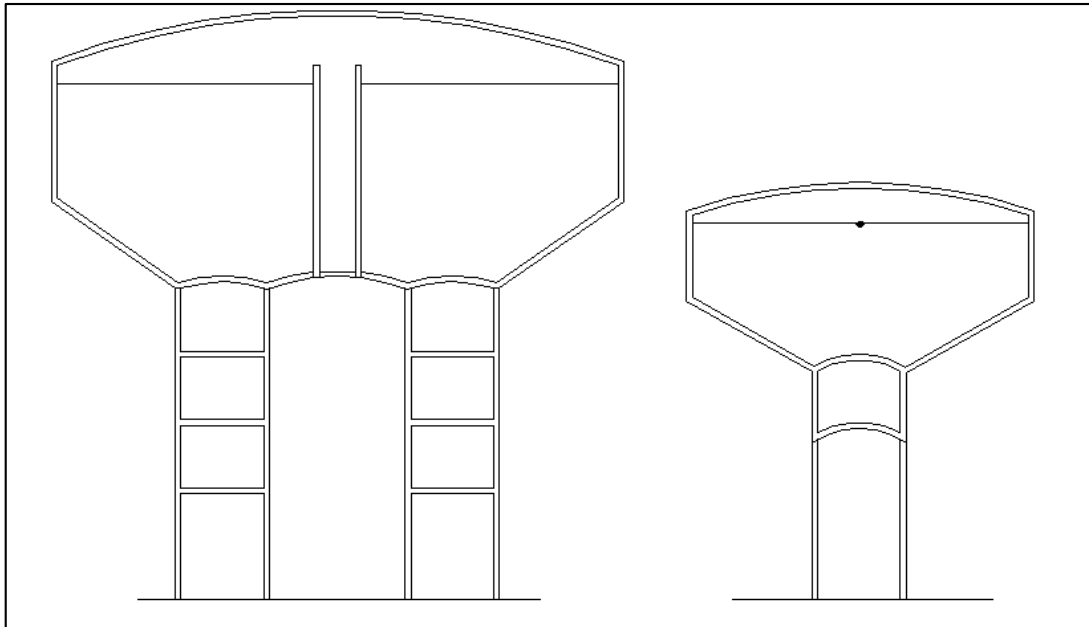


Figura N° 08.C – Tipos de Reservorios

3.1. PRINCIPALES RESERVORIOS TIPO FUSTE UBICADOS EN LA CIUDAD DE TRUJILLO



Figura N° 09: Reservorio Tipo Fuste ubicado en América Sur – Complejo Chan Chan – Trujillo



Figura N° 10: Reservorio Tipo Fuste ubicado la Urbanización Covicorti.



Figura N° 11: Reservorio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización La Noria.



Figura N° 12: Reservorio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización Santo Dominguito.



Figura N° 13: Reservoirio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización Monserrate.



Figura N° 14: Reservoirio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización San Andrés – 1ra Etapa.



Figura N° 15: Reservoirio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización San Andrés – 2da Etapa.



Figura N° 16: Reservorio Tipo Fuste ubicado en la Urbanización Santa Inés.

CAPITULO II

MODELACIÓN Y ESTRUCTURACIÓN

1. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA Y PROPIEDADES

El reservorio elevado considerado tiene las siguientes características:

- Ubicación del reservorio : Trujillo – La Libertad
- Fecha de diseño del reservorio : 2014
- Aplicación de Norma : ACI 350
- Resistencia del concreto $f'c$: 280 kg/cm² y 350 kg/cm²
- Resistencia del acero f_y : 4200 kg/cm²
- Peso unitario del concreto : 2400 kg/m³
- Peso unitario del agua : 1000 kg/m³
- Aceleración de la gravedad : 9.80 m/s²
- Capacidad portante del suelo : 2.64 kg/cm².
- Tipo del reservorio : Fuste
- Capacidad del reservorio : 300 m³

2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS

Los elementos de un Reservorio Elevado Tipo Fuste en orden descendente se muestran continuación:

2.1. LINTERNA DE ILUMINACION

Es una viga de anillo circular que forma una abertura normalmente en el centro de la cobertura del Reservorio, se utiliza para dar cierta iluminación natural al interior del depósito o cuba del reservorio, cuidando de que no ingresen elementos extraños.

Se diseñará considerando cargas a compresión y se verificará la carga de colapso. El concreto a utilizar puede ser desde $f'c=210$ Kg/cm² ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

2.2. CÚPULA ESFÉRICA

Es el elemento de cobertura de la cuba del reservorio. Se analizará, aplicando la Teoría de Membranas, los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Se aplicará además un ensanche de la cobertura en el extremo exterior debido a las fuerzas de corte producidas en ese punto. Al igual que en la Linterna de Iluminación el concreto a utilizar puede ser desde $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

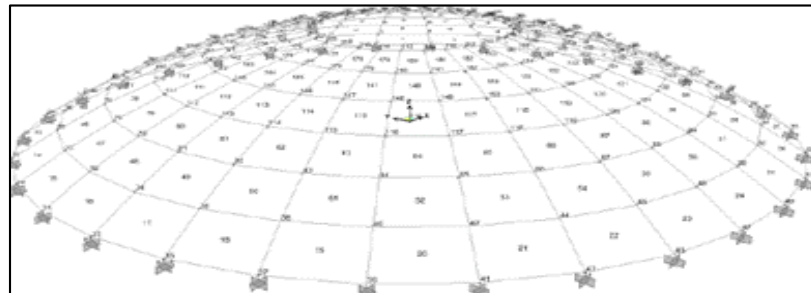


Figura N° 17: Cúpula esférica

2.3. VIGA DE ANILLO SUPERIOR

Es necesario disponer de un Viga de Anillo Circular Superior debido a las cargas no verticales producidas por la Cúpula Esférica por ello se debe diseñar este elemento para que sea capaz de soportar cargas horizontales. Se verificarán los esfuerzos de tracción en el concreto de la estructura.

Se requiere que este elemento sea de un concreto con una resistencia igual a $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$ ya que va a ir en contacto con el agua y es necesaria una impermeabilidad en dicho elemento.

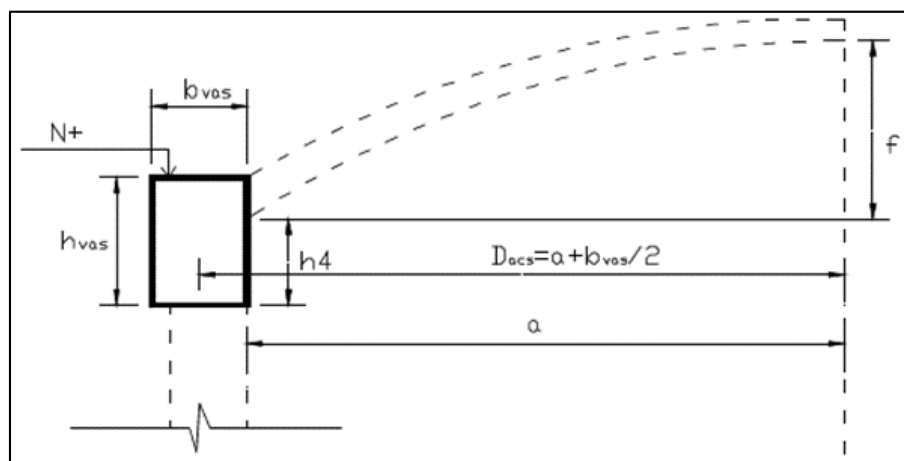


Figura N° 18: Viga de Anillo Superior

2.4. PARED CILÍNDRICA

Es la pared exterior de la cuba la cual va a soportar la presión del líquido contenido, para ello se diseñará por flexión y al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia de $f^c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

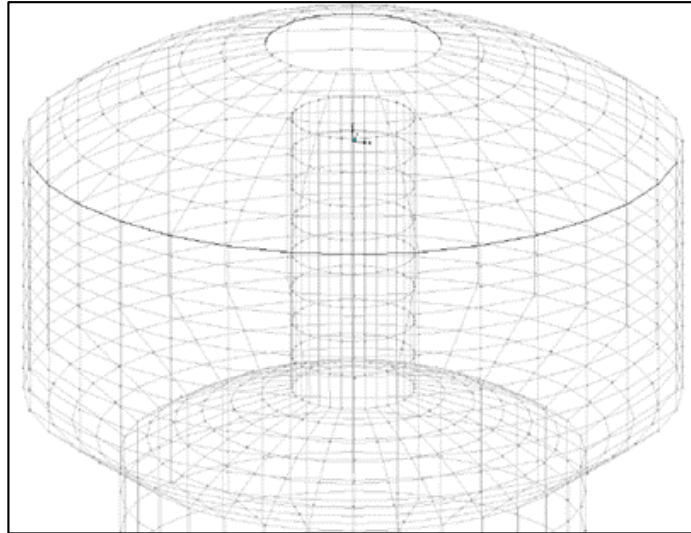


Figura N° 19: Pared Cilíndrica

2.5. VIGA INFERIOR

Es la Viga de Anillo Circular ubicado entre la pared de la cuba y el fondo cónico. Para el diseño se consideran todas las cargas sobre dicha viga como son el peso de la cobertura, viga superior y pared cilíndrica.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f^c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

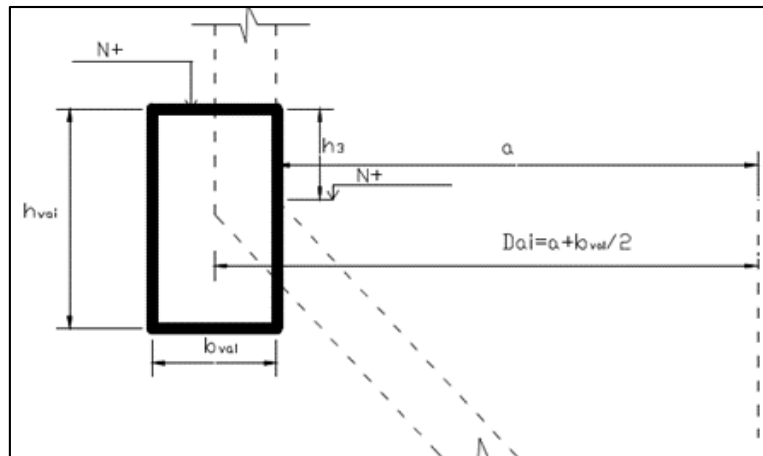


Figura N° 20: Viga inferior

2.6. LOSA DE FONDO CÓNICO

Es el fondo en voladizo del depósito cuya superficie es plana e inclinada. Se diseña mediante los esfuerzos de tracción, verificando por flexión, se considerará una resistencia mínima de $f^c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

2.7. LOSA DE FONDO ESFÉRICO

Es el fondo interno del depósito el cual generará las mismas presiones horizontales que el fondo cónico sobre la viga de fondo. Se diseña mediante los esfuerzos de tracción, verificando por flexión y por pandeo en el apoyo.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia de $f^c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

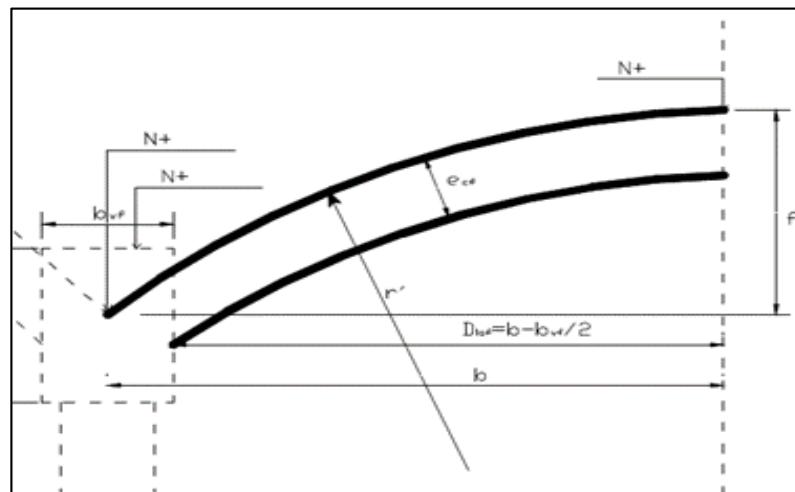


Figura N° 21: Losa de Fondo Esférico

2.8. CHIMENEA DE ACCESO

Es la pared circular interna del depósito con el diámetro necesario para la llegada y salida de tuberías, adicionando el paso de una persona. Se diseña por flexión, verificando por la esbeltez y por pandeo.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f^c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

2.9. ANILLO CIRCULAR DE FONDO DE CHIMENEA

Es la viga que conecta la pared de la chimenea y el fondo esférico y se diseña determinando la carga de colapso.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

2.10. VIGA DE FONDO

Es la viga que conecta el fondo cónico y el fondo esférico, estos tres elementos deben tener la característica de anular las cargas horizontales.

La viga de fondo se halla sometida a las compresiones del fondo cónico como el fondo esférico, debido a que los esfuerzos que se transmiten a la viga no son verticales, por lo que la encargada de absorber las componentes horizontales ya sea de tracción o compresión.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

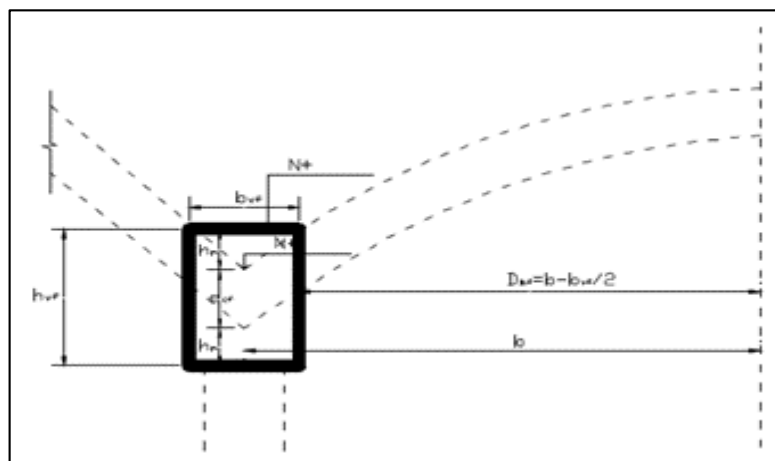


Figura N° 22: Viga de Fondo

2.11. FUSTE CILÍNDRICO

Es el primer elemento de soporte, se le aplican las cargas muertas y vivas de todos los elementos antes mencionados, se diseña por cargas de tracción y compresión.

Si bien el fuste no está en contacto con el agua, es recomendable usar una resistencia de concreto mínima de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

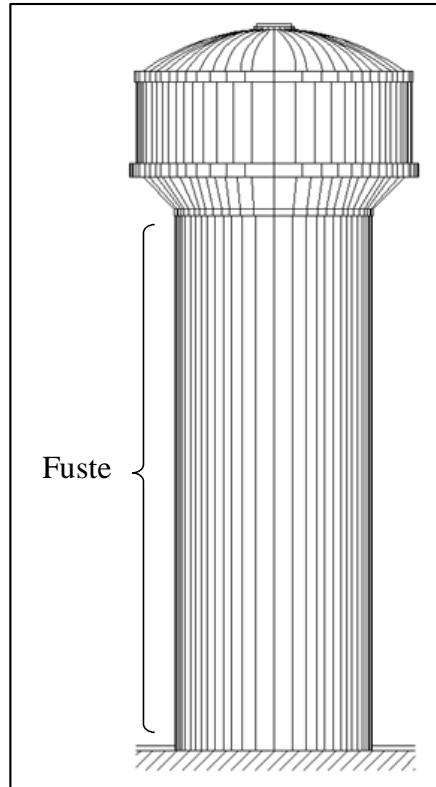


Figura N° 23: Fuste Cilíndrico

3. DISEÑO SÍSMICO

Durante un sismo el terreno es acelerado y la perturbación sísmica es transmitida directamente a la torre de soporte o fuste (reservorios elevados). Las cargas de sismo que se inducen sobre la estructura por el principio de inercia, son proporcionales con las masas implicadas y con el amortiguamiento de cada una de las partes del sistema. Por tanto deberán considerarse la masa del sistema contenedor y la masa del líquido contenido.

Suponiendo que el reservorio está configurando en concreto armado, la masa total de la estructura (reservorio vacío), se calcula como el peso del mismo entre la fuerza de la gravedad y es una masa estática y como este normalmente es un sistema rígido, puede soportar hasta cierto límite fuerzas laterales o de corte (Aporte del concreto y del acero de refuerzo).

Por otra parte y suponiendo que el tanque está lleno o parcialmente lleno y que el líquido contenido sea agua, la perturbación sísmica genera aceleraciones en las paredes del tanque, lo que induce a que se produzcan movimientos inerciales del líquido confinado en la parte interior, este impacto del agua contra las paredes del

tanque en movimiento, generan fuerzas impulsivas. De la misma forma y puesto que la parte superior de masa de agua total, no está confinada, (debido a la existencia de un borde libre), la perturbación dinámica, genera un oleaje periódico, que se traducen en presiones convectivas contra las paredes del tanque, que son una consecuencia lógica del movimiento inercial.

Estos impactos del agua contra las paredes del tanque, que se traducen en presiones impulsivas y convectivas se conocen como la Interacción Hidrodinámica Líquido – Estructura, y como es lógico pensar, tales efectos hidrodinámicos deben ser considerados de manera adicional con los esfuerzos provenientes de la interacción hidrostática que genera en este caso el agua estancada o en reposo, y no solo como un efecto comparativo.

Para tomar en cuenta los esfuerzos provocados por la interacción Hidrodinámica Líquido – Estructura, el Código ACI 350, otorga modelos dinámicos con el uso de masas y resortes, todo ello basándose en el conocido Sistema Mecánico Equivalente de George W. Housner (1910-2008).

Los efectos hidrodinámicos inducidos son indispensables para determinar la fuerza cortante basal y el momento transmitido al sistema de cimentación, sin los cuales no se podría diseñar correctamente un Reservorio.

Para determinar lo más certero posible las cargas afectadas a un Reservorio, se hará uso de software como el SAP2000.

4. PRE-DIMENSIONAMIENTO

Deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, es decir que las componentes longitudinales de la presiones C_c de la cúpula, y C_v del voladizo cónico, se equilibren.

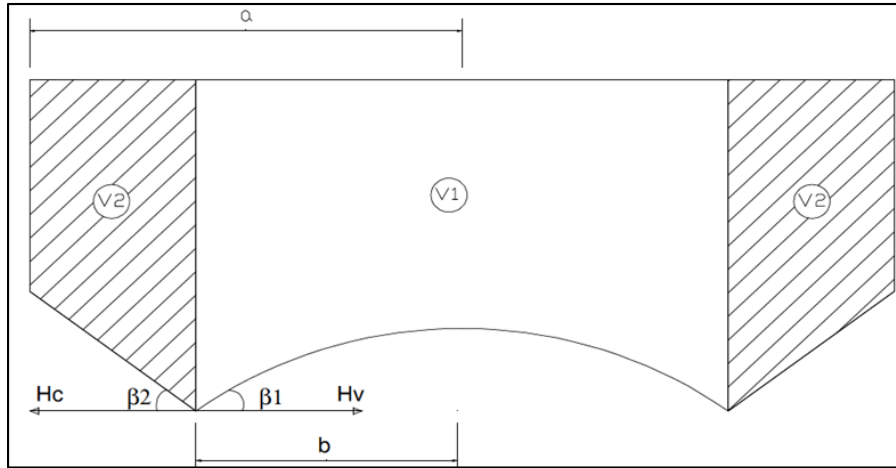


Figura N° 24: Calculo de Presiones C_c y C_v

La presión C_c y C_v en toda la longitud $2\pi b$ son:

$$C_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen}(\beta_1)}$$

Ec. 52

$$C_v = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen}(\beta_2)}$$

Ec. 53

Dónde:

- V_1 = Volumen sobre la cúpula esférica.
- V_2 = Volumen sobre la superficie cónica.
- β_1 = Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.
- β_2 = Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo Cónico.

Luego la componente horizontal será:

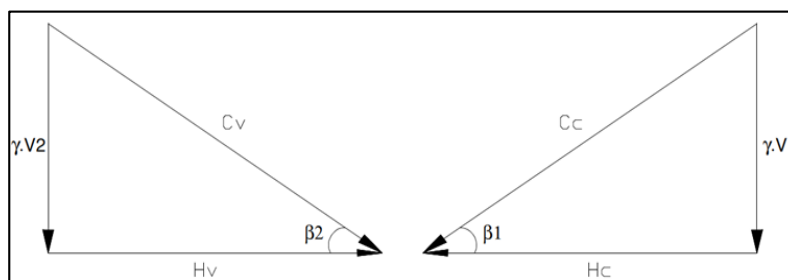


Figura N° 25: Calculo de Componente Horizontal

Como utilizaremos un fondo tipo Fuste debe cumplir que:

$$H_c = C_c \cdot \cos(\beta_1) \rightarrow H_c = \left(\frac{\gamma \cdot V_1}{\text{Sen}(\beta_1)} \right) \cdot \cos(\beta_1)$$

Ec. 54

$$H_v = C_c \cdot \cos(\beta_2) \rightarrow H_v = \left(\frac{\gamma \cdot V_2}{\text{Sen}(\beta_2)} \right) \cdot \cos(\beta_2)$$

Ec. 55

Se debe cumplir que:

$$H_c = H_v$$

Ec. 56

Reemplazando y simplificando

$$\frac{V_1}{\text{Tan}(\beta_1)} = \frac{V_2}{\text{Tan}(\beta_2)}$$

Ec. 57

5. PRE DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO

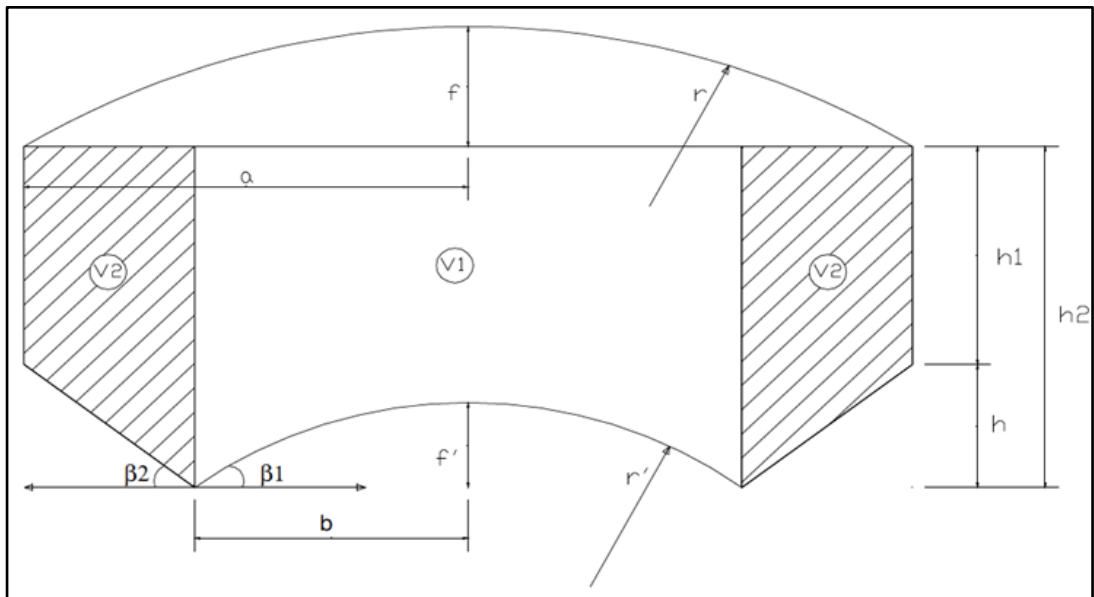


Figura N° 26: Dimensionamiento de depósito de almacenamiento

Cálculo de V_1 en función de las variables que se muestran en la figura:

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \left(r' - \frac{f'}{3} \right)$$

(5.1)

$$V_2 = \frac{(a-b)}{3} \cdot \pi [h_1(2a+b) + h_2(2b+a)]$$

(5.2)

$$\tan(\beta_1) = \frac{b}{\sqrt{r'^2 - b^2}} \quad (5.3)$$

$$\tan(\beta_2) = \frac{h_2 - h_1}{a - b} \quad (5.4)$$

Utilizando el Teorema del producto de los segmentos de cuerda en la cúpula y losa de fondo:

$$2r \cdot f = a^2 + f^2 \quad (5.5)$$

$$2r' \cdot f' = b^2 + f'^2 \quad (5.6)$$

A. CONSIDERACIONES DE PRE-DIMENSIONAMIENTO

- Una primera aproximación es considerar los volúmenes V_1 y V_2 a nivel de h_1 ; iguales.

$$V_1 = \pi \cdot h_1 \cdot b^2 \quad (5.7)$$

$$V_2 = \pi \cdot h_1 (a^2 - b^2) \quad (5.8)$$

Igualando ambas expresiones y despejando a se tiene:

$$a = b\sqrt{2} \quad (a)$$

- Considerando que $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$

De la expresión (5.3)

$$\sqrt{r'^2 - b^2} = b \quad (5.3.1)$$

Despejando r'

$$r' = b \cdot \sqrt{2} \quad (b)$$

De la expresión (5.4)

$$a - b = h_2 - h_1$$

(5.4.1)

Si:

$$h_2 = a$$

(c)

$$h_1 = b$$

(d)

Sabiendo que:

$$f' = r' - \sqrt{r'^2 - b^2}$$

(e)

Reemplazando (a), (b) y (e) en (5.6), simplificando:

$$f' = a - b$$

(f)

Reemplazamos las expresiones (a), (b), (c), (d) y (f) obtenidas en (5.7) y (5.8) para obtener los volúmenes en función de "a".

- Para V_1 :

$$V_1 = \pi \left(\frac{a}{\sqrt{2}}\right)^2 a - \pi \left(a - \frac{a}{\sqrt{2}}\right)^2 \left(a - \frac{(a - \frac{a}{\sqrt{2}})}{3}\right) = 1.327602 \cdot a^3$$

- Para V_2 :

$$V_2 = \frac{a - \frac{a}{\sqrt{2}}}{3} \pi \left[a \left(2 \frac{a}{\sqrt{2}} + a \right) + \frac{a}{\sqrt{2}} \left(2a + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) \right] = 1.327602 \cdot a^3$$

Luego el Volumen de almacenamiento será:

$$VA = V_1 + V_2 = 2.655205 \cdot a^3$$

Despejando "a" en función del volumen de almacenamiento:

$$a = 0.722160926 (V.A)^{1/3}$$

(g)

- Para el caso de la cobertura F. Moral sugiere valores de f de $1/2.a$ a $1/5.a$:
Tomare un valor intermedio para los cálculos:

$$f = \frac{a}{3}$$

(h)

Luego reemplazando (h) en (5.5):

$$2r \cdot \frac{a}{2} = a^2 + \frac{a^2}{9}$$

$$2r = \frac{10}{3} a$$

$$r = \frac{5}{3} \cdot a$$

(i)

B. CRITERIOS PARA DIMENSIONAR:

- Se tendrá que considerar la chimenea de acceso luego el V_1 será reducido por el volumen de chimenea (V_{ch}) como se observa:

$$\frac{V_1 - V_{ch}}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)}$$

También se tendría que el Volumen de Almacenamiento (VA), que será:

$$V.A = V_1 - V_{ch} + V_2$$

Sabiendo que:

$$V_{ch} = \pi D^2 \frac{h_2 - f'}{4}$$

Dónde:

D = Diámetro exterior de la chimenea

- Al obtener de la primera aproximación, valores para el volumen de almacenamiento, menores al volumen útil, notamos de una primera apreciación, que podemos aumentar el volumen obtenido, si reducimos f' , con la consiguiente variación de r' , de los ángulos β_1 , β_2 y h_1 ; manteniendo el resto de los valores constantes.

De la expresión (5.6) despejamos r' :

$$\boxed{r' = \frac{b^2 + f'^2}{2f'}} \quad (j)$$

Haciendo que $\beta_1 = \beta_2$, $\tan(\beta_1) = \tan(\beta_2)$:

$$\boxed{h_1 = h_2 - \frac{b(a-b)}{\sqrt{r'^2 - b^2}}} \quad (k)$$

C. CALCULO DE LAS DIMENSIONES PRINCIPALES DEL DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO.

Para una primera aproximación utilizaremos los valores obtenidos del (a) al (k) y luego haremos variar f' hasta obtener el volumen deseado, siendo 300 m^3 .

Reemplazando valores en la expresión (g) se tiene:

$$V.A = 400.00 \text{ m}^3$$

$$a = 4.83 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (a) se tiene:

$$\boxed{b = \frac{4.83}{\sqrt{2}} = 3.43 \text{ m}}$$

Reemplazando valores en la expresión (b) se tiene:

$$r' = 3.43 \cdot \sqrt{2} = 4.84 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (c) se tiene:

$$h_2 = a = 4.83$$

Reemplazando valores en la expresión (d) se tiene:

$$h_1 = b = 3.43 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (e) se tiene:

$$f' = r' - \sqrt{r'^2 - b^2} = 4.84 - \sqrt{4.84^2 - 3.43^2} = 1.42 \text{ m}$$

Para la cobertura se utiliza la expresión (f) y (i). Reemplazando valores en la expresión (f) se tiene:

$$f' = a - b = 4.83 - 3.43 = 1.61 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (i) se tiene:

$$r = \frac{5}{3} \cdot a = \frac{5}{3} \times 4.83 = 8.05 \text{ m}$$

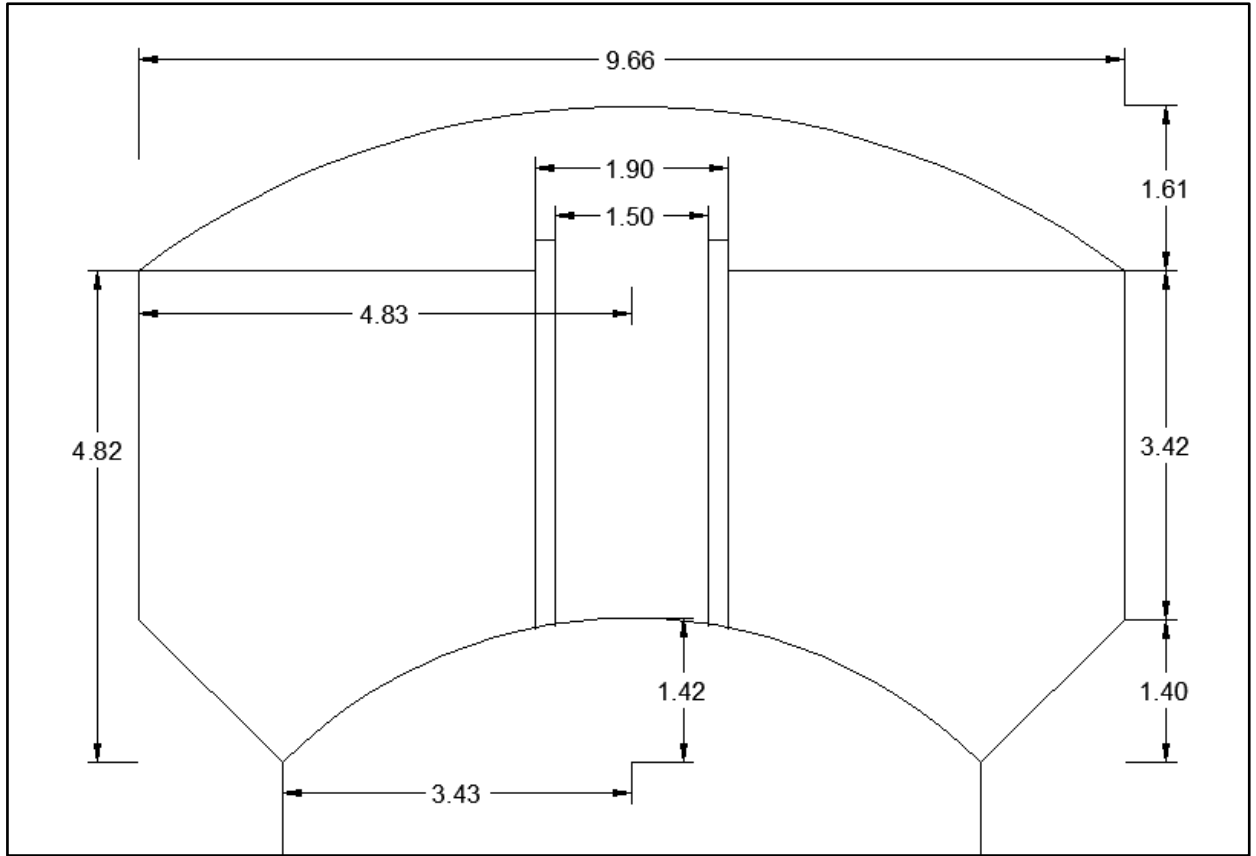


Figura N° 27: Dimensiones de Deposito de Almacenamiento

CAPITULO III

MODELACIÓN

1. MODELACIÓN Y PARÁMETROS SÍSMICOS

Para realizar el análisis sísmico, el reservorio se ha considerado en 10 (diez) masas discretas, las cinco primeras representan las masas concentradas del fuste, la sexta masa al nivel del fondo esférico y a la superficie troncocónica, la séptima masa al nivel de la Masa Impulsiva, la octava la masa al nivel de la Masa Convectiva, la novena masa al nivel de la Pared Cilíndrica y la décima masa al nivel de la Cúpula Superior.

En este proyecto utilizaremos Concreto 280 kg/cm^2 para los siguientes elementos:

- Cúpula Superior.
- Fuste del Reservorio.

También utilizaremos Concreto 350 kg/cm^2 para los siguientes elementos que tendrán contacto con el contenido (Bajo Norma ACI350):

- Cúpula Inferior.
- Anillo Superior.
- Pared Cilíndrica.
- Viga Inferior.
- Losa de Fondo.
- Losa de Fondo Esférico.
- Viga de Fondo.

Una vez determinado el material en cada elemento, procedemos a dibujar en el SAP2000. Para Obtener el peso de los elementos del Reservorio con el uso del Software SAP 2000 debemos desmembrar el Reservorio y calcular las reacciones en cada punto de los elementos y multiplicar por el N° de reacciones = 72 reacciones.

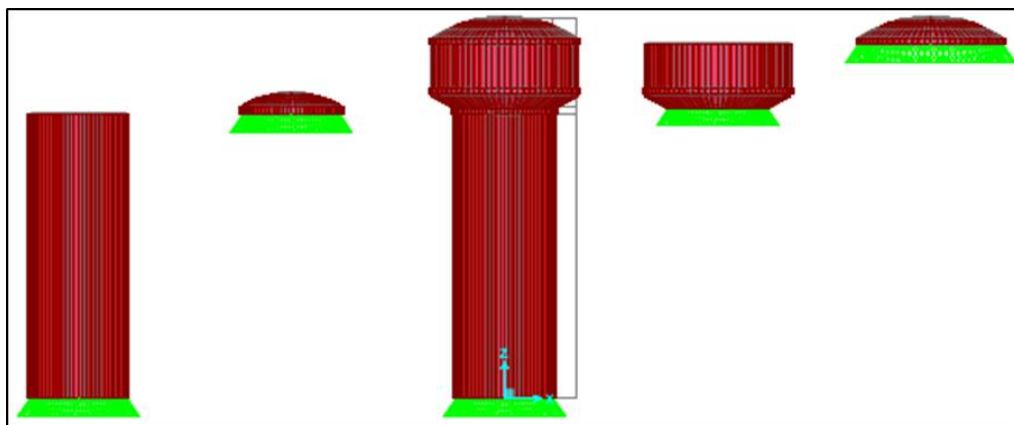


Figura N° 28: Separación de los elementos del Reservorio

Peso total de la Cúpula Superior se obtiene:

$$C_{sup}S = 0.46 \times 72 \times 1000 = 33,120.00 \text{ kg}$$

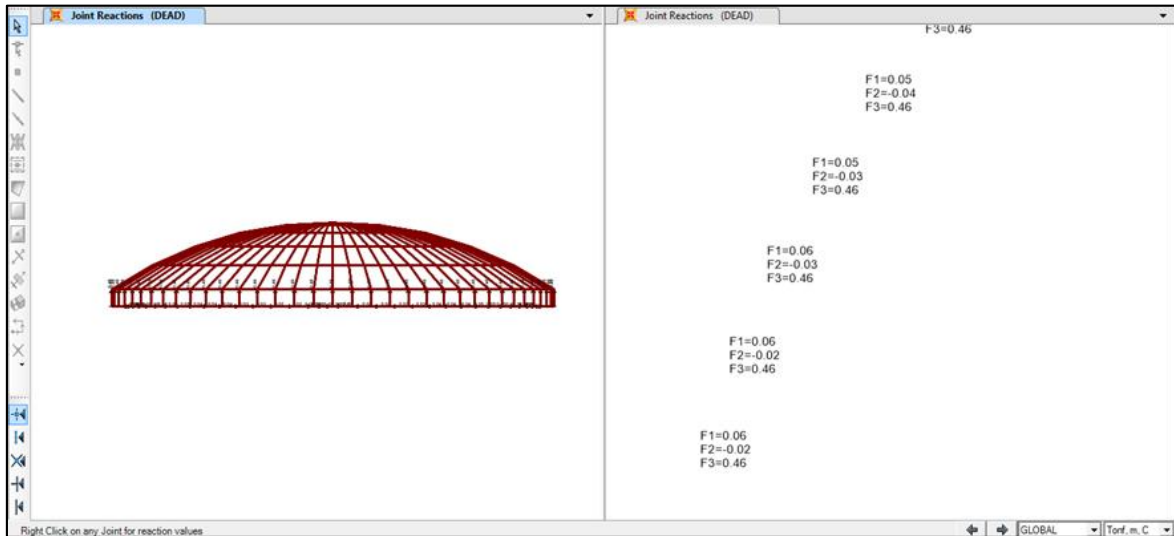


Figura N° 29: Calculo del Peso de la Cúpula Superior

Peso total de la Pared Cilíndrica se obtiene:

$$PC = 1.48 \times 72 \times 1000 = 106,560.00 \text{ kg}$$

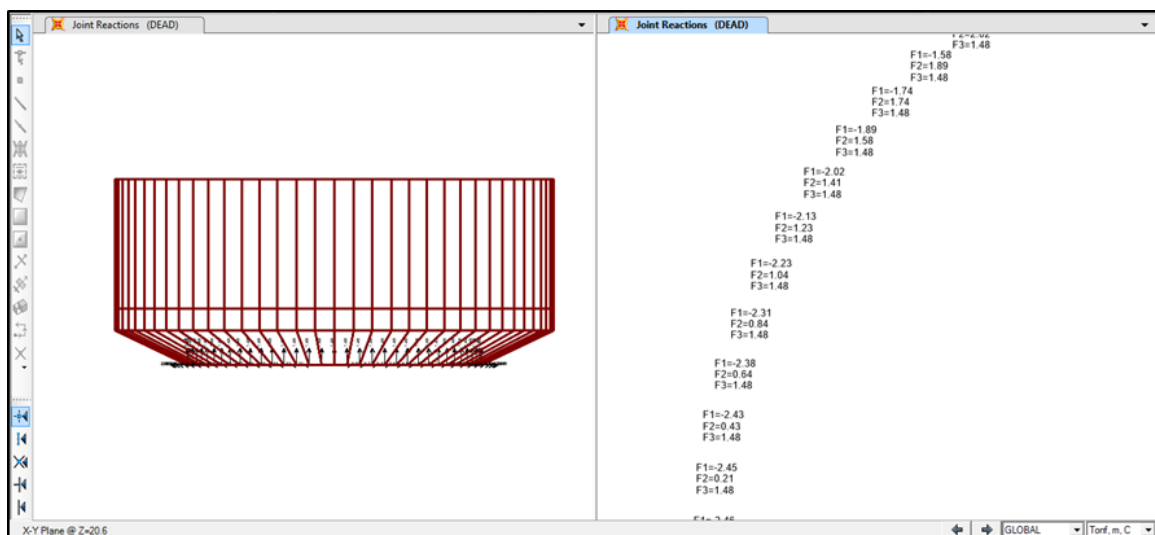


Figura N° 30: Calculo del Peso de la Pared Cilíndrica

Peso total de la Cúpula Inferior se obtiene:

$$PC = 0.58 \times 72 \times 1000 = 41,760.00 \text{ kg}$$

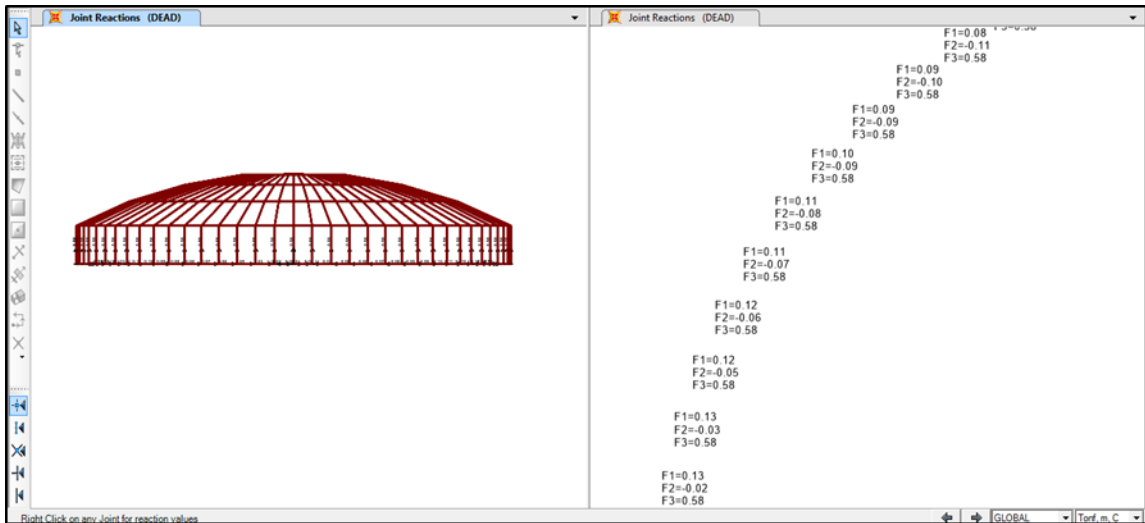


Figura N° 31: Calculo del Peso de la Cúpula Inferior

Peso total del Fuste del Reservorio se obtiene:

$$Fuste = 5.70 \times 72 \times 1000 = 410,400.00 \text{ kg}$$

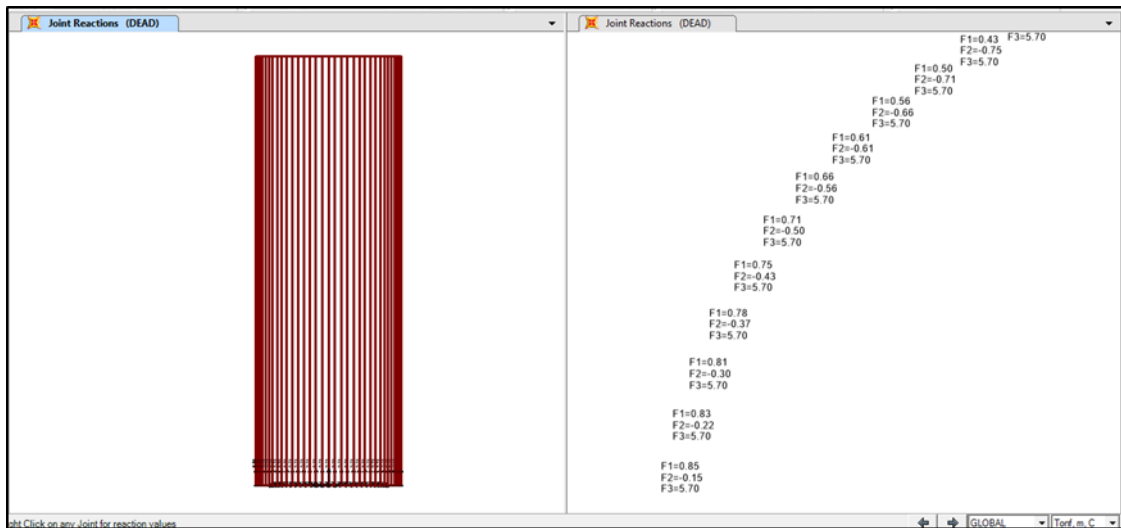


Figura N° 32: Calculo del Peso del Fuste del Reservorio

2. ANALISIS ESTATICO

2.1. PESO TOTAL DEL MURO DEL RESERVORIO

CARGA MUERTA:

- Cúpula Superior = 33,120.00 kg
- Pared Cilíndrica = 106,560.00 kg
- Cúpula Inferior = 41,760.00 kg

CARGA VIVA:

- Cúpula = 4,673.55 kg

REACCION TOTAL: = 186,113.55 kg

2.2. PESO DEL MURO CON INFLUENCIA DEL AGUA

Altura de la Columna de Agua	=	$H_L = \frac{4(300)}{\pi(9.66^2)} = 4.09 \text{ m}$
Diámetro Cúpula Superior	=	$D_{Cup \text{ Sup}} = 8.87 \text{ m}$
Diámetro interior del Reservoirio	=	$D_{int} = 9.66 \text{ m}$
Diámetro del Fuste	=	$D_{fuste} = 6.84 \text{ m}$
Perímetro de la Cúpula Superior	=	$L_{Cup \text{ Sup}} = \pi * D = \pi * 8.87 = 27.87 \text{ m}$
Perímetro del Reservoirio	=	$L = \pi * D = \pi * 9.66 = 30.35 \text{ m}$
Perímetro de la Fuste	=	$L_{fuste} = \pi * D = \pi * 6.84 = 21.49 \text{ m}$
Peso del agua en el Reservoirio	=	$W_L = \pi \frac{9.66^2}{4} * 4.09 * 1000 = 299,975.56 \text{ kgf}$
Factor de corrección	=	$\varepsilon = 0.65$
Peso corregido del Tanque Elevado	=	$W_w = 846,592.83 \text{ kgf}$

2.3. CALCULO DE PESOS EFECTIVOS

Peso Impulsivo	=	$W_i = \frac{\tanh[0.866(9.66/4.09)]}{0.866 (9.66/4.09)} * 299,975.56 = 141,924.98 \text{ kgf}$
Peso Convectivo	=	$W_c = 0.23(9.66/4.09) \tanh[3.68(4.09/9.66)] * 299,975.56 = 149,042.84 \text{ kgf}$

Altura de Reacción Impulsiva = $h_i = 1.53 \text{ m}$

Altura de Reacción Convectiva = $h_c = 2.38 \text{ m}$

2.4. CALCULO DE LA CORTANTE BASAL

EL cortante basal calculado es de $V = 344,387.76 \text{ Kg}$, el mismo que se distribuye en altura según la *figura N° 35*.

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} = 344,387.76 \text{ Kg}$$

2.5. DISTRIBUCION DE FUEZAS ESTATICAS

Los valores a utilizar son los siguientes:

Tabla N°07: Fuerzas distribuidas en cada centro de gravedad.

Z	U	S	C	R		T _c	T _s
				R _i	R _c		
0.40	1.50	1.00	2.50	3.00	1.00	2.86	0.60

Tabla N°08: Fuerzas distribuidas en cada centro de gravedad.

NIVEL	P _i (kg)	H _i (m)	W _i	F _i (Kg)	W = F _i /L (ton/m)
CUPULA SUPERIOR	33,120.00	25.70	851,184.00	23,819.72	0.85
PARED	106,560.00	23.19	2,471,126.40	69,152.55	2.28
CONVECTIVO	134,190.26	22.98	3,083,692.21	86,294.73	2.84
IMPULSIVO	42,593.91	22.13	942,603.14	26,378.02	0.87
CUPULA INFERIOR	41,760.00	20.62	861,091.20	24,096.97	1.12
FUSTE 5	81,936.00	18.00	1,474,848.00	41,272.48	1.92
FUSTE 4	81,936.00	14.00	1,147,104.00	32,100.81	1.49
FUSTE 3	81,936.00	10.00	819,360.00	22,929.15	1.07
FUSTE 2	81,936.00	6.00	491,616.00	13,757.49	0.64
FUSTE 1	81,936.00	2.00	163,872.00	4,585.83	0.21
SUMATORIA	767,904.17		12,306,496.94	344,387.76	

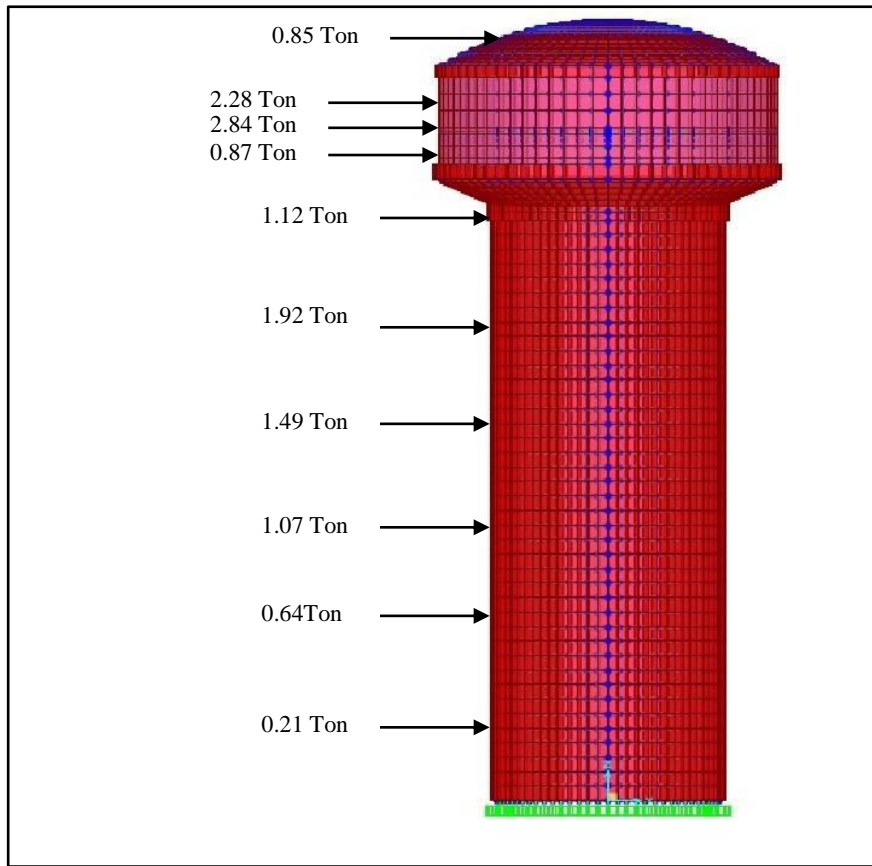


Figura N° 33: Distribución de las Fuerzas Estáticas

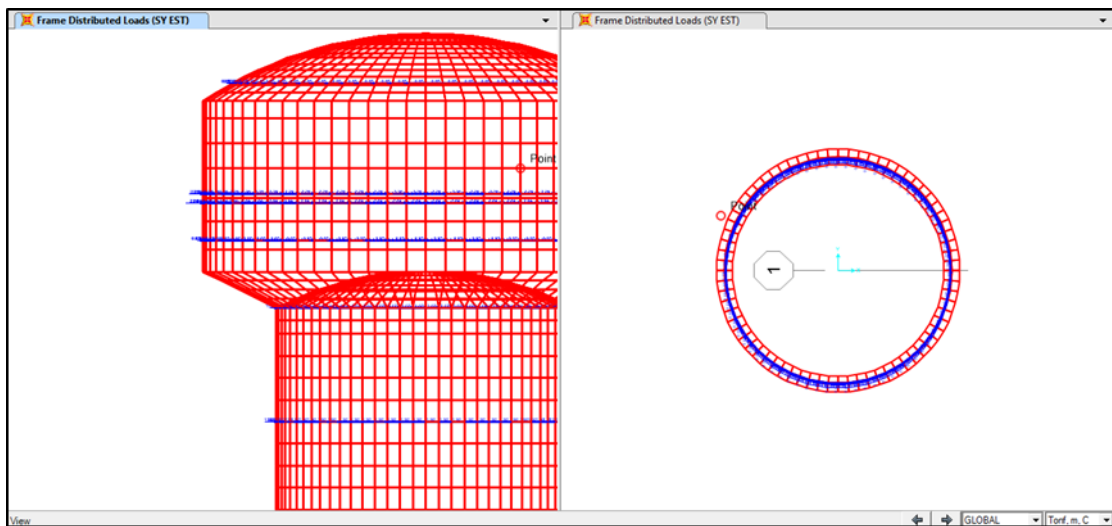


Figura N° 34: Distribución de las fuerzas de las masas impulsiva y convectiva.

3. ANALISIS DINAMICO

3.1.CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL RESORTE

Rigidez del resorte:

$$k = 45 * \left(\frac{149,042.84}{299,975.56}\right)^2 * \left(\frac{4.09}{9.66}\right)^2 * 0.5 * \left(\frac{299,975.56}{4.09}\right)$$

$$k = 73,081.31 \text{kgf/m}$$

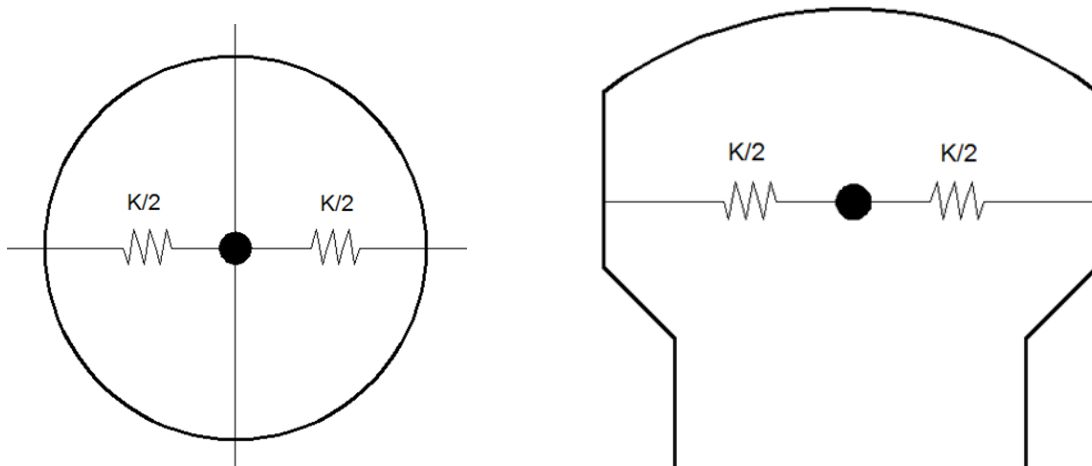


Figura N° 35: Rigidez de la masa convectiva

Para alcanzar resultados más aproximados a la realidad, se distribuye los resortes alrededor del resorte que se une con la pared del reservorio, para ello se descompone la rigidez en K^* para cada uno de los resortes.

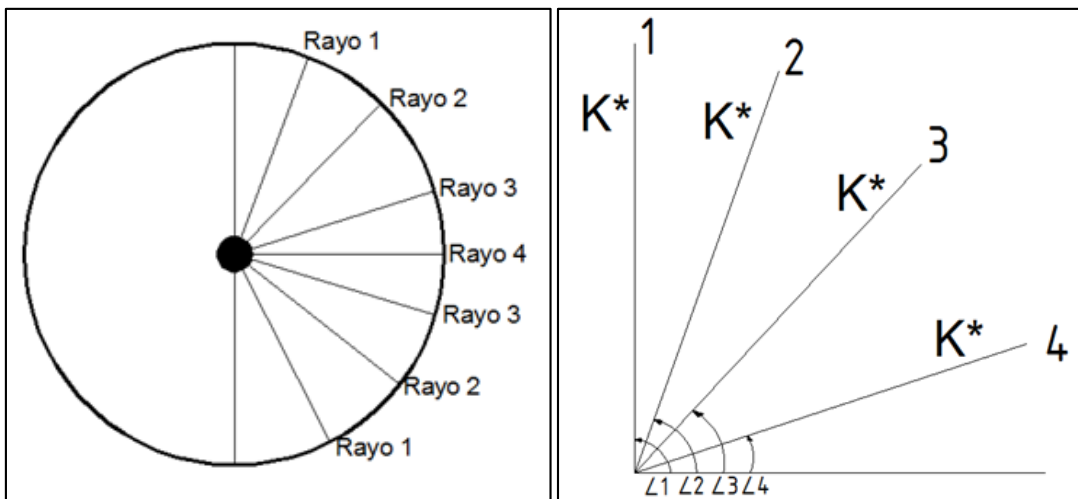


Figura N° 36: Distribución de los rayos

Tenemos:

$$2[k^* \cos \alpha_1 + k^* \cos \alpha_2 + k^* \cos \alpha_3] + k^* \cos(0) = \frac{K}{2}$$

Despejamos k^*

$$k^* = \frac{K/2}{2(\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) + 1}$$
$$k^* = \cos 15$$

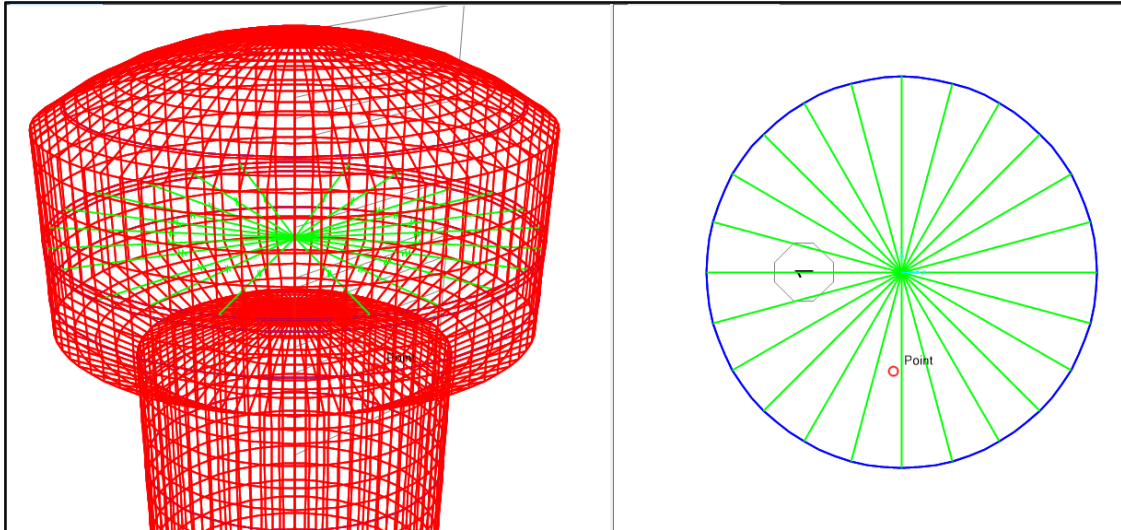


Figura N° 37: Resortes para la masa Convectiva.

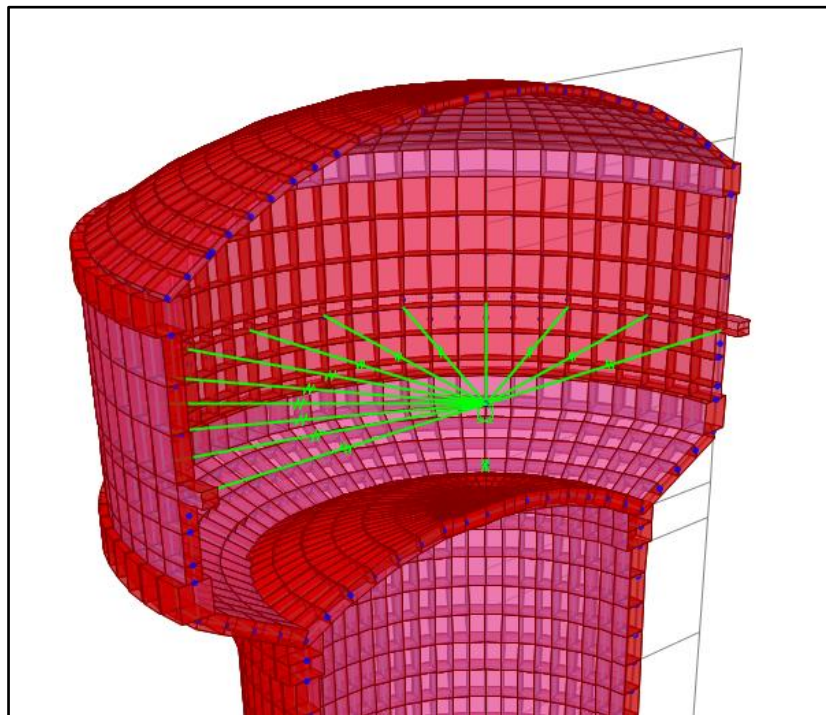


Figura N° 38: Reservorio con Masa Impulsiva y Convectiva.

Asignamos la fuente de masa, en este caso, consignamos: 1.0 para la carga muerta y 0.5 para la carga viva.

3.2. ANÁLISIS ESPECTRAL

Se analizó para cada una de las direcciones horizontales (eje X e Y). Los parámetros sísmicos considerados para la obtención del espectro de aceleraciones, son:

Z	U	S	T _s
0.40	1.50	1.00	0.60

En la selección del factor de reducción "R" debe tomarse en cuenta que la norma de Diseño Sismo Resistente es de aplicación exclusiva en edificaciones, para las estructuras especiales, como el caso en estudio, se deben emplear recomendaciones especificadas de otras normas o usar el buen juicio. (Artículo 2 E030 del RNE).

La norma ACI 350 en la *tabla 4(d)* nos muestra factores de reducción de 0.3 para la masa impulsiva, y 1.0 para la masa convectiva, inicialmente optamos por un factor de reducción de 1.00, por ser el estado más desfavorable para la estructura, luego comparamos los resultados con un factor de reducción R = 3.

En la *Tabla N° 10* nos muestra los resultados obtenidos de los desplazamientos empleando el factor R =1, en la *Tabla N° 11* especifica los valores obtenidos con el factor de reducción R =3, donde muestra valores conforme al RNE.

La *figura N° 39*. Muestra el espectro inelástico de pseudos aceleraciones definido por:

$$s_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

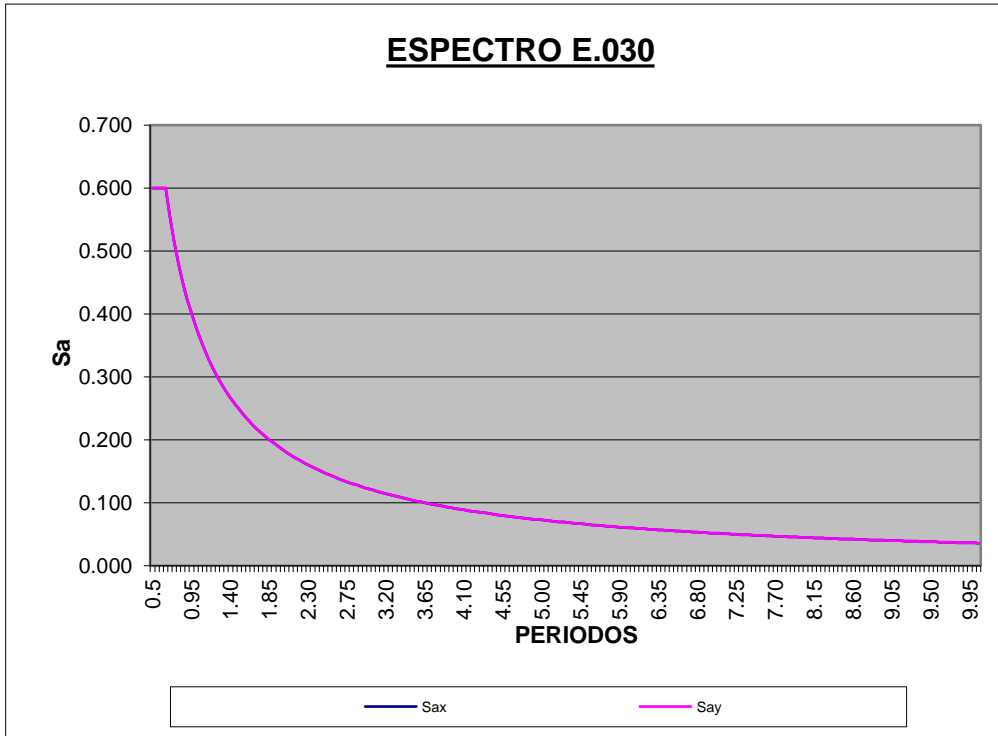


Figura N° 39A: Espectro de respuesta $R=1$.

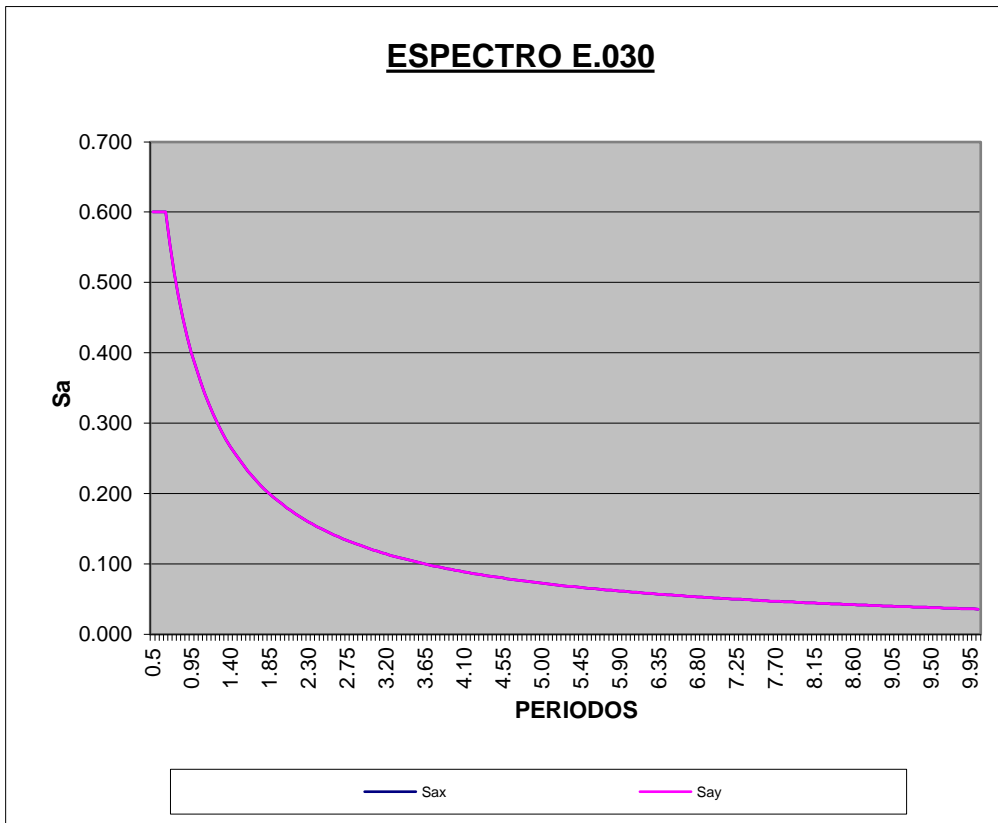


Figura N° 39B: Espectro de respuesta $R=3$.

3.3. ANÁLISIS MODAL

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en el Cap. 4.6.1. Nos especifica que en cada dirección se considerara aquellos modos de vibración cuya suma de Masa Efectiva sea por lo menos el 90 % de la Masa Total. Para lograr el noventa por ciento de masa participante, se han considerado 18 modos de vibrar, luego de un proceso interactivo hasta obtener como resultado: 91.69% tal como muestra la *Tabla N° 09* extraída del programa. Los periodos de vibración obtenida son congruentes con el tipo de estructura analizada. Con el número de modos considerados se ha superado el 90% de la masa participante.

Tabla N°09: Fuerzas distribuidas en cada centro de gravedad.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.226588	0.103868	0.000003511
MODAL	Mode	2	3.226588	0.000003511	0.103868
MODAL	Mode	3	0.304204	0.626106	0.004982
MODAL	Mode	4	0.304204	0.004982	0.626106
MODAL	Mode	5	0.304204	5.207E-16	1.096E-17
MODAL	Mode	6	0.076648	2.975E-16	5.695E-15
MODAL	Mode	7	0.076648	2.927E-18	1.229E-15
MODAL	Mode	8	0.071186	0.104413	0.000502
MODAL	Mode	9	0.071186	0.000502	0.104413
MODAL	Mode	10	0.060331	2.73E-16	1.105E-14
MODAL	Mode	11	0.043495	0.077024	0.000000736
MODAL	Mode	12	0.043495	7.364E-07	0.077024
MODAL	Mode	13	0.04111	9.201E-15	7.814E-15
MODAL	Mode	14	0.04111	1.002E-13	8.705E-15
MODAL	Mode	15	0.037312	9.758E-17	3.293E-14
MODAL	Mode	16	0.037312	2.179E-13	1.074E-15
MODAL	Mode	17	0.032931	6.212E-14	6.981E-14
MODAL	Mode	18	0.031778	1.567E-15	8.531E-16
				0.916899247	0.916899247

3.4.PRESIONES EN LAS PAREDES DEL EL RESERVORIO

Para la presión en la cuba tenemos como referencia la pared cilíndrica y el fondo tronco cónico, que varía de 0.00 Ton/m² a 4.31 Ton/m², tal como muestra la *Figura N° 40*.

Para la cúpula inferior la presión varia de 3.45 Ton/m² a 4.31 Ton/m², tal como muestra la *Figura N° 40*, para el cálculo de las presiones, en el Software SAP2000 utilizamos un “nudo maestro” (Join Pattern) donde se consigna la presión y la altura.

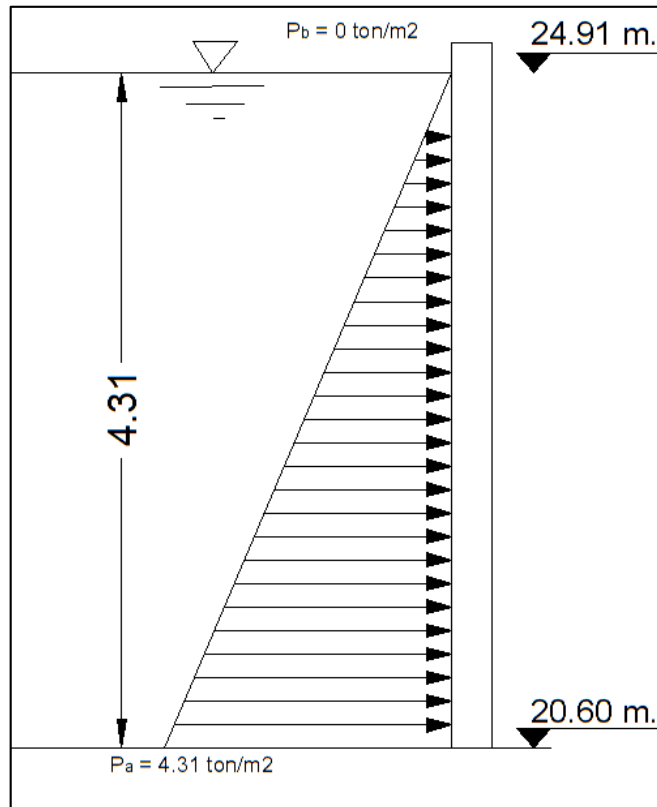


Figura N° 40: Presión en la pared cilíndrica y losa de fondo.

$$C (Z_1) + D = P_a$$

$$C (20.60) + D = 4.31$$

$$C (Z_2) + D = P_b$$

$$C (24.91) + D = 0.00$$

Donde:

$$C = -1$$

$$D = 24.91$$

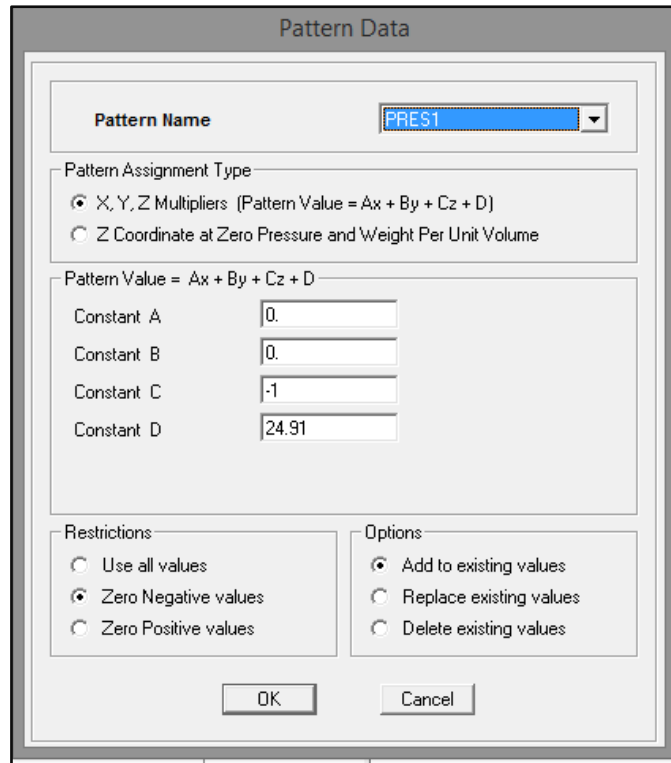


Figura N° 41: Join Pattern para la presión en la pared cilíndrica

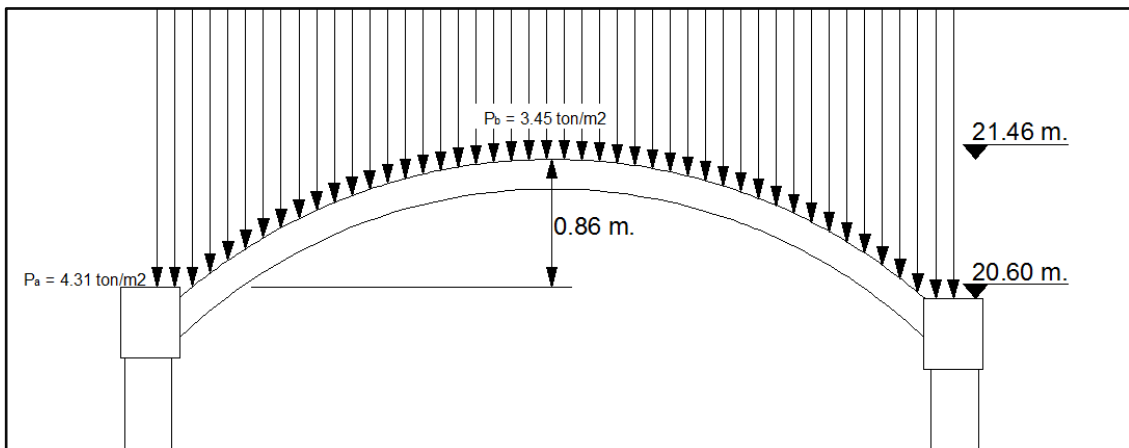


Figura N° 42: Presión en la cúpula de fondo.

$$C (Z_1) + D = P_a \qquad C (20.60) + D = 4.31$$

$$C (Z_2) + D = P_b \qquad C (1.46) + D = 3.45$$

Donde:

$$C = -1$$

$$D = 24.91$$

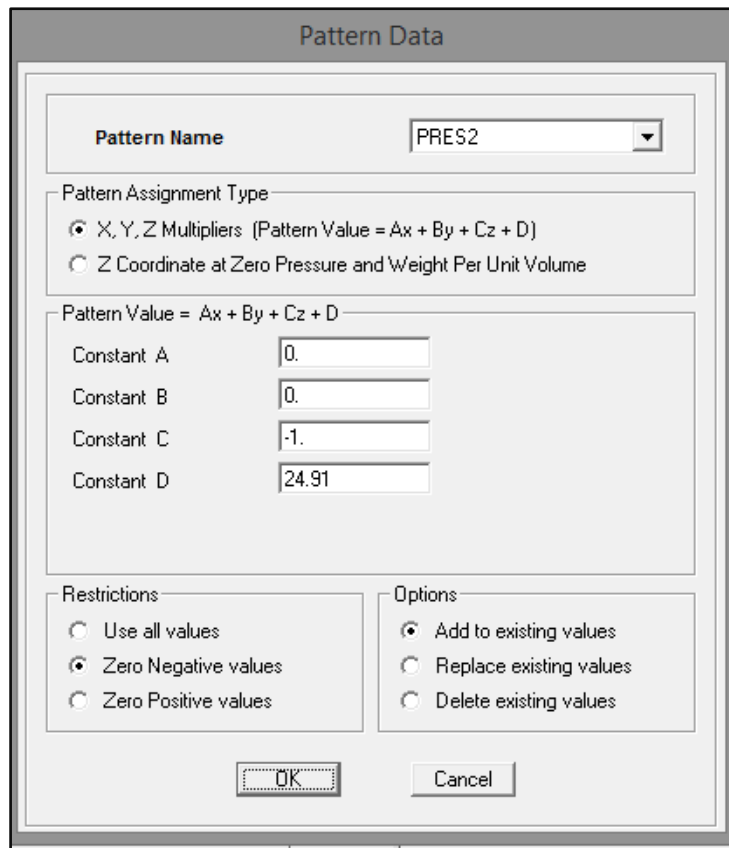


Figura N° 43: Join Pattern para la presión en la Cúpula Inferior.

Posteriormente asignamos la Empuje Hidrostática para la pared cilíndrica y losa de fondo.

3.5. DESPLAZAMIENTOS

Se han extraído los desplazamientos del programa Sap 2000 v16, donde se tuvieron los resultados de la *Tabla N°10* donde muestra los desplazamientos del análisis estático y dinámico:

Tabla N°10: Desplazamiento de Análisis Estático y Análisis Dinámico con R = 1.

DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	ANALISIS ESTATICO	ANALISIS DINAMICO	R = 1
VIGA ANILLO SUPERIOR	1.44	5.48	
VIGA ANILLO INFERIOR	1.13	4.59	
VIGA ANILLO DE FONDO	1.05	4.40	
CORTANTE (Ton)	352.43	1,702.07	

Tabla N°11: Desplazamiento de Análisis Estático y Análisis Dinámico con $R = 3$.

DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	ANALISIS ESTATICO	ANALISIS DINAMICO	R = 3
VIGA ANILLO SUPERIOR	1.440	0.801	
VIGA ANILLO INFERIOR	1.130	0.757	
VIGA ANILLO DE FONDO	1.050	0.650	
CORTANTE (Ton)	352.43	315.25	

Se cumple lo estipulado en el RNE, donde la cortante basal del análisis dinámico no debe exceder el 90% de la cortante basal del análisis estático.

$$V_{estatico} = 352.43 \text{ Ton} ; V_{dinamico} = 315.25 \text{ Ton}$$

$$V_{estatico} \times 90\% > V_{dinamico}$$

Se cumple: $V_{estatico} = 352.43 \times 90\% = 317.19 \text{ Ton} > 315.25 \text{ Ton}$

	DESPLAZAMIENTO (mm)	R	h (mm)	Δ	DERIVA
VIGA ANILLO DE FONDO	6.498	3.00	20,000.00	19.49	0.000975
VIGA ANILLO INFERIOR	7.568	3.00	21,360.00	22.70	0.001063
VIGA ANILLO SUPERIOR	8.005	3.00	24,810.00	24.02	0.000968

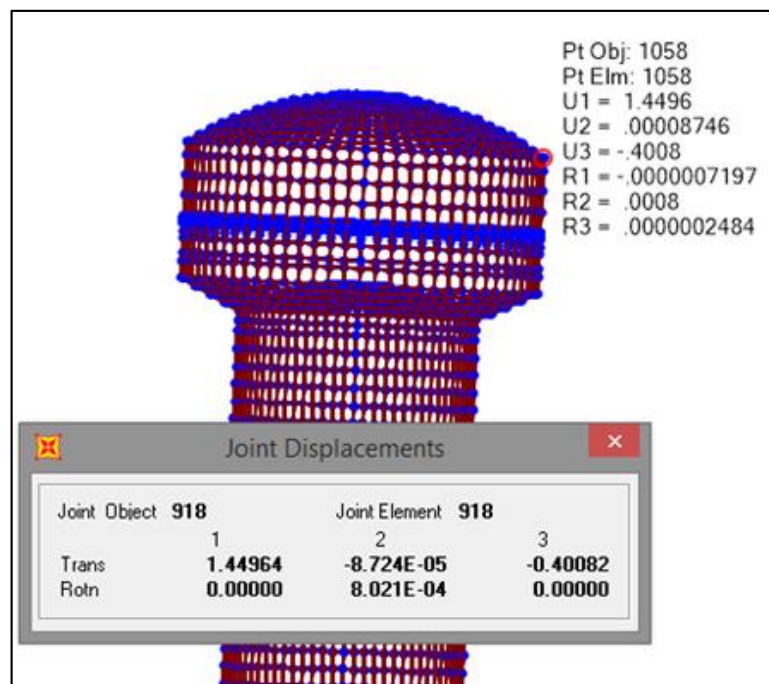


Figura N° 44: Desplazamiento en Viga anillo superior – Análisis Estático

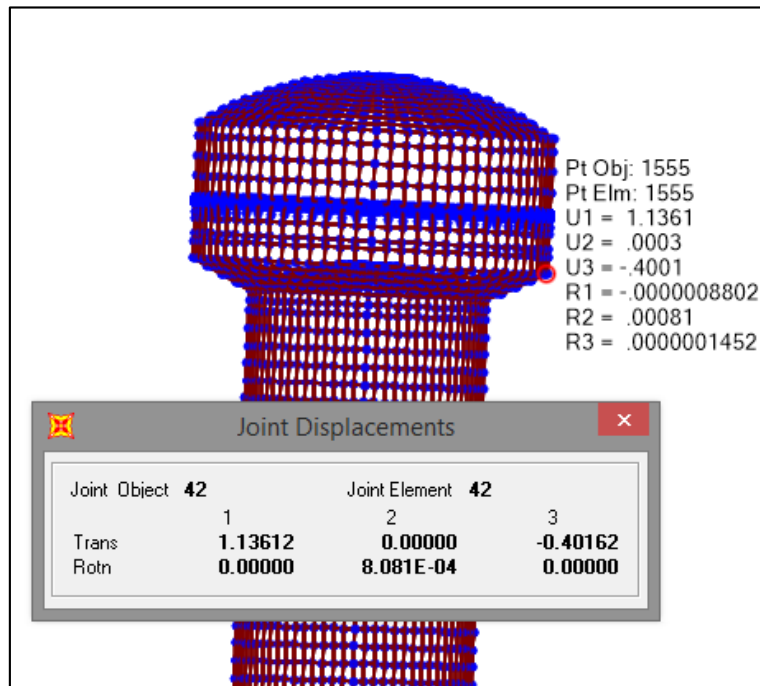


Figura N° 45: Desplazamiento en Viga anillo inferior – Análisis Estático

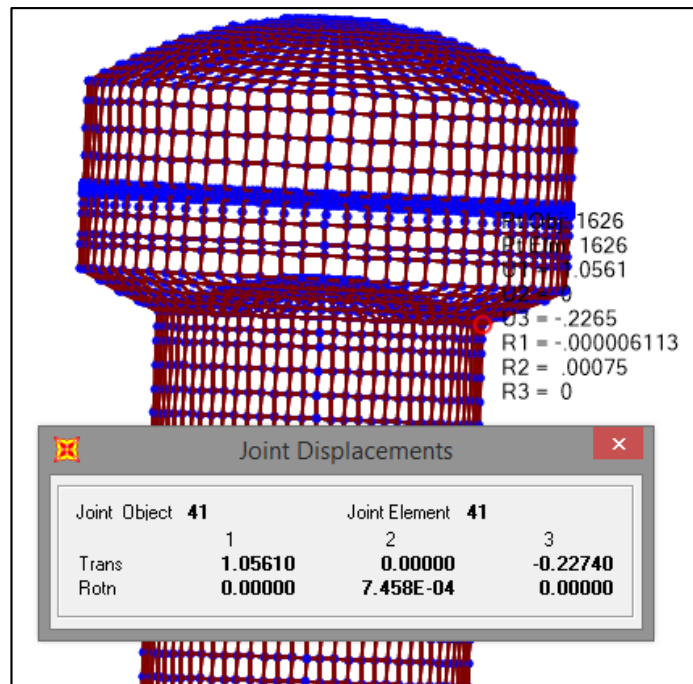


Figura N° 46: Desplazamiento en Viga anillo de fondo – Análisis Estático

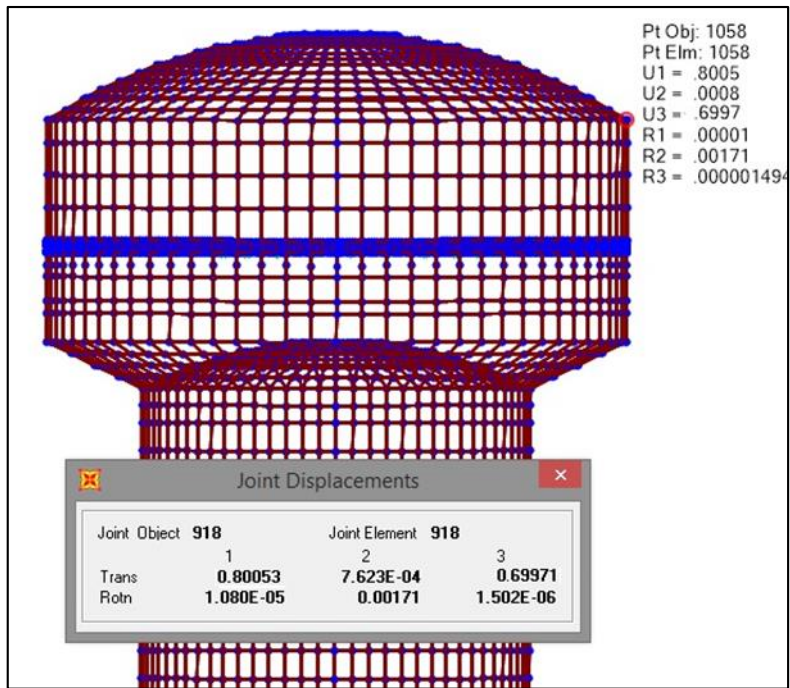


Figura N° 47: Desplazamiento en Viga anillo Superior – Análisis Dinámico

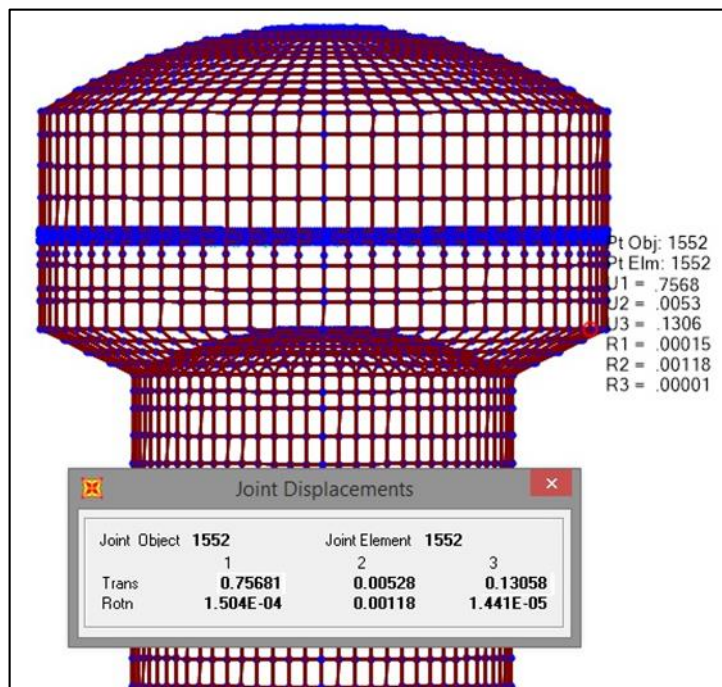


Figura N° 48: Desplazamiento en Viga anillo Inferior – Análisis Dinámico

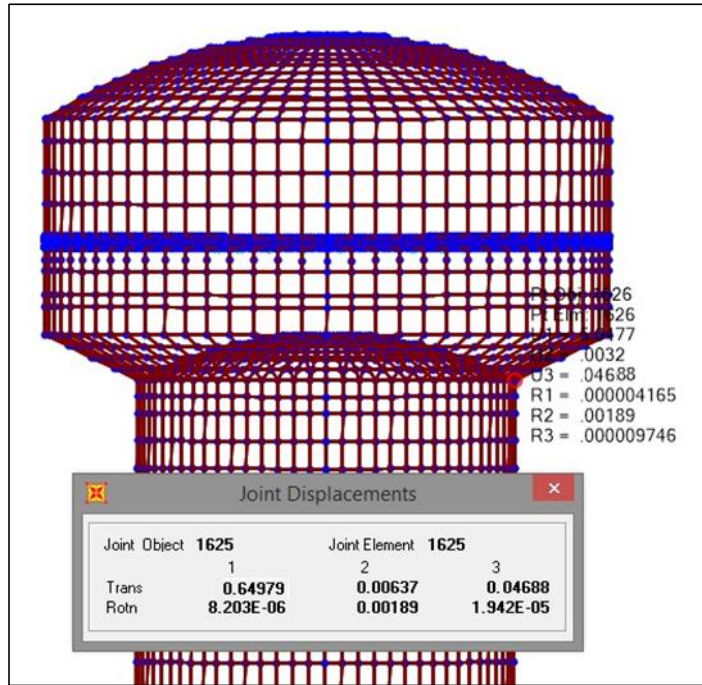


Figura N° 49: Desplazamiento en Viga anillo de fondo – Análisis Dinámico

3.6. ESFUERZO VON MISES

La teoría de fuerza de Von Mises o la teoría de falla de máxima energía de distorsión se presenta tanto en materiales dúctiles como frágiles que son capaces de absorber una cierta cantidad de energía antes de sufrir una falla.

La falla ocurrirá cuando la energía de distorsión por volumen unitario exceda el esfuerzo de compresión en la falla, es decir, no exceda el esfuerzo del concreto $\sigma_c = 2\sqrt{f'_c}$

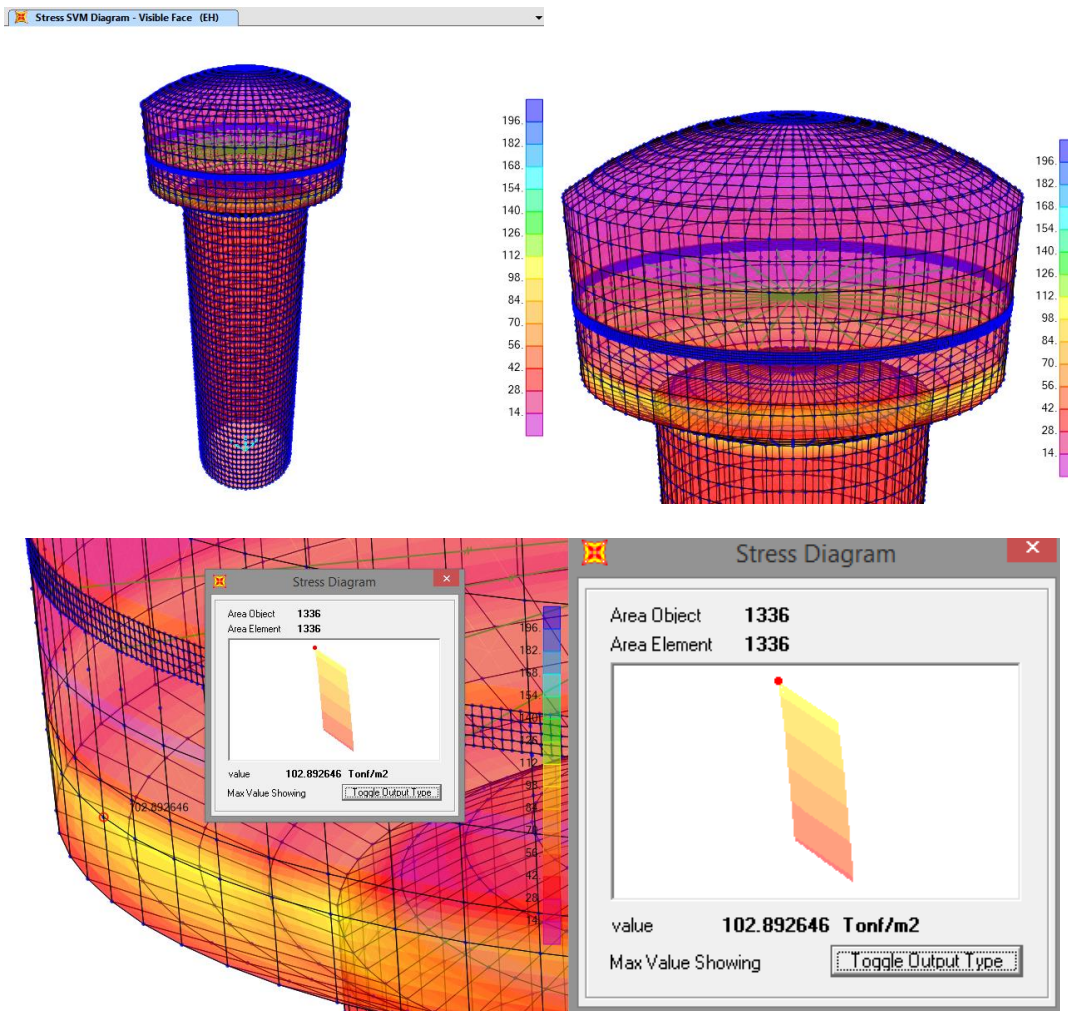


Figura N° 50: Esfuerzo de Von Mises.

$$FVM = 102.893 \text{Ton/m}^2 = 10.29 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{350} = 37.42 \text{Kg/cm}^2$$

Se cumple que el esfuerzo Von Mises (FVM) no excede el esfuerzo del concreto.

CAPITULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1. COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño estructural de los diversos componentes de la estructura se emplearon el método de diseño por factores de carga y resistencia, Sección 8.1 del ACI 350-01. La resistencia requerida, U , se obtiene multiplicando las cargas de servicio por factores de carga, estas combinaciones a su vez tienen en cuenta la posibilidad de ocurrencia simultánea de los esfuerzos máximos. Se ha considerado que cuando la carga sísmica se calcula a nivel de resistencia, los factores de carga para sismo es igual a la unidad, de acuerdo al capítulo 3.12 de la Norma de diseño Sismo Resistente E030.

Combinaciones realizadas:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7EH$$

$$U = 0.9D + 1.7EH$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S)$$

$$U = 0.9D + 1.43S$$

Para la cuba la resistencia requerida se ha multiplicado a cada una de las combinaciones señaladas anteriormente por un coeficiente de durabilidad sanitario S , que nos brinda el “Portland Cement Association” (PCA)

$$\text{Resistencia requerida} = \text{Coeficiente sanitario} \times U$$

Donde:

$$S = 1.3 \text{ para flexión.}$$

$$S = 1.6 \text{ para tracción directa.}$$

Esto permitirá mantener las grietas en anchos inferiores a 0.25mm, dicho coeficiente de durabilidad sanitario para el diseño por flexión y corte es $S=1.3$ y para esfuerzos sometidos a tracción directa, es $S=1.65$, quedando las combinaciones como siguen:

$$CU1 = 1.3 (1.4D + 1.7L)$$

$$CU2 = 1.3 (1.4D + 1.7L + 1.7EH)$$

$$CU3 = 1.3 (0.9D + 1.7EH)$$

$$CU4 = 1.3 [0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)]$$

$$CU5 = 1.3 (0.9D + 1.43E)$$

$$CU6 = 1.65 (1.4D + 1.7L)$$

$$CU7 = 1.65 (1.4D + 1.7L + 1.7EH)$$

$$CU8 = 1.65 (0.9D + 1.7EH)$$

$$CU9 = 1.65 [0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)]$$

$$CU10 = 1.65 (0.9D + 1.43E)$$

$$CU11 = 1.0 (1.4D + 1.7L)$$

$$CU12 = 1.0 (1.4D + 1.7L + 1.7EH)$$

$$CU13 = 1.0 (0.9D + 1.7EH)$$

$$CU14 = 1.0 [0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)]$$

$$CU15 = 1.0 (0.9D + 1.43E)$$

2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1. DISEÑO DE CÚPULA SUPERIOR

Para el cálculo de la cobertura se analizara (aplicando la teoría de membranas) los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Por Membrana

- DIRECCION VERTICAL:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$F22 = 0.87 \text{ Ton/m}$$

$$b = 10.00 \text{ cm}$$

Ancho Tributario	=	100.00 cm	
σ_c	=	0.87 Kg/cm ²	< 37.42 kg/cm ² OK
$A_{s \text{ min}}$	=	3.50 cm ²	
Distribución	=	Ø ½" @ 0.35	
A_s	=	3.62 cm ²	

- DIRECCION HORIZONTAL:

f'_c	=	350 kg/cm ²	
f_r	=	$2\sqrt{f'_c}$	= 37.42 kg/cm ²
F11	=	1.21 Ton/m	
b	=	10.00 cm	
Ancho Tributario	=	100.00 cm	
σ_c	=	1.21 Kg/cm ²	< 37.42 kg/cm ²
$A_{s \text{ min}}$	=	3.50 cm ²	
Distribución	=	Ø ½" @ 0.35	
A_s	=	3.62 cm ²	

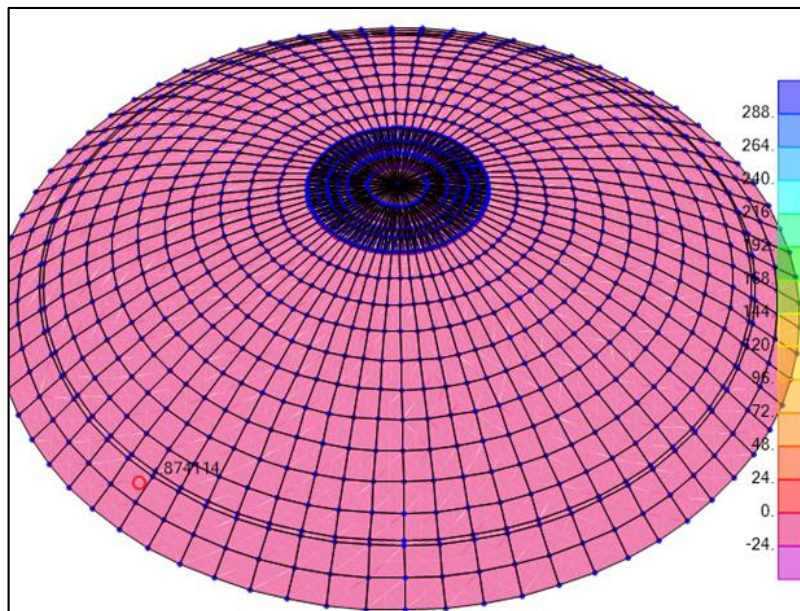


Figura N° 51: F22 para Dirección Vertical.

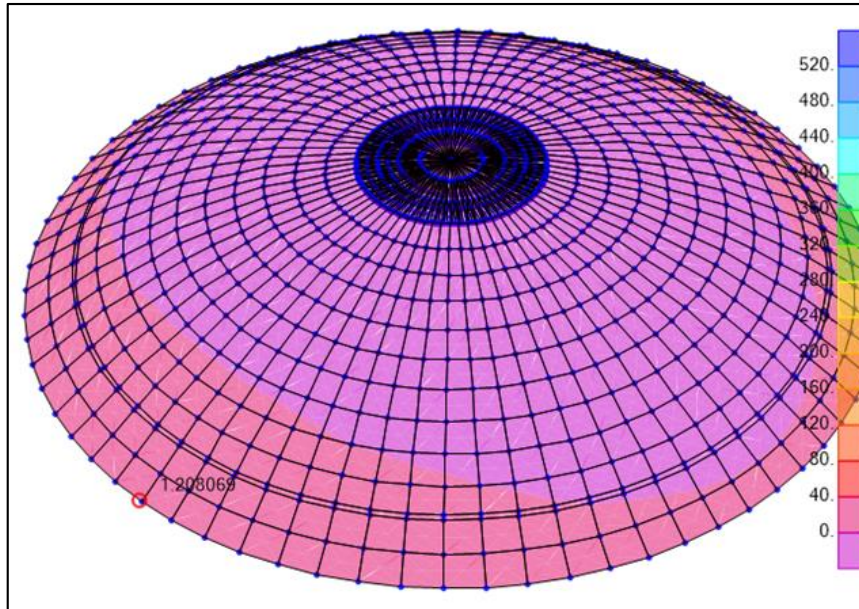


Figura N° 52: F11 para Dirección Horizontal.

2.2. VIGA ANILLO SUPERIOR

- DATOS GENERALES:

$f'c$	=	350 kg/cm ²
F_y	=	4200 kg/cm ²
Seccion de viga	=	0.30x0.40 cm
b	=	30.00 cm
h	=	40.00 cm
r	=	6.00 cm
d	=	34.00 cm
E_s	=	2.10×10^6 kg/cm ²
E_c	=	$15000 \sqrt{f'c} = 280,624.30$ kg/cm ²
n	=	7.4833

- EN EL ESTADO AGRIETADO:

$$F_s = 0.50 F_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Del análisis se obtiene que la tracción producida en la viga es de:

$$F_{11} = 1.156 \text{ Ton}$$

Luego el área de acero será:

$$A_s = T / f_s = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{F_y x b x d} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Usaremos acero minimos = $4 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$

$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$

Verificación del esfuerzo de tracción en el concreto:

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ kg/cm}^2$

Calculo de esfuerzo de tracción actuante = $T = \sigma_{ct} * (A_c + (n - 1)A_s)$

$\sigma_{ct} = 30.46 \text{ Kg/cm}^2 < 37.42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$

Se usara = $0.30 \times 0.40 \text{ m}$ y refuerzo

Estribos = $3/8'' @ 0.20\text{m}$

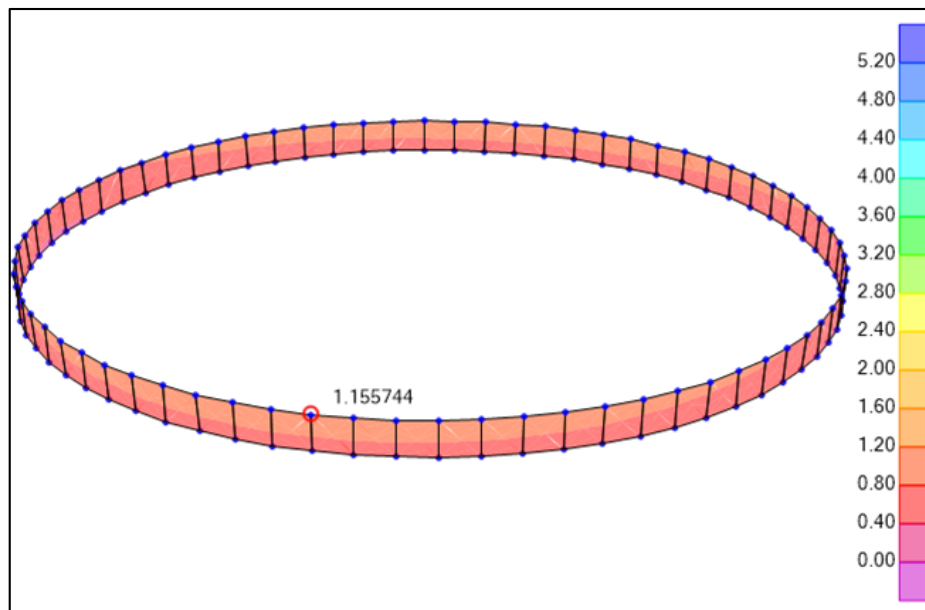


Figura N° 47: F11 la tracción producida en la viga.

2.3.DISEÑO DE PARED CILINDRICA

Se realizara el diseño de la pared cilíndrica en el estado elástico agrietado:

Donde:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} \quad f_s = 0.6 \times f_y \quad j = 1 - \frac{k}{3} \quad k = \frac{1}{\frac{1 + f_s}{n \times f_c}}$$

- DATOS GENERALES:

$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \text{Sección de muro:} &= 1.00 \times 0.25 \text{ m.} \\
 B &= 25.00 \text{ cm} \\
 h &= 100.00 \text{ cm} \\
 r &= 6.00 \text{ cm} \\
 d &= 19.00 \text{ cm} \\
 E_s &= 2.10.E+06 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_c &= 150000 \sqrt{f'c} = 280,624.30 \text{ Kg/cm}^2 \\
 n &= 7.4833
 \end{aligned}$$

- EN EL ESTADO AGRIETADO

$$\begin{aligned}
 f_s &= 0.6 f_y = 2,520.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_c &= 0.45 f'c = 157.50 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Esfuerzo máximo de tracción del concreto = $2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$. Según RNE E060

Se procederá al cálculo de acero por la flexión que se produce en las paredes.

Del análisis se tiene que el momento flector producido en el apoyo máximo es:

Tabla N°12: Fuerzas en la pared cilíndrica.

NIVEL	Step Type Text	F11 Tonf/m	F22 Tonf/m	M11 Tonf.m/m	M22 Tonf.m/m
1	MAX	73.556	2.802	5.606	27.953
	MIN	-79.181	-17.851	-5.677	-28.306
2	MAX	86.093	-0.132	0.659	2.446
	MIN	-92.862	-12.629	-0.663	-2.468
3	MAX	84.813	1.842	1.100	4.700
	MIN	-91.656	-13.451	-1.164	-5.024
4	MAX	52.454	2.033	0.051	0.314
	MIN	-57.048	-12.988	-0.316	-1.659
5	MAX	96.312	19.935	0.525	2.928
	MIN	-74.878	-28.081	-0.693	-3.769
TOTAL	MAX	96.312	19.935	5.606	27.953
	MIN	-92.862	-28.081	-5.677	-28.306

$$M = 28.31 \text{ Ton.m}$$

Entonces el área de acero será

$$k = 0.4675$$

$$j = 0.8442$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \phi 1/2" @ 0.20$$

Se calculara el refuerzo por la tensión producida en la pared cilíndrica.

Tabla N°13: Distribución de acero en fuste

NIVEL	Step Type Text	F11 Tonf/m	As Meridiano	Barras	F22 Tonf/m	As Paralelo	Barras
1	MAX	73.556	29.19	$\phi 1" @ 0.16$	2.802	7.08	$\phi 5/8" @ 0.275$
	MIN	-79.181			-17.851		
2	MAX	86.093	34.16	$\phi 1" @ 0.125$	-0.132	7.08	$\phi 5/8" @ 0.275$
	MIN	-92.862			-12.629		
3	MAX	84.813	33.66	$\phi 1" @ 0.125$	1.842	5.34	$\phi 1/2" @ 0.20$
	MIN	-91.656			-13.451		
4	MAX	52.454	20.82	$\phi 1" @ 0.16$	2.033	5.15	$\phi 1/2" @ 0.20$
	MIN	-57.048			-12.988		
5	MAX	96.312	29.71	$\phi 1" @ 0.16$	19.935	7.91	$\phi 5/8" @ 0.275$
	MIN	-74.878			-28.081		

2.4.DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO

Este conducto estará sometido a la acción de la presión exterior producida por el líquido que se encuentra su alrededor.

Datos:

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Seccion : 1.00x0.20 m.

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$d = 14.00 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.10.E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 150000\sqrt{f'_c} = 280,624.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y \times b \times d} = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \varnothing 1/2" @ 0.20$$

2.5.DISEÑO DE VIGA DE ANILLO INFERIOR

Datos:

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Seccion de viga: } 0.50 \times 0.50 \text{ m.}$$

$$b = 50.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$d = 44.00 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.10.E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 150000\sqrt{f'_c} = 280,624.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 7.4833$$

- EN EL ESTADO AGRIETADO

$$f_s = 0.5 f_y = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

Del análisis se tiene que la tracción producida en la viga es de:

$$S_{22} = 1,518.34 \text{ Ton/m}^2$$

$$T = S_{22} \times b \times h$$

$$T = 37.96 \text{ Ton}$$

Luego el área de acero será de:

$$A_s = T / f_s = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 4 \varnothing 5/8" + 4 \varnothing 3/4" \quad A_s = 19.32 \text{ cm}^2$$

Verificación del esfuerzo de tracción en el concreto:

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$ Según RNE E060

Calculo de esfuerzo de tracción actuante: $T = \sigma_{ct} \times (A_c + (n - 1) A_s)$

$$\sigma_{ct} = 26.25 \text{ Kg/cm}^2 < 37.42 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se usara: $0.50\text{m} \times 0.50\text{m}$ y refuerzo Estribos de $3/8'' @ 0.20\text{m}$.

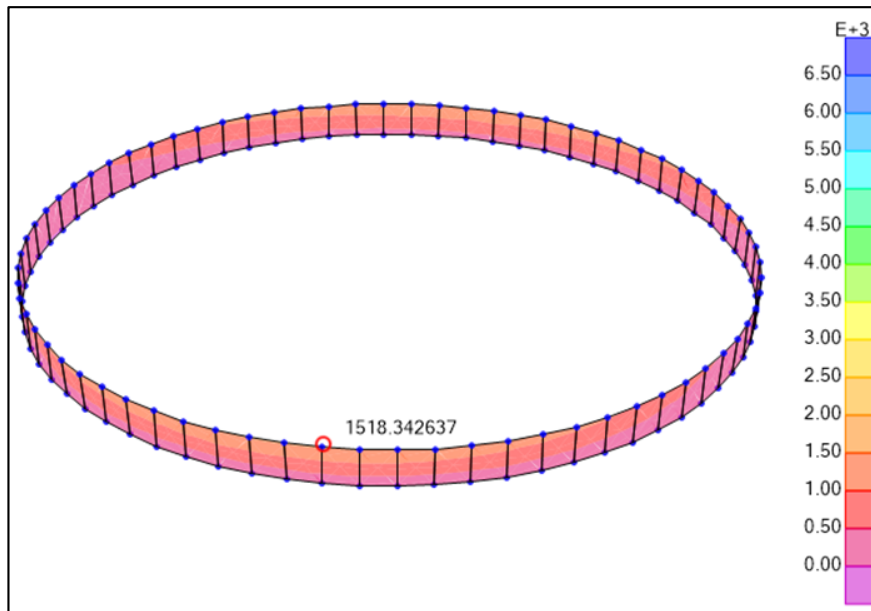


Figura N° 48: S22 Esfuerzo en la viga inferior

2.6.DISEÑO DE FONDO CONICO

Datos:

Ancho tributario:	=	100.00 cm
$f'c$	=	350 Kg/cm^2
f_y	=	4,200 Kg/cm^2
r	=	6.00 cm
E_s	=	2.10.E+06 Kg/cm^2
E_c	=	$150000\sqrt{f'c} = 280,624.30 \text{ Kg/cm}^2$
n	=	7.48

En el estado elástico agrietado

$$\sigma_{at} = 0.5f_y = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $1.2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$ Según RNE E060

$$e = 25.00 \text{ cm}$$

a. DISEÑO DE ARMADURA MERIDIONA

$$F22 = 1.827 \text{ Ton}$$

$$A_c = 100 \times e = 2,500.00 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.01 \times A_c = 25.00 \text{ cm}^2$ Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

$P_c = 0.80 (0.85f'c (A_c - A_s) + f_y * A_s)$ Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 673,050.00 \text{ kg} > 18,270.00 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Usar: $\emptyset 3/4'' @ 0.20 \text{ mt en doble malla}$ $A_s = 28.70 \text{ cm}^2$

b. DISEÑO DE ARMADURA ANULAR

$$F11 = 2.489 \text{ Ton}$$

$$A_c = 100 \times e = 2,500.00 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.01 \times A_c = 25.00 \text{ cm}^2$ Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

$P_c = 0.80 (0.85f'c (A_c - A_s) + f_y * A_s)$ Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 673,050.00 \text{ kg} > 24,887.30 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Usar: $\emptyset 3/4'' @ 0.20 \text{ mt en doble malla}$ $A_s = 28.70 \text{ cm}^2$

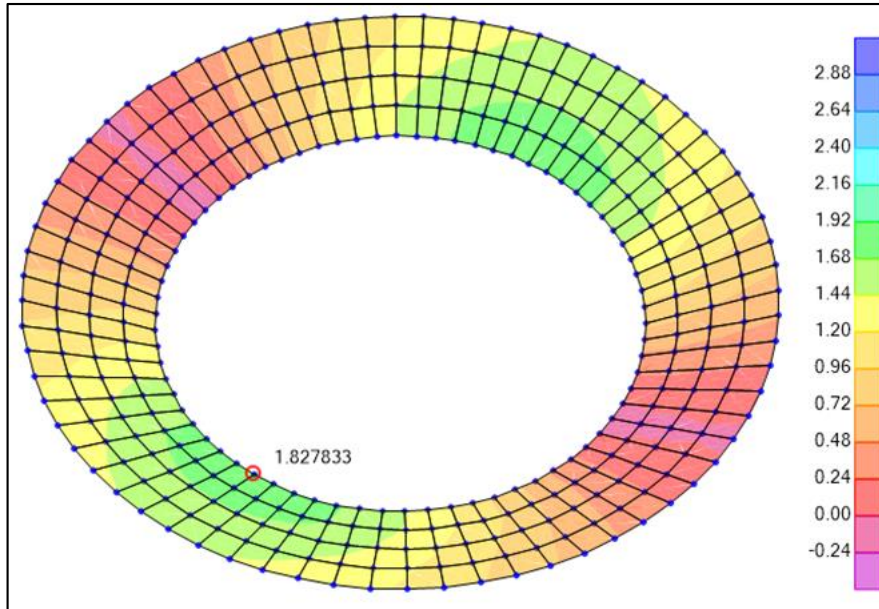


Figura N° 49: Fuerza F22 de fondo cónico.

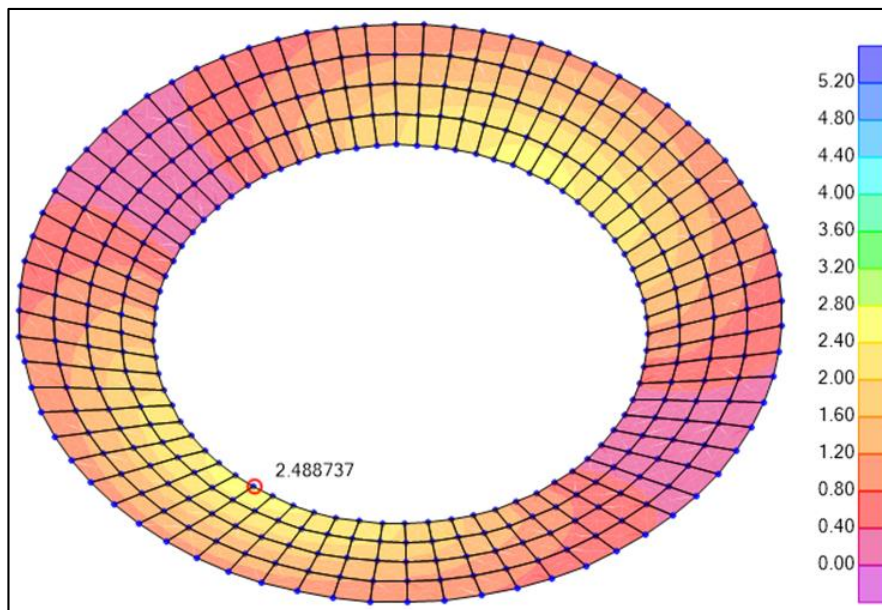


Figura N° 50: Fuerza F11 de fondo cónico.

2.7. DISEÑO DE LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA

Es casquete esférico de fondo estará sometido a las cargas debido al peso propio, peso del líquido, peso de la chimenea de acceso.

Ancho tributario:		100.00 cm
$f'c$	=	350 Kg/cm ²
f_y	=	4,200 Kg/cm ²
r	=	6.00 cm

$$\begin{aligned}
 E_s &= 2.10.E+06 \text{ Kg/cm}^2 \\
 E_c &= 150000\sqrt{f'c} = 280,624.30 \text{ Kg/cm}^2 \\
 n &= 7.48
 \end{aligned}$$

En el estado elástico agrietado

Datos:

$$\sigma_{at} = 0.5f_y = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $2\sqrt{f'c} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$ Según RNE E060

$$e = 25.00 \text{ cm}$$

a. DISEÑO DE ARMADURA MERIDIONAL

$$F_{22} = 36.389 \text{ Ton}$$

$$A_c = 100 \times e = 2,500.00 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.01 \times A_c = 25.00 \text{ cm}^2$ Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

$P_c = 0.80 (0.85f'c (A_c - A_s) + f_y * A_s)$ Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 673,050.00 \text{ kg} > 363,890.00 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Usar: Ø3/4 @ 0.20 mt en doble malla $A_s = 28.50 \text{ cm}^2$

b. DISEÑO DE ARMADURA ANULAR

$$F_{11} = 216.47 \text{ Ton}$$

$$A_c = 100 \times e = 2,500.00 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.01 \times A_c = 25.00 \text{ cm}^2$ Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

$P_c = 0.80 (0.85f'c (A_c - A_s) + f_y * A_s)$ Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 673,050.00 \text{ kg} > 216,467.00 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Usar: Ø3/4 @ 0.20 mt en doble malla $A_s = 28.50 \text{ cm}^2$

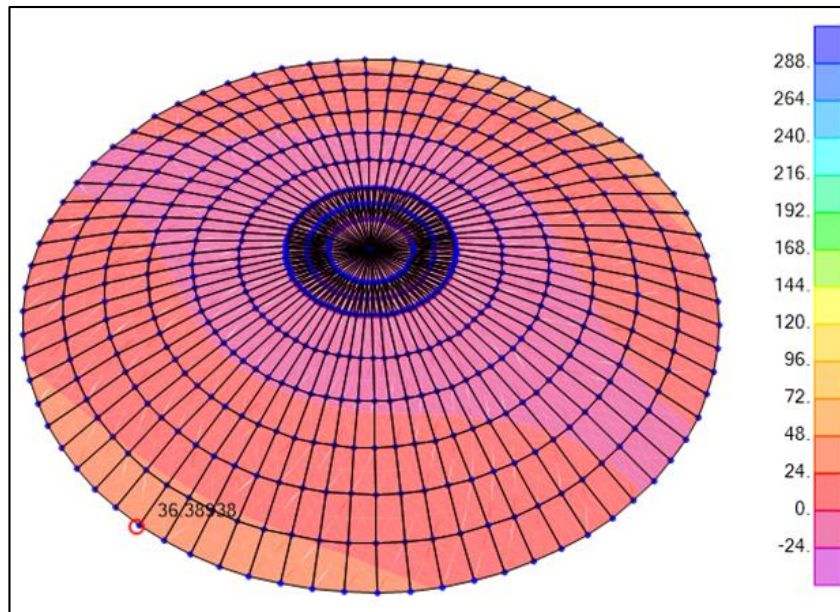


Figura N° 51: Fuerza F22 de cúpula esférica.

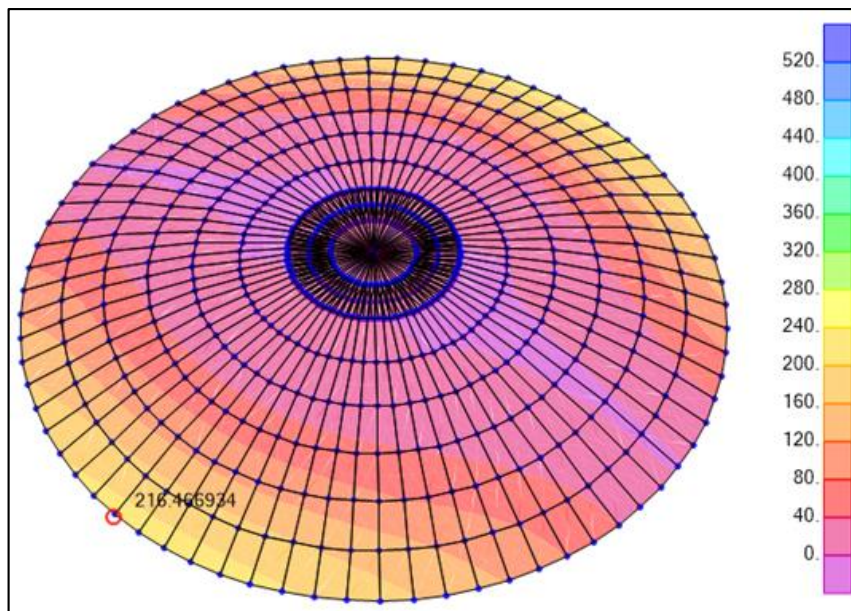


Figura N° 52: Fuerza F22 de cúpula esférica.

2.8. DISEÑO DE VIGA DE FONDO

La viga de fondo se halla sometida a las compresiones del fondo cónico como el fondo esférico, debido a que los esfuerzos que se transmiten a la viga no son verticales, por lo que la encargada de absorber las componentes horizontales ya sea de tracción o compresión es esta viga circular de fondo.

f'_c	=	350 Kg/cm ²
f_y	=	4,200 Kg/cm ²
Sección de viga:	=	0.50x0.60 m.
b	=	50.00 cm
h	=	60.00 cm
r	=	6.00 cm
d	=	54.00 cm
E_s	=	2.10.E+06 Kg/cm ²
E_c	=	$150000\sqrt{f'_c} = 280,624.30$ Kg/cm ²
n	=	7.4833

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $2\sqrt{f'_c} = 37.42$ Kg/cm² Para elementos que soportan

- Cálculo del acero de refuerzo

Del análisis se tiene que el esfuerzo producido en la viga es de:

$$S_{22} = 894.47 \text{ Ton/m}^2$$

$$T = S_{22} \times b \times h$$

$$T = 268.34 \text{ Ton}$$

Luego el área de acero será de:

$A_s = 0.01 A_c = 30.00 \text{ cm}^2$ Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

$P_c = 0.80 (0.85f'_c (A_c - A_s) + f_y * A_s)$ Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 807,660.00 \text{ kg} > 268,341.00 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

$$\text{Usar: } 16 \text{ } \emptyset 5/8'' \quad A_s = 31.67 \text{ cm}^2$$

Se usara: 0.50m x 0.60mt y refuerzo Estribos de 3/8" @ 0.20mt

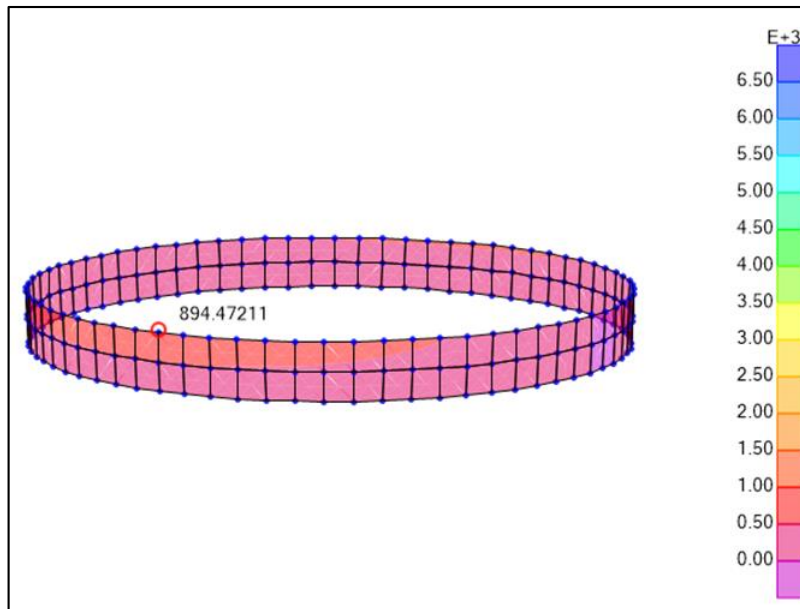


Figura N° 52: Esfuerzo S22 de viga de fondo

2.9.DISEÑO DE FUSTE

Ancho tributario:	100.00 cm
f'_c	= 280 Kg/cm ²
f_y	= 4,200 Kg/cm ²
b	= 100.00 cm
t	= 40.00 cm
d	= 34.00 cm
r	= 6.00 cm
E_s	= 2.10.E+06 Kg/cm ²
E_c	= $150000\sqrt{f'_c} = 250,998.01$ Kg/cm ²

Después del análisis del fuste al aplicarle las cargas sísmicas, carga muerta, carga viva. Se obtiene los siguientes esfuerzos en los elemento diferenciales de la estructura del fuste, el cual me muestra cómo se comporta el fuste ante la aplicación de dichas cargas.

Cuantía mínima = 0.0025 Según RNE E060

A_s min = 10.00 cm² A_s min = 3/4"@0.275

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9 t}$$

El siguiente cuadro muestra las cargas axiales, momentos flectores y cortantes.

Tabla N°14: Distribución de acero en fuste

NIVEL	Step Type Text	F11 Tonf/m	F22 Tonf/m	M11 Tonf.m/m	M22 Tonf.m/m	As Meridiano	DOBLE MALLA	As Paralelo	DOBLE MALLA
1	MAX	50.5080	278.8460	1.3093	6.6563	4.89	3/4"@ 0.275	0.96	3/4"@ 0.275
	MIN	-72.3160	-426.8770	-1.2274	-6.2467				
2	MAX	5.9250	212.6790	0.4228	2.6236	1.93	3/4"@ 0.275	0.31	3/4"@ 0.275
	MIN	-4.4410	-347.0910	-0.4218	-2.7004				
3	MAX	4.2890	173.8650	0.3992	2.9139	2.14	3/4"@ 0.275	0.29	3/4"@ 0.275
	MIN	-3.9370	-300.6380	-0.3958	-2.8865				
4	MAX	5.1170	98.0100	0.4045	2.4658	1.81	3/4"@ 0.275	0.30	3/4"@ 0.275
	MIN	-4.8540	-209.5620	-0.4046	-2.4669				
5	MAX	5.4140	73.4500	0.4014	2.3304	1.71	3/4"@ 0.275	0.29	3/4"@ 0.275
	MIN	-5.1470	-179.9320	-0.4014	-2.3306				
6	MAX	5.9180	21.0070	0.3900	1.9767	1.45	3/4"@ 0.275	0.29	3/4"@ 0.275
	MIN	-5.6530	-108.4500	-0.3900	-1.9768				
7	MAX	6.1600	-1.9310	0.3806	1.7573	1.29	3/4"@ 0.275	0.28	3/4"@ 0.275
	MIN	-5.8970	-79.1450	-0.3808	-1.7580				
8	MAX	6.5180	13.0370	0.3678	1.8589	1.37	3/4"@ 0.275	0.27	3/4"@ 0.275
	MIN	-6.2660	-80.2110	-0.3646	-1.8431				
9	MAX	5.7710	43.1790	0.2861	1.5874	1.17	3/4"@ 0.275	0.21	3/4"@ 0.275
	MIN	-5.0460	-109.0200	-0.2970	-1.6421				
10	MAX	42.0850	101.8230	0.9337	4.0545	2.98	3/4"@ 0.275	0.69	3/4"@ 0.275
	MIN	-55.4590	-155.6800	-0.8528	-3.6499				

CONCLUSIONES Y RESULTADOS

- Se alcanzó un 91.69% de masa participante, se encuentra sobre lo estipulado en la norma E060 que exige valores no menores al 90% de masa participante, obteniendo 18 modos de vibración.
- El valor de la cortante basal dinámica fue de 315.25 Ton. y el cortante basal estático basal fue de 352.43 Ton. obteniendo un relación del $V_{din} = 90\% < V_{est}$, cumpliendo con el paramento de 90% que exige la norma para estructuras.
- La estructural evaluada se le aplico un factor de seguridad mayor dada por el carácter especial del sistema estructural y debido que no es una edificación común, es por ello que se exigió que cumpliera al 90% del V_{basal} siendo aún una estructura regular.
- Las deriva máxima de la edificación fue de 0.001063 y el desplazamiento máximo en los puntos de control fue de 7.57 mm. Cumpliendo con la deriva máxima para estructuras de concreto según la E0.30.
- Se verifico que los esfuerzos en las paredes del reservorio no sobrepasen el esfuerzo de Von Misses: $Esf_{VM} = 10.29 \text{ Kg/cm}^2 < Esf_{Act} 37.42 \text{ Kg/cm}^2$ Lo que nos indica que el material no fallara de manera frágil sin incurrir a una etapa Inelástica.
- Para el diseño del refuerzo, se aplicó la teoría de Elementos Finitos, desarrollando un mapeo de esfuerzos en cada uno de los componentes Estructurales del Reservorio, extrayendo las máximas sollicitaciones para su cálculo.
- El desarrollo de la tesis se ejecutó a nivel de superestructura a detalle, dejando las bases fundamentales y futuras investigaciones para el análisis y diseño estructural de la sub estructura (Cimentación)
- Es necesario la implementación de una Norma para el análisis sísmico de Estructuras de Almacenamiento de Líquidos que sean incorporadas en las normas E.030 de diseño sismorresistente que se utilizan en el Perú, ya que actualmente recurrimos a Normas internacionales como el ACI y dicha norma no se ajusta a nuestra realidad.
- Se carece de Parámetros para el análisis y diseño de cascaras y membranas.

RECOMENDACIONES

- Incorporar en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones parámetros para el Análisis y diseño sísmico en Estructuras de Almacenamiento de Líquidos.
- La adaptación a la norma E.030 de diseño sismorresistente vigente y las que se regulen adelante, de un valor de coeficiente de reducción de fuerza sísmica R apropiado, para el para sistemas estructurales especiales como reservorios de agua u otros líquidos.
- Sería ideal el análisis estructural de reservorios con formas no necesariamente circulares, y evaluar su comportamiento con la interacción del fluido que contenga.
- La universidad apoyada de docentes y alumnos deben incentivar a la modelación de estos sistemas estructurales (Prototipos) a Escala para observar el comportamiento de la interacción fluido-estructura aplicando los principios del Método de Housner profundizando el conocimiento de este tema, en un contexto real.
- Una de los aportes desprendidos en la presente investigación profesional, es la de brindar un esquema de análisis, siguiendo un proceso metodológico para su evaluación y diseño estructural.

LINEAS FUTURAS

A fin de promover el desarrollo de la Investigación Científica se plantean las siguientes

Líneas Futuras de Investigación:

- Incorporar el uso del Análisis Hidrodinámico en Estructuras de Almacenamiento de Líquidos en la Norma Peruana Sismorresistente.
- Incorporar el diseño de la cimentación.
- Determinación de la Vida Útil real de los Reservorios, ya que las patologías que afectan a este tipo de estructura son distintas a cualquier otro tipo de edificación.
- Comparativo de la durabilidad de una Estructura de Almacenamiento de Agua Potable construida con Cemento Portland y otra con Cementos Adicionados.
- Análisis y diseño Sísmico de Reservorios con distintas formas geométricas.
- El uso de Disipadores de Energía dada que este tipo de estructuras son especiales.

BIBLIOGRAFIA

- SEISMIC DESIGN OF LIQUID-CONTAINING CONCRETE STRUCTURES (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01)
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (E.030-Diseño Sismo resistente).
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (E.060-Concreto Armado).
- PORTLAND CEMENT, ASSOCIATION (PCA) “*Circular Concrete Tanks*”.
- R. PARK y T. PAULAY, 1988. “*Estructuras de Concreto Reforzado*”, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. 2013. “SAP2000 v.16.0.1–Structural Analysis Program”, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- <http://gennervillarrealcastro.blogspot.com/>

ANEXOS