

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO
ELEVADO TIPO FUSTE DE CONCRETO ARMADO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

HANS VALERIO HUAMANI CAMARGO

Lima- Perú

2015

DEDICATORIA

A Luisa mi madre y Valerio mi padre por su amor, paciencia, esfuerzo y dedicación,

A Yeiny mi hermanita por ser un ejemplo para mí.

Al Ingeniero Cesar Urteaga por ser un amigo y maestro para mí.

A toda mi familia por su apoyo y comprensión.

INDICE

	Pág.
RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	8
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I: DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN EL RNE Y ACI-350	12
1.1 GENERALIDADES	12
1.2 NORMAS DE DISEÑO	13
1.2.1 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-2006)	13
1.2.2 Normas Internacionales Empleadas.....	13
1.3 MATERIALES.....	14
1.3.1 Concreto Armado.....	14
1.3.2 Acero de Refuerzo	16
1.4 CARGAS DE DISEÑO.....	18
1.4.1 Cargas Muertas (CM).....	18
1.4.2 Cargas Vivas (CV)	18
1.4.3 Cargas de Líquidos (CL).....	18
1.4.4 Cargas de Sismo (CS)	18
1.5 DATOS DE DISEÑO.....	18
1.6 DETERMINACIÓN DE LA FORMA DEL RESERVORIO	19
1.6.1 Condición de equilibrio para el contenedor tipo INTZE.....	19
1.6.2 Determinación de las dimensiones principales.....	20
1.6.3 Consideraciones para el pre dimensionamiento:.....	21
1.7 CRITERIOS DE PRE DIMENSIONAMIENTO.....	22
1.7.1 Cúpula circular superior	26
1.7.2 Viga anular circular superior.....	28
1.7.3 Cilindro o cuba	29
1.7.4 Viga anular inferior.....	30
1.7.5 Tronco cónico	32
1.7.6 Casquete de fondo o Cúpula inferior.....	33
1.7.7 Viga de apoyo	35
1.7.8 Fuste Cilíndrico	36
CAPÍTULO II: ANÁLISIS SÍSMICO	43
2.1 MODELOS MECÁNICOS SIMPLIFICADOS.....	43

2.1.1	Modelo de Housner (1954).....	44
2.1.2	Modelo de Housner (1963).....	44
2.2	PARÁMETROS DEL MODELO DE HOUSNER.....	45
2.2.1	Contenedor circular equivalente.....	45
2.2.2	Parámetros Masa-Resorte para un contenedor circular	46
2.2.3	Periodo impulsivo de un reservorio elevado	50
2.2.4	Análisis Dinámico Modal	51
2.2.5	Determinación de Periodos	52
2.2.6	Determinación de las Formas de Modo.....	54
2.3	NORMATIVA PERUANA NTP E.030 Y ACI 350.3-06.....	55
2.3.1	Zonificación.....	55
2.3.2	Condiciones Geotécnicas.....	55
2.3.3	Factor de Amplificación Sísmica	56
2.3.4	Factor de Importancia	57
2.3.5	Coefficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica	58
2.4	NORMATIVA AMERICANA ASCE 7-10, IBC-2012 Y ACI 350.3-06.....	59
2.4.1	Parámetros Sísmicos	59
2.4.2	Parámetros del espectro de máxima aceleración de respuesta	60
2.4.3	Coefficiente de Sitio	60
2.4.4	Parámetros de diseño de aceleración de respuesta espectral	61
2.4.5	Categoría de diseño sísmico	62
2.4.6	Coefficiente de Respuesta Sísmica Impulsiva (Ci).....	62
2.4.7	Coefficiente de Respuesta Sísmica Convectiva (Cc).....	62
2.4.8	Pseudo Aceleración (Cs).....	63
2.5	NORMATIVA AMERICANA ASCE 7-10, IBC-2012 Y ACI 371R-08.....	63
2.5.1	Coefficiente de Respuesta Sísmica.....	63
2.5.2	Pseudo Aceleración (Cs).....	64
2.6	CALCULO SÍSMICO.....	64
2.6.1	Aceleración Espectral Inelástica.....	64
2.6.2	Cortante Sísmica Basal.....	66
2.6.3	Momento de Volteo	67
2.6.4	Altura Libre por Oleaje	68
2.6.5	Efecto P-Delta.....	68
2.7	MODELO MATEMÁTICO	69
2.7.1	Procedimiento de Modelado.....	71

CAPÍTULO III: CALCULO ESTRUCTURAL	73
3.1 DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA.....	73
3.1.1 Factor de Reducción de Resistencia.....	73
3.1.2 Combinaciones de cargas.....	74
3.2 FACTOR DE DURABILIDAD.....	74
3.3 ESPESOR DE PARED.....	75
3.4 ESPECIFICACIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO.....	78
3.5 CALCULO DEL REFUERZO.....	79
3.5.1 Refuerzo por Corte.....	79
3.5.2 Refuerzo horizontal por tracción anular.....	80
3.5.3 Refuerzo por compresión pura.....	80
3.5.4 Refuerzo por compresión en Muros de carga.....	81
3.5.5 Refuerzo por flexión.....	82
3.6 VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN.....	84
3.6.1 Espaciamiento máximo.....	84
3.6.2 Control de fisuramiento.....	85
3.6.3 Ancho de grieta admisible.....	88
3.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	89
3.7.1 Combinaciones de cargas.....	89
3.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	90
3.8.1 Estabilidad por Volteo.....	90
3.8.2 Estabilidad por Deslizamiento.....	90
3.8.3 Capacidad de Carga del suelo.....	91
CAPÍTULO IV: EJEMPLO DE APLICACIÓN	92
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	127
5.1 CONCLUSIONES.....	127
5.2 RECOMENDACIONES.....	131
BIBLIOGRAFÍA	135
ANEXOS	136

RESUMEN

A diferencia de la respuesta dinámica de las edificaciones convencionales, el comportamiento sísmico de los reservorios elevados y sus contenidos están definidos por la interacción fluido - estructura. El diseño sísmico de este tipo de estructuras esta estandarizado por normas internacionales.

Debido a que el Perú no cuenta con una norma específica de diseño sísmico de reservorios elevados, como alternativa se puede aceptar la aplicación de normas internacionales de reconocido valor adaptadas a las recomendaciones de diseño sismo resistente de la norma sísmica peruana, por esta razón mediante la utilización de modelos mecánicos simplificados derivados de cada norma se realiza el análisis estructural sísmico de un reservorio elevado y se evalúa respecto a un modelo matemático en Sap2000 usando como referencia la aceleración espectral.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.1	Condición del concreto ante exposición especial	15
Cuadro N° 1.2	Tensiones admisibles para cargas de servicio	16
Cuadro N° 1.3	Esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo	16
Cuadro N° 2.1	Factor de zona	55
Cuadro N° 2.2	Parámetros del suelo	55
Cuadro N° 2.3	Amortiguamiento y factor de coeficiente sísmico	57
Cuadro N° 2.4	Factor de categoría de la estructura	58
Cuadro N° 2.5	Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica	59
Cuadro N° 2.6	Valores de Pseudo aceleración espectral	65
Cuadro N° 3.1	Cuantías de acero	83
Cuadro N° 3.2	Valores máximos de ancho de fisura y Z	87
Cuadro N° 4.1	Porcentajes de participación de masas	104
Cuadro N° 5.1	Modelo De Housner 1963	132
Cuadro N° 5.2	NTP E-030 & ACI 350.3	133
Cuadro N° 5.3	IBC 2012 & ASCE 07-10	134

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1	Otto Intze, 1843-1904	19
Figura N° 1.2	Equilibrio de empujes sobre viga de apoyo	20
Figura N° 1.3	Geometría del contenedor	21
Figura N° 1.4	Dimensiones del reservorio	23
Figura N° 1.5	Elemento de c.a. sometido a tracción pura	25
Figura N° 1.6	Esfuerzos sobre la cúpula superior	27
Figura N° 1.7	Esfuerzos sobre la viga superior	28
Figura N° 1.8	Esfuerzos sobre el muro de la cuba	30
Figura N° 1.9	Esfuerzos sobre la viga inferior	31
Figura N° 1.10	Esfuerzos sobre el tronco cónico	32
Figura N° 1.11	Esfuerzos sobre el casquete de fondo	34
Figura N° 1.12	Esfuerzos sobre la viga de apoyo	35
Figura N° 1.13	Diagrama de esfuerzo en el fuste	38
Figura N° 1.14	Curvas de diseño para $\beta=0^\circ$ y $\beta=15^\circ$	41
Figura N° 1.15	Curvas de diseño para $\beta=20^\circ$ y $\beta=25^\circ$	41
Figura N° 1.16	Curvas de diseño para $\beta=30^\circ$	42
Figura N° 2.1	Modelo mecánico equivalente según Housner (1954)	44
Figura N° 2.2	Modelo Mecánico Equivalente según Housner (1963)	45
Figura N° 2.3(a)	Contenedor Intze	45
Figura N° 2.3 (b)	Contenedor circular equivalente	45
Figura N° 2.4	Efecto de vuelco debido a la presión en la pared	48
Figura N° 2.5	Efecto de vuelco debido a la presión en la base	48
Figura N° 2.6	Fuerza impulsiva en la pared	48
Figura N° 2.7	Fuerza convectiva en la pared	48
Figura N° 2.8 (a)	Modelo mecánico equivalente	52
Figura N° 2.8 (b)	Modelo de dos masas	52
Figura N° 2.9	Factor de amplificación sísmica	56
Figura N° 2.10	Espectro de respuesta de un reservorio elevado	66
Figura N° 2.11	Cortante sísmica basal	67
Figura N° 2.12	Efecto P- Δ	69
Figura N° 2.13	Modelo en SAP2000 del reservorio elevado	71
Figura N° 2.14	Modelo en SAP2000 con masas y resortes	72
Figura N° 3.1	Contracción en una sección de concreto	76
Figura N° 3.2	Escalonamiento de empalmes de barras anulares	79

Figura N° 3.3	Sección transformada y fisurada	85
Figura N° 3.4	Área de la sección efectiva a tracción	87
Figura N° 4.1	Reservorio elevado tipo Intze con soporte cilíndrico	92
Figura N° 4.2	Periodos de cada modo de vibración	105
Figura N° 4.3	Esfuerzos en la cuba cilíndrica	113
Figura N° 4.4	Esfuerzos en el fondo tronco cónico	114
Figura N° 4.5	Esfuerzos en la chimenea de acceso	115
Figura N° 4.6	Esfuerzos en el fuste cilíndrico	116
Figura N° 4.7	Esfuerzos en la viga anular superior	117
Figura N° 4.8	Esfuerzos en la viga anular inferior	118
Figura N° 4.9	Esfuerzos en la viga anular de apoyo	119
Figura N° 4.10	Esfuerzo meridional en la cúpula	119
Figura N° 4.11	Esfuerzo anular en la cúpula	120
Figura N° 4.12	Esfuerzo meridional en la cúpula	121
Figura N° 4.13	Esfuerzo anular en la cúpula	121
Figura N° 4.14	Esfuerzo anular en la cúpula (servicio)	122

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

A_c	Área de la sección bruta del concreto.
A_s	Área de acero longitudinal y/o transversal.
b_s	Base de la viga anular superior.
b_i	Base de la viga anular inferior.
b_a	Base de la viga de apoyo.
BL	Borde libre del contenedor.
C_i	Coefficiente de Respuesta Sísmica Impulsiva.
C_c	Coefficiente de Respuesta Sísmica Convectiva.
C_{si}	Pseudo aceleración impulsiva.
C_{sc}	Pseudo aceleración convectiva.
C	Factor de amplificación sísmica.
CM	Carga Muerta.
CV	Carga Viva.
CL	Carga de Líquido.
CS	Carga de Sismo.
d	Diámetro externo de la chimenea de ingreso.
D	Diámetro interno de la cuba cilíndrica.
D_f	Diámetro interno del fuste cilíndrico
d_{max}	Altura libre por oleaje.
E_c	Modulo de Elasticidad del concreto armado.
E_s	Modulo de Elasticidad del acero de refuerzo.
e	Ensanche recomendado en los extremos de la cúpula superior.
f'_c	Resistencia a la Compresión del concreto armado.
f_y	Fluencia nominal del acero de refuerzo.
FSV	Factor de seguridad al volteo.
FSD	Factor de seguridad al deslizamiento.
g	Aceleración de la gravedad.
h_s	Peralte de la viga anular superior.
h_i	Peralte de la viga anular inferior.
h_a	Peralte de la viga de apoyo.
h_f	Altura del fuste cilíndrico.
H	Altura de agua del contenedor equivalente.
h_{cu}	Altura de la cuba cilíndrica.
h_i	Altura de la masa impulsiva medida desde la base del contenedor.

hc	Altura de la masa convectiva medida desde la base del contenedor.
If	Momento de inercia de la sección cilíndrica del fuste.
I	Factor de uso o importancia.
Kc	Rigidez de los resortes de la masa convectiva.
Ks	Rigidez lateral del fuste de sección cilíndrico.
L	Longitud de ensanche de espesor en la cúpula superior.
Ma	Masa total del agua
Mi	Masa impulsiva del agua.
Mc	Masa convectiva del agua.
Ms	Masa estructural.
M _{vi}	Momento volcante en el modo impulsivo.
M _{vc}	Momento volcante en el modo convectivo.
N ₁	Esfuerzo en el sentido del meridiano.
N ₂	Esfuerzo en el sentido del paralelo.
n	Relación modular.
Pn	Resistencia del concreto a la compresión.
R	Coefficiente de Reducción de fuerza sísmica.
Rn	Resistencia Nominal.
Ru	Resistencia ultima requerida.
rc	Recubrimiento libre.
S	Factor de amplificación del suelo. (Capítulo II)
S _d	Factor de durabilidad ambiental.
S _s	Aceleración espectral medida para períodos cortos.
S ₁	Aceleración espectral considerada para el período de 1 s.
S	Separación máxima del refuerzo en tracción. (Capítulo III)
t _{cs}	Espesor de la cúpula superior.
t _c	Espesor de la cuba cilíndrica.
t _{tc}	Espesor del tronco cónico.
t _{ci}	Espesor de la cúpula inferior o casquete de fondo.
t _f	Espesor de la pared del fuste cilíndrico.
T	Fuerza de tracción en servicio. (Capítulo I y III)
T	Periodo fundamental de la estructura. (Capítulo II)
Ti	Periodo de la masa impulsiva.
Tc	Periodo de la masa convectiva.
Ti	Periodo impulsivo de un reservorio elevado vacío.

T_p	Periodo que define la plataforma del espectro.
T_L	Periodo de transición para periodos largos.
V	Volumen de almacenamiento útil del reservorio elevado.
V_1	Volumen sobre la cúpula esférica.
V_2	Volumen sobre la superficie cónica.
V_{ch}	Volumen de la chimenea.
V_i	Cortante basal en el modo impulsivo.
V_c	Cortante basal en el modo convectivo. (Capítulo II)
V_c	Resistencia al corte proporcionado por el concreto. (Capítulo III)
V_s	Resistencia al corte proporcionado por el acero de refuerzo.
W_{cs}	Peso propio de la cúpula superior.
W_s	Peso propio de la viga anular superior.
W_c	Peso propio de la cuba cilíndrica.
W_i	Peso propio de la viga anular inferior.
W_{tc}	Peso propio del tronco cónico.
W_{ci}	Peso propio de la cúpula inferior o casquete de fondo.
W_a	Peso propio de la viga de apoyo.
W_f	Peso propio del fuste cilíndrico.
W_a	Peso total del agua
w	Ancho máximo de grieta en la fibra extrema en tracción.
Z	Factor de zona.
Z_f	Profundidad de cimentación.
β_1	Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.
β_2	Ángulo interior formado por la horizontal y el fondo cónico.
Δ	Deflexión del centro de gravedad del reservorio.
ξ	Factor de amortiguamiento.
ϵ_{sh}	Coefficiente de contracción para concreto armado o simple.
Φ_{Rn}	Resistencia de Diseño o Resistencia requerida.
Φ	Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.
σ_{ADM}	Capacidad portante del terreno de fundación.
σ_{ct}	Esfuerzo admisible a tracción del concreto.
σ_{at}	Esfuerzo admisible a tracción del acero.
γ_c	Peso específico del concreto armado.
γ_a	Peso específico del agua.
ν	Módulo de Poisson del concreto armado.

INTRODUCCIÓN

Los reservorios de almacenamiento de agua pueden clasificarse en elevados, apoyados y enterrados (cisternas).

En proyectos de agua potable ubicados en zonas llanas o sin acceso a cerros cercanos, generalmente se usan reservorios de almacenamiento elevados.

En zonas de relieve variado o accidentado se puede aprovechar la topografía y usar reservorios apoyados, ubicándolos sobre los cerros de mayor cota y de fácil acceso, lo cual es más tradicional.

El reservorio elevado al estar a mayor altura que la población, asegura en la red la presión adecuada en los periodos de mayor demanda, obteniéndose de este modo un ahorro en energía y costo de bombeo de agua.

Debido a su gran altura, el reservorio elevado brinda mayor seguridad a la provisión de agua contra contaminantes externos.

Los reservorios elevados de agua son estructuras vitales que están obligados a proporcionar agua para consumo humano y mitigar incendios, por este motivo deben funcionar incluso después de desastres naturales como los terremotos, por tal motivo es muy importante un adecuado diseño que cumpla con la normas y garantice su funcionamiento, seguridad e integridad estructural ante demandas de acciones externas como los sismos.

El diseño de este tipo de estructuras debe considerar los efectos dinámicos definidos por el fluido contenido, el sismo de diseño y las características generales del reservorio elevado. La norma peruana de edificaciones (NPE) consta de varias recomendaciones; sin embargo no existe una norma específica para el diseño de reservorios elevados.

En este informe, se pretende analizar el efecto hidrodinámico del fluido contenido en un reservorio elevado bajo cargas sísmicas, aplicando normas y métodos reconocidos internacionalmente, los cuales son adaptados a las condiciones sísmicas del Perú y evaluados por medio de un modelo computacional.

CAPÍTULO I: DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN EL RNE Y ACI-350

1.1 GENERALIDADES

Los reservorios elevados están formados fundamentalmente por dos partes; una es la estructura soporte y el otro es el contenedor o depósito de almacenamiento.

La altura de la estructura soporte del depósito de almacenamiento está directamente relacionada con la altura del nivel de agua que mantiene la presión de servicio requerida por la población en horas de máxima demanda de agua.

Cuando los reservorios son de gran capacidad la estructura soporte está constituida por un fuste cilíndrico, en reservorios pequeños y medianos la estructura soporte está compuesta por columnas arriostradas transversalmente con vigas circulares.

El contenedor de almacenamiento está relacionado con el volumen de agua requerido para abastecer la demanda máxima de la población.

La geometría del contenedor varia, desde los más comunes (cuadrados, rectangulares, cilíndricos), hasta los más complejos, dependiendo de la propuesta estructural y arquitectónica.

El contenedor está conformado por tres partes bien definidas, la losa de fondo, la cuba o cuerpo y la cobertura o techo.

En reservorios de pequeña capacidad (menor a 50m^3), el depósito puede ser de sección rectangular con un fondo plano dispuesto sobre vigas que transmiten las cargas a las columnas.

Los contenedores elevados de mayor capacidad de volumen (hasta 250m^3) con diámetros de 8 a 10m aproximadamente, son por lo general de sección cilíndrica ya que ofrecen un mejor comportamiento estructural, pudiendo presentar un fondo abovedado que trabaje íntegramente a compresión, evitando de esta manera el uso de losas planas las cuales necesitan vigas de apoyo.

Si el contenedor tiene mayores dimensiones, es recomendable usar fondos abovedados, apoyando el depósito en un anillo, el cual está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica.

Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo mixtas llamadas fondos tipo INTZE, compuestas por una parte inferior esférica y la otra exterior cónica, que produce esfuerzos de compresión al anillo circular,

compensando de esta manera los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal.

La cobertura puede ser plana para pequeños depósitos o en forma de cúpula esférica para grandes depósitos, que en su parte superior deben tener una linterna de iluminación.

Además de los elementos descritos no debemos olvidar considerar (sobre todo en reservorios de gran capacidad) la chimenea de acceso, la misma que está ligada a la losa de fondo, y por lo cual se ingresa al reservorio para mantenimiento.

1.2 NORMAS DE DISEÑO

Las estructuras contenedoras de líquidos se analizarán y diseñarán de acuerdo al RNE, que será complementado con reconocidas normas internacionales.

1.2.1 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-2006)

En el capítulo de Estructuras se dan las normas de Cargas (E-020), Diseño Sismo Resistente (E-030), Suelos y Gimentación (E-050), Concreto armado (E-060), etc. Indispensables a considerar para el diseño para la estructura involucrada en el informe.

1.2.2 Normas Internacionales Empleadas

- *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06)*, abarca los temas de diseño estructural, selección de materiales y construcción de estructuras ambientales de concreto armado, tales como estructuras de almacenamiento, transporte o tratamiento de materiales líquidos, aguas residuales o residuos sólidos.
- *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-06)*, brinda un conjunto de procedimientos detallados y comprensivos para el análisis sísmico y diseño de todo tipo de estructuras de concreto contenedoras de líquidos. Este suplemento complementa al ACI 350 debido a que el diseño sísmico de estas estructuras no es totalmente cubierto en esta norma.
- *Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel-Concrete Water Storage Tanks (ACI 371R-08)*, es una guía

de análisis y diseño estructural de tanques elevados, que complementa los procedimientos detallados en el ACI 350.3-06.

- *Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys* (ACI 307-08), proporciona los requisitos del material y construcción para estructuras tipo chimenea, recomienda también métodos para determinar los esfuerzos en el concreto y armaduras resultantes de estas acciones.
- *Building Code Requirements for structural concrete* (ACI 318-08), brinda los requisitos del reglamento para concreto estructural, cubre diseño y construcción estructuran en edificaciones y otras construcciones.
- *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-10), esta norma provee las cargas mínimas requeridas para el diseño de edificios y otras estructuras que están sujetas a los requisitos del código de construcción.
- *International Building Code* (IBC-2012), este código integral de la edificación establece las reglas mínimas para sistemas de edificaciones utilizando disposiciones prescriptivas y de desempeño.
- *Indian Institute of Technology Kanpur - Gujarat State Disaster Management Authority: IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*; código Indio que proporciona las guías de análisis y diseño estructural para reservorios elevados.

1.3 MATERIALES

El empleo de materiales debe ser de acuerdo a las exigencias del Reglamento Nacional de Concreto Armado (E-060) y el Código ACI 350-06.

1.3.1 Concreto Armado

Es el concreto que tiene acero de refuerzo en una cantidad igual o mayor que la cuantía mínima requerida por la norma ACI-350-06 y en el que ambos materiales actúan juntos para resistir los esfuerzos aplicados a los elementos estructurales. Sus propiedades varían de acuerdo al tipo de concreto y acero.

Peso específico (γ_c)	2400 kg/m ³
Resistencia a la Compresión (f'_c):	Dependiendo de la parte analizada
Módulo de Poisson:	$\nu = 0.20$

Módulo de Elasticidad:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Los requerimientos de la norma ACI-350-06, son los siguientes:

Cuadro N° 1.1: Condición del concreto ante exposición especial

Condición a la que está expuesta el concreto	Máxima relación Agua/Cemento	Resistencia a la compresión Mínima f'_c (kg/cm ²)
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua, aguas residuales y gases corrosivos.	0.45	280
Concreto expuesto al congelamiento y deshielo en condición húmeda o a productos químicos descongelantes.	0.42	315
Concreto expuesto a productos químicos corrosivos que no sean químicos de deshielo.	0.42	315
Para proteger contra la corrosión del acero de refuerzo en concreto expuesto a cloruros en tanques que contengan agua salobre y el concreto expuesto a productos químicos de deshielo, sal, agua salobre o salpicaduras del mismo origen.	0.40	350

Fuente: ACI 350-06, Tabla 4.2.2

Cuadro N° 1.2: Tensiones admisibles para cargas de servicio

Condición	Elemento	Esfuerzo admisible
Esfuerzo admisible en compresión por Flexión. Esfuerzo en la fibra extrema en compresión.	Solo cascaras	0.45 f'c
Esfuerzo admisible en compresión por aplastamiento de la superficie cargada.	Solo anillos	0.30 f'c
Esfuerzo admisible en tracción.	Cascaras y anillos	0.10 f'c

Fuente: ACI 350-06, Artículo I.3

1.3.2 Acero de Refuerzo

Se recomienda usar barras de acero corrugado del tipo grado 60, ya que tienen mayor adherencia con el concreto que las barras de acero liso del mismo tipo.

Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Fluencia nominal, valor mínimo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Los requerimientos de la norma ACI-350-06, son los siguientes:

Cuadro N° 1.3: Esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo

Condición	Comportamiento	$f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Esfuerzo de tensión directa y anular en condiciones ambientales normales	Tracción	1400
Esfuerzo de tensión	Tracción	1200

directa y anular en condiciones ambientales severas		
Esfuerzo cortante tomando por la armadura de cortante en condiciones ambientales normales	Corte	1700
Esfuerzo cortante tomando por la armadura de cortante en condiciones ambientales severas	Corte	1400
Armadura de tracción a la flexión en zonas de máxima tensión a la flexión de una sección transversal del miembro que lo requiere en condiciones ambientales normales	Flexión	$f_{s,max} = \frac{320}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2} \right)^2}}$
Armadura de tracción a la flexión en zonas de máxima tensión a la flexión de una sección transversal del miembro que lo requiere en condiciones ambientales severas	Flexión	$f_{s,max} = \frac{260}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2} \right)^2}}$

Fuente: ACI 350-06, Artículo 9.2.6 y Artículo 10.6.4

1.4 CARGAS DE DISEÑO

El reservorio elevado se analizará y diseñará para soportar las cargas a las que será sometido durante su vida útil. Las cargas consideradas son las descritas a continuación, según lo especificado en el RNE y ACI-350-06.

1.4.1 Cargas Muertas (CM)

Es el peso de los elementos soportados por la estructura de manera permanente, incluyendo su peso propio.

1.4.2 Cargas Vivas (CV)

Comprenden las cargas gravitacionales que actuarán sobre la estructura en forma variable y que no son permanentes sino de carácter temporal. Tenemos, entre estas, el peso de los ocupantes, equipos, sobrecarga de cobertura, etc.

1.4.3 Cargas de Líquidos (CL)

Representado por el comportamiento estático y dinámico del líquido durante una perturbación sísmica, del total de la masa de agua contenida en el tanque, una parte de la masa queda impregnada rígidamente a las paredes de la parte inferior del reservorio y otra parte de la masa de agua oscila durante la perturbación sísmica generándose en ella un oleaje.

1.4.4 Cargas de Sismo (CS)

Son aquellas cargas que generan aceleraciones en las masas de la estructura y por lo tanto fuerzas de inercia.

1.5 DATOS DE DISEÑO

- El volumen de almacenamiento útil del reservorio (V).
- El diámetro externo de la chimenea de ingreso (d), que sirve como ingreso para dar mantenimiento al contenedor de almacenamiento del reservorio.
- La cota referencial de nivel de agua con respecto a la parte baja del fuste, esta cota es en estado de reservorio lleno.
- La capacidad portante del terreno de fundación (σ_{ADM}), el cual será brindado por el Estudio de Mecánica de Suelos.

- Profundidad de cimentación (Z_f), el cual será sobre un estrato resistente y también es un dato brindado por el Estudio de Mecánica de Suelos.

1.6 DETERMINACIÓN DE LA FORMA DEL RESERVORIO

Para el pre dimensionamiento del reservorio tipo INTZE, se verificará la condición de equilibrio de fuerzas longitudinales en la viga anular de apoyo, realizando cálculos, aproximaciones y consideraciones necesarias para poder obtener de forma simplificada la forma geométrica del reservorio elevado,

1.6.1 Condición de equilibrio para el contenedor tipo INTZE

El profesor alemán Otto Intze (1843-1904), del *Technische Hochschule at Aachen*, con la intención de mejorar el comportamiento estructural de los tanques de almacenamiento planteo el fondo tipo INTZE, que da como resultado una estructura con paredes relativamente delgadas que permiten reducir los costos de construcción en un 20 a 25%.

La primera torre de agua tipo INTZE fue un depósito de hierro construido en el año 1883 en Remscheid (Alemania). Tenía una capacidad de 400 m³.



Figura N° 1.1: Otto Intze, 1843-1904

Los contenedores INTZE 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 las presiones P_c de la cúpula, y P_v del voladizo cónico, se equilibren.

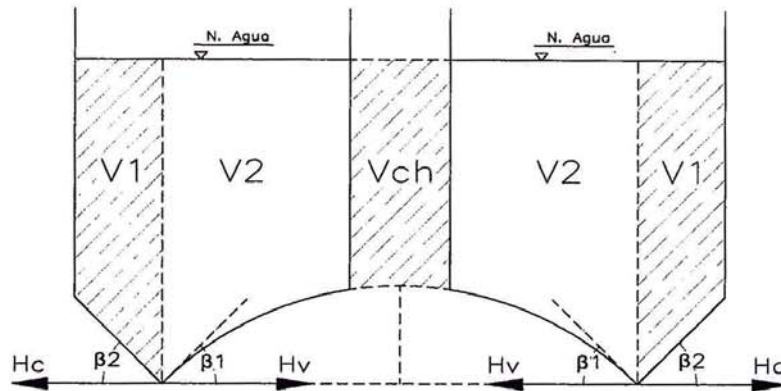


Figura N° 1.2: Equilibrio de empujes sobre viga de apoyo

Las presiones P_c y P_v en toda la longitud $2\pi r_b$ son:

$$P_c = \frac{\gamma * V_1}{\text{sen}(\beta_1)} \quad P_v = \frac{\gamma * V_2}{\text{sen}(\beta_2)}$$

Las correspondientes componentes longitudinales para la condición de fondo tipo INTZE, son:

$$H_c = \frac{\gamma * V_1}{\tan(\beta_1)} \quad H_v = \frac{\gamma * V_2}{\tan(\beta_2)}$$

$$H_c = H_v$$

Pudiendo la expresión anterior expresarse de la siguiente manera:

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

Siendo:

V: Volumen total de almacenamiento.

V1: Volumen sobre la cúpula esférica.

V2: Volumen sobre la superficie cónica.

Vch: Volumen de la chimenea.

β_1 : Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.

β_2 : Ángulo interior formado por la horizontal y el fondo cónico.

1.6.2 Determinación de las dimensiones principales

Con la consideración de depósito tipo INTZE se procede con el cálculo de las dimensiones principales del contenedor de almacenamiento, el cual se hará tomando algunas consideraciones para facilitar el cálculo.

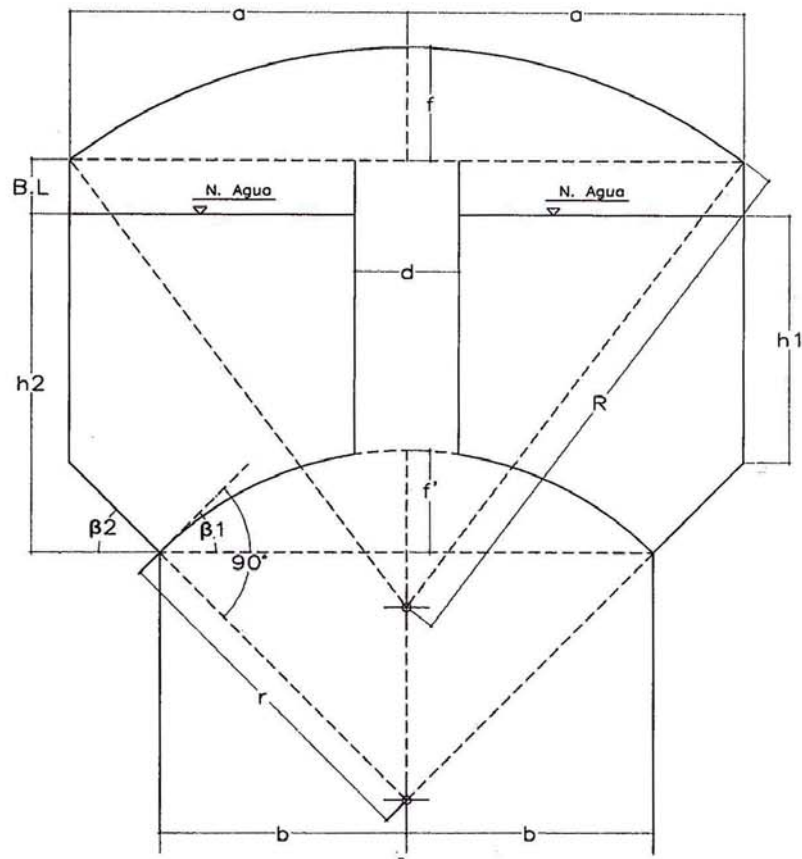


Figura N° 1.3: Geometría del contenedor

De la figura se puede calcular:

$$V = V_1 + V_2$$

$$V_1 = \left[\pi * b^2 * h_2 \right] - \left[\frac{1}{3} * \pi * f'^2 * (3 * r - f') \right] - V_{ch}$$

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

$$V_{ch} = \pi * d^2 * \frac{(h_2 - f')}{4}$$

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

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

1.6.3 Consideraciones para el pre dimensionamiento:

a) Considerando volúmenes iguales en el nivel de h1

$$V_1' = \pi * (b^2 - d^2) * h_1$$

$$V_2' = \pi * (a^2 - b^2) * h_1$$

$$V_1' = V_2' \Rightarrow b = \sqrt{\frac{a^2 + d^2}{2}}$$

b) Considerando: $\beta_1 = \beta_2 = \beta = 45^\circ$

$$V_1 = V_2 = \frac{V}{2}$$

$$r = b * \sqrt{2} \quad a - b = h_2 - h_1$$

c) Haciendo:

$$h_1 = b \quad h_2 = a$$

Del Teorema del producto de segmentos de cuerda en la Cúpula:

$$2 * r * f' = b^2 + f'^2 \Rightarrow f' = b * (\sqrt{2} - 1)$$

Reemplazando en V2:

$$V_2 = \frac{\pi}{3} * (a - b) * (a^2 + b^2 + 4 * a * b) = \frac{V}{2}$$

Definimos la función f(a):

$$f(a) = \frac{\pi}{3} * (a - b) * (a^2 + b^2 + 4 * a * b) - \frac{V}{2} = 0$$

Igualando a cero obtenemos los valores de las dimensiones principales: a, b, r, h1, h2, f'

Para el caso de la cobertura, Fernando Moral sugiere valores de f de 1/2a a 1/5a; tomando un valor intermedio consideramos:

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

Luego por geometría:

$$2 * R * f = a^2 + f^2 \Rightarrow R = \frac{5}{3} * a$$

1.7 CRITERIOS DE PRE DIMENSIONAMIENTO

Se determinara espesores y dimensiones en base a cálculos que satisfagan las condiciones del estado de servicio de la estructura, considerando solo esfuerzos de compresión y tracción pura, que luego serán verificados al momento de realizar el análisis detallado bajo condiciones variadas de carga, en especial la carga sísmica.

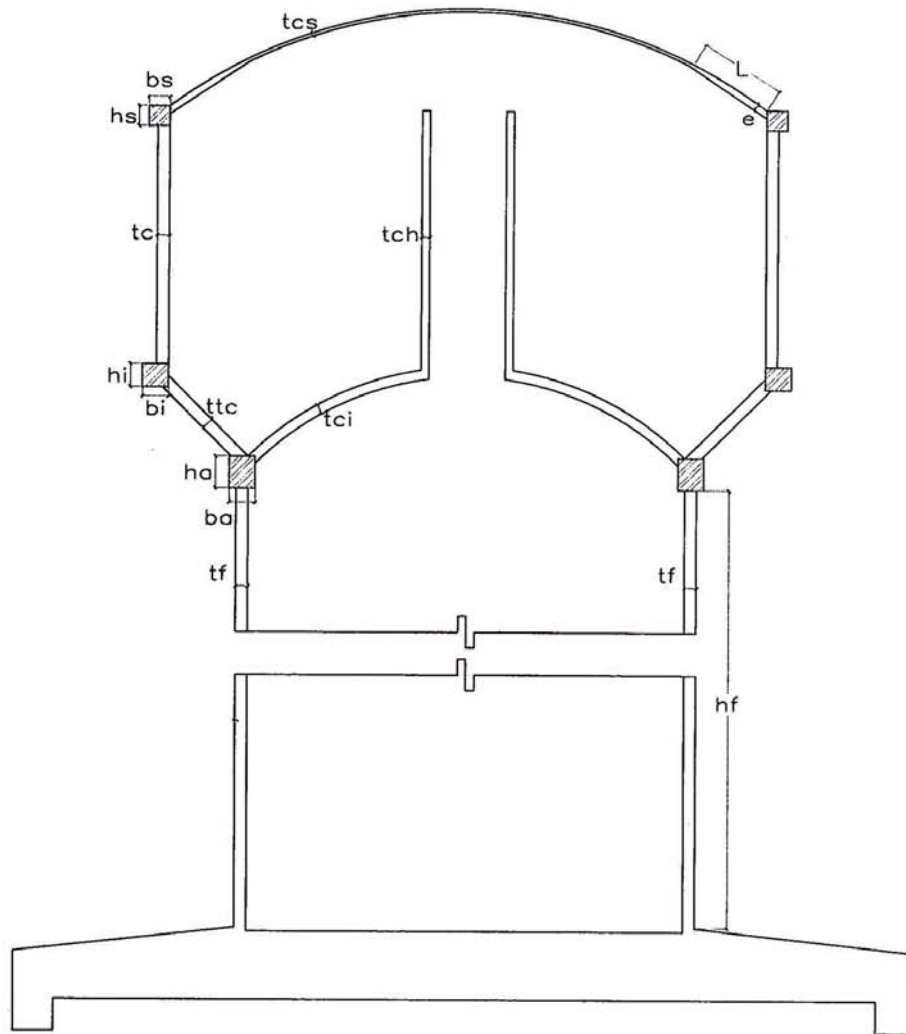


Figura N° 1.4: Dimensiones del reservorio

a) Compresión Pura

Teóricamente, la resistencia última de un elemento de concreto armado sometido a compresión pura es:

$$P_o = A_s * f_y + (A_c - A_s) * f'_c$$

Dónde:

A_c : Área de la sección bruta del concreto.

A_s : Área de acero longitudinal.

Sin embargo, esta carga está por encima de los valores registrados experimentalmente, lo cual se debe a que las probetas utilizadas para la determinación de la resistencia máxima del concreto se elaboran en condiciones diferentes que los elementos ensayados. Se ha determinado que la resistencia de rotura del concreto en compresión en estos miembros es igual al 85% de la

resistencia máxima obtenida en la prueba del cilindro. Por lo tanto, la resistencia última es:

$$P_o = A_s * f_y + 0.85 * (A_c - A_s) * f'c$$

Para elementos en compresión con refuerzo transversal, la resistencia de diseño es

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [A_s * f_y + 0.85 * (A_c - A_s) * f'c]$$

Dónde:

Φ : Factor de reducción de resistencia a la compresión

ΦP_n : Resistencia nominal a la compresión

$\Phi=0.70$

La cuantía de las barras longitudinales colocadas dentro de la sección de concreto no debe ser menor de 0.01 veces el área bruta del concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.01$$

Para efectos de pre dimensionamiento se tomara el siguiente valor para el área de acero.

$$A_s = 0.01 * A_c$$

b) Tracción Pura

Las piezas sometidas a tracción pura se presentan básicamente en los elementos cilíndricos. El concreto es débil en tracción y su función principal en estas piezas no es aportar resistencia sino proporcionar protección al acero, fijarlo en su posición y brindar rigidez al conjunto.

A continuación analizamos el elemento de concreto armado sometido a una carga axial T y su diagrama esfuerzo - deformación. Para esfuerzos pequeños y deformaciones unitarias del orden de 0.0005, el acero y el concreto se comportan elásticamente. Esta etapa corresponde al tramo OA de la curva. El concreto aún no se ha rajado, absorbe parte de la tracción con un esfuerzo σ_{ct} y por lo tanto, la siguiente expresión es válida:

$$T = \sigma_{ct} * A_c + \sigma_{at} * A_s$$

Dónde:

A_c : Área de la sección bruta del concreto.

A_s : Área de acero transversal.

σ_{ct} : Esfuerzo admisible a tracción del concreto.

σ_{at} : Esfuerzo admisible a tracción del acero.

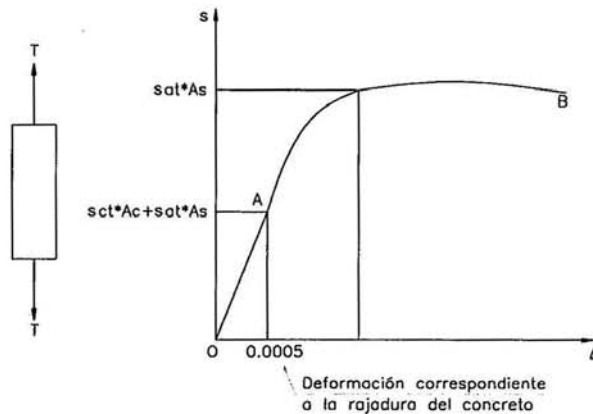


Figura N° 1.5: Elemento de concreto armado sometido a tracción pura

Dado que las deformaciones en el acero y el concreto son iguales, los esfuerzos en ellos son proporcionales a su módulo de elasticidad. Se define relación modular, n , a la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto y está dada por un número entero.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Por compatibilidad de deformaciones:

$$\sigma_{at} = n * \sigma_{ct}$$

Combinando las ecuaciones:

$$T = \sigma_{ct} * (A_c + n * A_s)$$

Si la carga T se incrementa, el concreto finalmente se rajará y solo el acero aportará resistencia. Esta situación corresponde al tramo AB de la curva esfuerzo – deformación. En este caso:

$$T = A_s * \sigma_{at}$$

Entonces el área de acero es:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}}$$

Al producirse el fisuramiento del concreto, queda la siguiente expresión:

$$A_c = T * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

Según el ACI 350-06, se toma el siguiente valor para el esfuerzo admisible en

tracción para el concreto:

$$\sigma_{ct} = 0.1 * f'c \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Según el ACI 350-06, se toma el siguiente valor del esfuerzo admisible en tracción para el acero de refuerzo:

$$\sigma_{at} = 1400 \frac{kg}{cm^2}$$

1.7.1 Cúpula circular superior

Es el elemento de cobertura del contenedor del reservorio, que soporta los esfuerzos producidos por el peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de corte y flexión producidos en sus apoyos.

Se analizará, aplicando la Teoría de Membranas, pero corrigiendo los errores en los bordes para obtener el diseño completo.

Las deformaciones del borde de la cúpula debidas a los esfuerzos de membrana en general son incompatibles con los alargamientos del anillo, por lo que dan lugar a esfuerzos de flexión que serán calculados utilizando un modelo matemático en un programa de cómputo.

Debido a los esfuerzos de flexión en las proximidades de los bordes de la cúpula se requiere una mayor concentración de armadura de refuerzo, por lo que es recomendable ensanchar un poco el espesor en esta zona.

Para estimar el espesor t_c de la cobertura, podemos tomar los siguientes valores:

$$t_{cs} (cm) \geq \frac{R(m)}{500} \approx \frac{a}{300} \approx \frac{D}{150}, \quad t_{cs} \geq 7.5cm$$

donde:

D: Diámetro interno de la cuba cilíndrica ($D=2*a$)

La longitud de ensanche se puede determinar en función del espesor

$$L = 16 * t_{cs} \approx \frac{R(m)}{30}$$

El ensanche recomendado es:

$$1.5 * t_{cs} \leq e \leq 2 * t_{cs}$$

O también en función del radio:

$$\frac{R(m)}{20} \leq e \leq \frac{R(m)}{15}$$

Se recomienda un ensanche mínimo de 15cm para que haya espacio de colocar dos capas de acero de refuerzo, que comúnmente tienen un diámetro igual a 6mm.

El peso aproximado de la cúpula superior es:

$$W_{cs} = \left\{ \frac{1}{3} \pi * t_m * \left[3 * f * (2 * R + t_m) + t_m * (3 * R + 2 * t_m) \right] \right\} * \gamma_c$$

Siendo:

$$t_m = \frac{e + t_{cs}}{2}$$

La carga total sobre el casquete de fondo por unidad de área es:

$$W_{TOTAL} = \left(\frac{4}{\pi * D^2} \right) * W_{cs} + (W_{ACABADOS} + W_{SOBRECARGA})$$

Los esfuerzos N_1 y N_2 están según la dirección de los meridianos y paralelos respectivamente. Estos esfuerzos son positivos si el elemento se encuentra sometido a tracción, si el elemento se encuentra en compresión el signo será positivo.

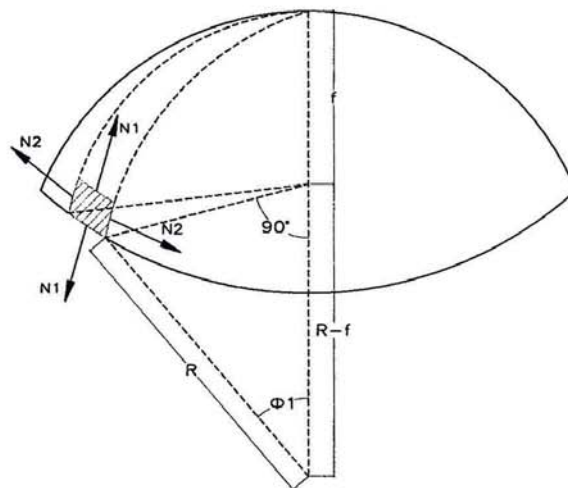


Figura N° 1.6: Esfuerzos sobre la cúpula superior

En estructuras tipo cúpula se desarrolla un empuje meridional en los bordes, que se calcula por unidad de longitud de la siguiente manera:

$$N_1 = \frac{-W_{TOTAL} * R}{1 + \cos(\phi_1)} \text{ (Compresión); } \cos(\phi_1) = \frac{R - f}{R}$$

El esfuerzo meridional máximo de compresión según meridiano es:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{cs} * t_{cs}} \leq \sigma_{cc} ; b_{cs} = 100cm$$

La fuerza circunferencia por unidad de longitud es:

$$N_2 = -W_{TOTAL} * R * \left(\cos(\phi_1) - \frac{1}{1 + \cos(\phi_1)} \right) \text{ (Compresión)}$$

El esfuerzo anular máximo de compresión según paralelo es:

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{b_{cs} * t_{cs}} \leq \sigma_{cc} ; b_{cs} = 100cm$$

1.7.2 Viga anular circular 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 soporte la fuerza horizontal de los esfuerzos meridianos y un momento flector. Se verificarán los esfuerzos de tracción en el concreto de la estructura.

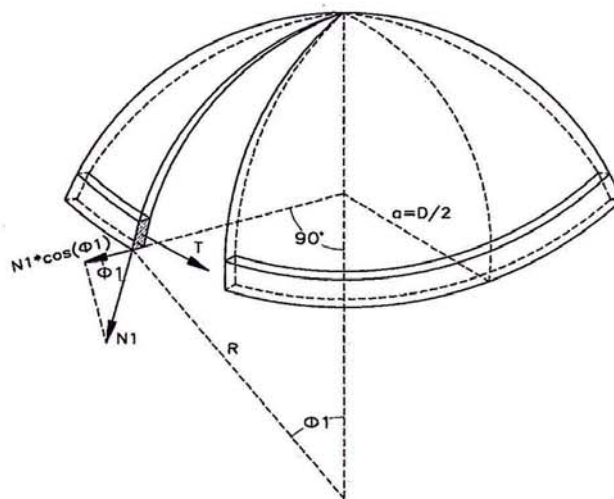


Figura N° 1.7: Esfuerzos sobre la viga superior

Considerando las siguientes cargas por unidad de área:

$$W_{TOTAL} = \left(\frac{e + t_{cs}}{2} \right) * \gamma_c + W_{ACABADOS} + W_{SOBRECARGA}$$

Siendo:

γ_a : Peso específico del concreto.

El esfuerzo meridional máximo en la cúpula por unidad de longitud es:

$$N_1 = \frac{W_{TOTAL} * R}{1 + \cos(\phi_1)}$$

Entonces, la tensión anular máxima en la viga es:

$$T = N_1 * \cos(\phi_1) * \frac{D}{2}, \quad D = 2 * a$$

El acero de refuerzo en la viga se calcula considerando que la tracción en la viga es resistida solamente por el acero, por consiguiente:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}}$$

El área de la sección transversal de la viga de concreto es:

$$A_c = T * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

Siendo: $A_c = b_s * h_s$

Asumiendo: $b_s = 1.20 * h_s$

Finalmente tenemos:

$$b_s = \sqrt{1.20 * A_c}$$

$$h_s = \sqrt{\frac{A_c}{1.20}}$$

El peso de la viga de anillo superior es:

$$W_s = [\pi * (D + b_s) * b_s * h_s] * \gamma_c$$

1.7.3 Cilindro o cuba

Es la pared exterior de la cuba la cual va a soportar la presión del líquido contenido, se diseñará por tensión y flexión.

Para el cálculo de los esfuerzos en la pared cilíndrica se debe tener en cuenta los efectos sobre las vigas de apoyo tanto inferior como superior, el cálculo de esfuerzos se ha desarrollado teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- La pared cilíndrica se encuentra empotrada en las vigas superior e inferior.
- Los anillos se encuentran sometidos a esfuerzos de tracción que determinan un desplazamiento de los extremos.
- La deformación en la base de la pared será la misma para los tres elementos que en ella concurren: pared cilíndrica, anillo inferior y pared tronco cónica.

- La presión hidrostática actúa íntegramente sobre el sistema anular.

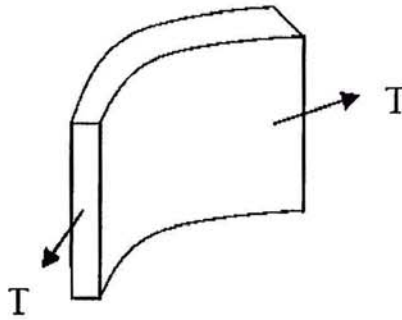


Figura N° 1.8: Esfuerzos sobre el muro de la cuba

El máximo esfuerzo de tensión anular debido al empuje hidrostático del agua, se desarrolla en la base del muro de la cuba. Esta tensión T es calculado considerando el tanque como cilindro delgado.

$$T = \gamma_a * h_{cu} * \frac{D}{2}$$

Dónde:

γ_a : Peso específico del agua.

$$\gamma_a = 1000 \frac{kg}{m^3}$$

El acero de refuerzo en la cuba cilíndrica es:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}}$$

El área de la sección transversal de concreto es:

$$A_c = b_c * t_c = T * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right); b_c = 100cm$$

El peso de la cuba cilíndrica es:

$$W_c = [\pi * (D + t_c) * t_c * h_{cu}] * \gamma_c$$

1.7.4 Viga anular inferior

Es la viga de anillo circular ubicado entre la pared de la cuba y el fondo cónico. Para el diseño se considera se considera todas las cargas que actúan sobre la viga inferior, como son el peso de la cobertura, el peso de la viga inferior y el peso de la cuba cilíndrica.

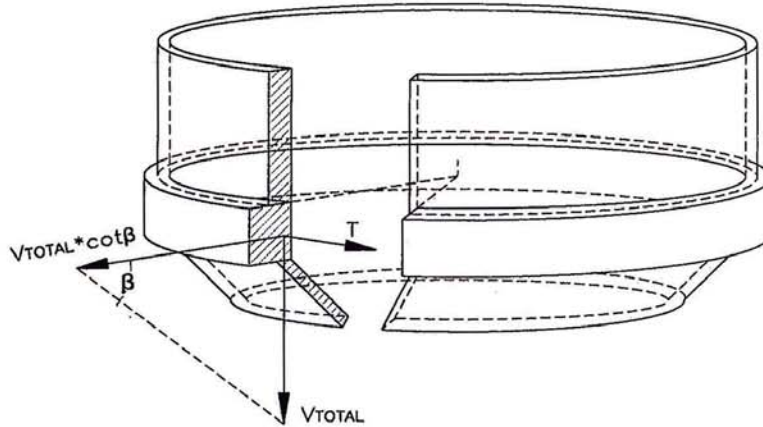


Figura N° 1.9: Esfuerzos sobre la viga inferior

La carga vertical por unidad de longitud sobre el anillo es:

$$V_{TOTAL} = \frac{W_{cs} + W_s + W_c + (W_{ACABADOS} + W_{SOBRECARGA})}{\pi * D}$$

La tensión debido a cargas verticales es:

$$H_g = (V_{TOTAL} * \cot \beta) * \frac{D}{2}, \quad \beta = 45^\circ$$

La fuerza por presión de agua es:

$$H_a = \gamma_a * h_c * h_i * \left(\frac{D}{2}\right); \quad \gamma_a = 1000 \frac{kg}{m^3}$$

La fuerza de tensión anular máxima en la viga debido a las cargas verticales:

$$T = (H_g + H_a)$$

El área de la sección transversal de la viga de concreto es:

$$A_c = T * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

Siendo: $A_c = b_i * h_i$

Asumiendo: $b_i = 1.20 * h_i$

Finalmente obtenemos los valores de: b_i, h_i .

El acero de refuerzo en la viga se calcula considerando que la tracción en la viga es resistida solamente por el acero, por consiguiente:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}}$$

El peso de la viga de anillo inferior es:

$$W_i = [\pi * (D + b_i) * b_i * h_i] * \gamma_c$$

1.7.5 Tronco cónico

Es el fondo en voladizo del depósito cuya superficie es plana e inclinada. Se diseña mediante los esfuerzos de tracción, verificando por flexión.

En el fondo cónico distinguimos dos tipos de esfuerzos:

- Esfuerzos de membrana: meridiano (N_1) y anulares (N_2).
- Esfuerzos de flexión en los bordes superior e inferior.

Las cargas sobre el fondo cónico son producidas por el peso de la cobertura, la viga superior, la pared cilíndrica, la viga inferior y el peso del agua; generando un esfuerzo de membrana según generatriz del fondo cónico, que determinaremos a continuación:

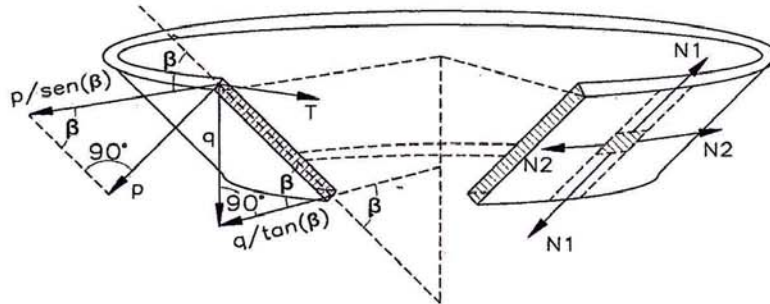


Figura N° 1.10: Esfuerzos sobre el tronco cónico

El peso del agua sobre el fondo cónico es:

$$W_{agua} = \frac{V}{2} * \gamma_a$$

El peso propio del tronco cónico es:

$$W_{tc} = [\pi * t_{tc} * h * (a + b + t)] * \gamma_c$$

El esfuerzo meridional por unidad de longitud en la base del tronco cónico es:

$$V_{TOTAL}^{TRONCO} = \frac{W_{tc} + W_{cs} + W_s + W_i + W_c + (W_{ACABADOS} + W_{SOBRECARGA})}{\pi * D_f}$$

El empuje meridional es:

$$N_1 = \frac{V_{TOTAL}^{TRONCO}}{\text{sen}(\beta)} ; \beta = 45^\circ$$

El esfuerzo meridional máximo es:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{tc} * t_{tc}} ; b_{tc} = 100cm$$

La tensión anular T es máxima en la parte superior del tronco cónico, ya que el diámetro D es el máximo en esta sección:

$$T = \left[\frac{p}{\text{sen}(\beta)} + \frac{q}{\text{tan}(\beta)} \right] * \frac{D}{2}$$

Siendo:

Presión del agua por unidad de área: $p = \gamma_a * h_c$

Peso propio del cono por unidad de área: $q = t_{tc} * \gamma_c$

El acero de refuerzo en el tronco cónico es:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}}$$

El área de la sección transversal de concreto por metro lineal es:

$$A_c = b_{tc} * t_{tc} = T * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right) ; b_{tc} = 100cm$$

1.7.6 Casquete de fondo o Cúpula inferior

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.

El casquete esférico de fondo se halla sometido a la acción del peso propio, peso del líquido y peso de la chimenea de acceso, para efectos de cálculo se estudiarán los esfuerzos de membrana bajo la acción de estas tres cargas, así mismo se harán los chequeos por flexión.

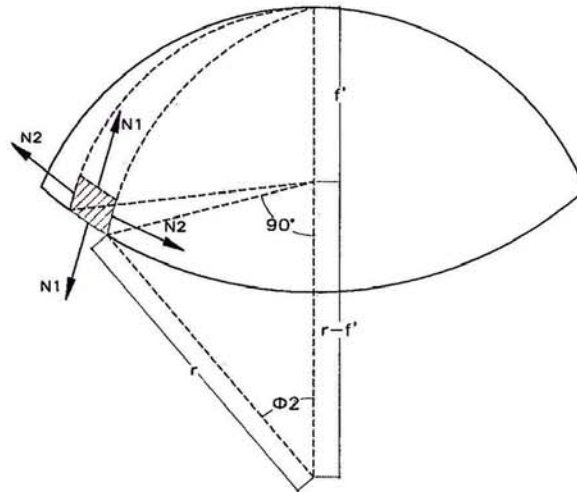


Figura N° 1.11: Esfuerzos sobre el casquete de fondo

Peso propio del casquete de fondo es:

$$W_{ci} = \left\{ \frac{1}{3} \pi * t_{ci} * \left[6 * f' * r + 2 * t_{ci}^2 - 3 * t_{ci} * (f + r) \right] \right\} * \gamma_c$$

El peso del agua sobre el casquete es:

$$W_{agua} = \frac{V}{2} * \gamma_a$$

La carga total sobre el casquete de fondo por unidad de área es:

$$W_{TOTAL} = \left(\frac{4}{\pi * D_f^2} \right) * (W_{ci} + W_{agua})$$

El empuje meridional por unidad de longitud en la base del casquete es:

$$N_1 = \frac{-W_{TOTAL} * r}{1 + \cos(\phi_2)} \text{ (Compresión); } \cos(\phi_2) = \frac{r - f'}{r}$$

El esfuerzo meridional máximo de compresión según meridiano es:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{ci} * t_{ci}} \leq \sigma_{cc} ; b_{ci} = 100cm$$

Fuerza circunferencia por unidad de longitud es:

$$N_2 = -W_{TOTAL} * r * \left(\cos(\phi_2) - \frac{1}{1 + \cos(\phi_2)} \right) \text{ (Compresión)}$$

Esfuerzo anular máximo de compresión según paralelo es:

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{b_{ci} * t_{ci}} \leq \sigma_{cc} ; b_{ci} = 100cm$$

1.7.7 Viga de apoyo

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.

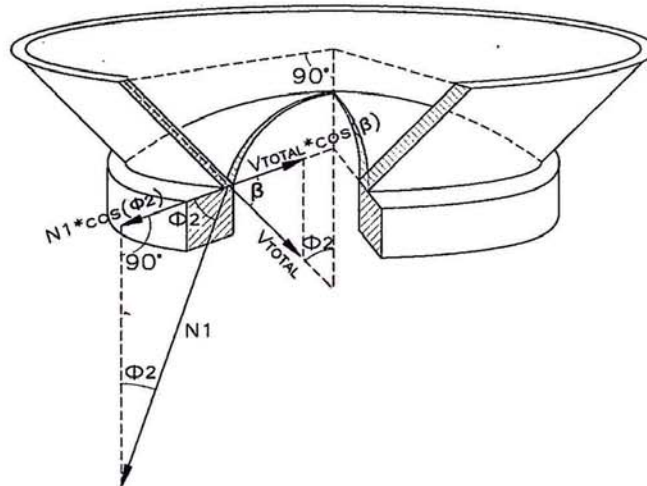


Figura N° 1.12: Esfuerzos sobre la viga de apoyo

El esfuerzo meridional por unidad de longitud en la base del tronco cónico es:

$$V_{TOTAL} = \frac{W_{cs} + W_s + W_c + W_i + W_{tc} + (W_{ACABADOS} + W_{SOBRECARGA})}{\pi * D_f}; \quad \beta = 45^\circ$$

El empuje meridional por unidad de longitud en la base del casquete es:

$$N_1 = - \left[\left(\frac{4}{\pi * D_f^2} \right) * (W_{ci} + W_{agua}) \right] * \left(\frac{r}{1 + \cos(\phi_2)} \right) \text{ (Compresión); } \cos(\phi_2) = \frac{r - f'}{r}$$

El esfuerzo horizontal neto en la viga anular por unidad de longitud es:

$$F_H = [N_1 * \cos(\phi_2)] - [V_{TOTAL} * \cos(\beta)]$$

Siendo:

F_H (+): Tracción

F_H (-): Compresión

La fuerza de tensión anular calculada por la teoría de tubos está dado por:

$$T_{ANULAR} = F_H * \left(\frac{D_f}{2} \right)$$

Si F_H es tracción, el área de la viga de concreto es:

$$A_C = T_{ANULAR} * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

Si F_H es compresión, el área de la viga de concreto se calcula de la siguiente manera:

$$A_S = \rho * A_C ; \rho_{MINIMA} = 0.01$$

$$T_{ANULAR} = \phi * 0.80 * [A_S * f_y + 0.85 * (A_C - A_S) * f'_c]$$

Quedando la siguiente expresión para el área de acero:

$$A_C = \frac{\left(\frac{T_{ANULAR}}{\phi * 0.8} \right)}{[\rho * (f_y - 0.85 * f'_c) + 0.85 * f'_c]}$$

Siendo: $A_C = b_a * h_a$

Asumiendo: $h_a = 1.50 * b_a$

Finalmente obtenemos los valores de: b_a, h_a

El peso de la viga de apoyo es:

$$W_a = [\pi * (D_f + b_a) * b_a * h_a] * \gamma_c$$

1.7.8 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.

Se realiza el cálculo del espesor y acero del fuste usando la referencia para el cálculo de chimeneas (ACI 307-08) propuesto por el *American Concrete Institute*, que también es aplicable para el caso de fustes de reservorios elevados.

El peso del fuste cilíndrico es:

$$W_f = [\pi * (D_f + t_f) * t_f * h_f] * \gamma_c$$

Recomendaciones del ACI para el diámetro de estructuras tipo chimenea:

- Espesores mínimos de 20cm.
- Alrededor de las aberturas el espesor será por lo menos 1/24 la altura de la abertura y se extenderá de la abertura 1/2 de la altura de la abertura en todos

los lados.

- Si el diámetro interno del fuste excede 8.53m el espesor aumentara en 0.32cm por cada 30.5cm adicional.

Esfuerzos admisibles:

$$f_{ce} \leq 0.375 * f'c$$

$$\text{Si: } f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces: } f_{se} \leq 1055 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Si: } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces: } f_{se} \leq 1266 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Refuerzo:

- El refuerzo vertical se dispone en dos capas, la exterior contara con al menos el 50% del refuerzo total y esta constituidas con varillas mayores que ½ pulgada con espaciamiento centro a centro menor o igual que 30cm. La capa interior también estará constituida por varillas mayores que ½ pulgada con espaciamiento mínimo de 60cm.
- Cuantía mínima de refuerzo vertical: $\rho_{mínima} = 0.0025$
- El refuerzo horizontal se dispone en dos capas la cantidad mínima de refuerzo en cada cara será igual a la mitad de la cuantía mínima total. La capa exterior del refuerzo de las paredes del fuste tendrá un espaciamiento máximo igual al espesor de la pared o 30cm, el que sea menor. El refuerzo horizontal estará constituido por varillas iguales o mayores que 3/8".
- Cuantía mínima de refuerzo horizontal: $\rho_{mínima} = 0.0020$

Generalmente se tiene dos tipos de sección en el fuste cilíndrico; con abertura y sin abertura.

La sección con abertura se ubica en la base del fuste y está representado por un ángulo pequeño "β". Esta abertura es debido a la puerta de ingreso para mantenimiento e inspección del reservorio. El resto del fuste no presenta abertura en su sección.

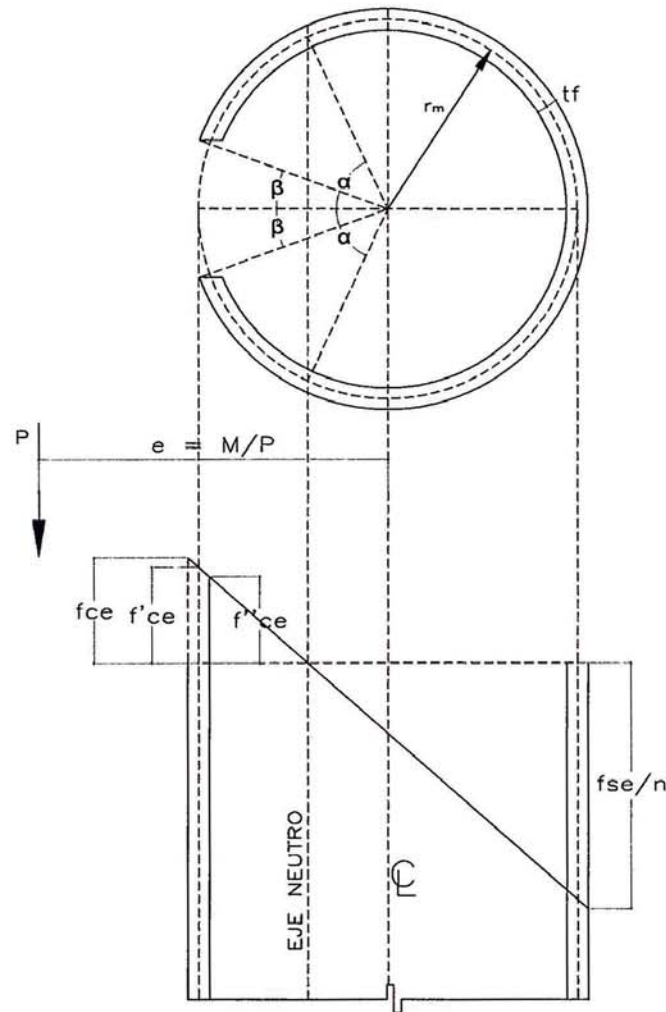


Figura N° 1.13: Diagrama de esfuerzo en el fuste

a) Caso 1: Considerando el fuste sin abertura

En las secciones horizontales, en donde no existen aberturas en el fuste del reservorio, las tensiones máximas en el concreto, debidas a la acción combinada de las cargas del peso propio y sismo se deberán calcular por las ecuaciones.

Tensión en el diámetro medio de la pared del fuste del reservorio:

$$f'ce = \frac{P * A}{2 * r_m * t_f * [(1 - \rho) * B - n * \rho * C]}$$

Tensión en el diámetro exterior de la pared del fuste del reservorio:

$$fce = f'ce * \left[1 + \frac{t_f}{2 * r_m * A} \right]$$

En las secciones horizontales en donde no existan aberturas en el fuste del reservorio, en el lado que se encuentra hacia el sismo, el esfuerzo máximo en la

armadura vertical f_{se} debido a la acción combinada de las cargas del peso propio y de sismo se deberá calcular por la siguiente ecuación:

$$f_{se} = n * f'_{ce} * D$$

A continuación se muestran las ecuaciones para las constantes, obsérvese que α está en radianes.

$$A = 1 - \cos(\alpha); B = \text{sen}(\alpha) - \alpha * \cos(\alpha)$$

$$C = \pi * \cos(\alpha); D = \frac{1 + \cos(\alpha)}{1 - \cos(\alpha)}$$

b) Caso 2: Considerando el fuste con abertura

En las secciones horizontales en donde una abertura única o dos aberturas se presentan diametralmente opuestas entre sí, en el fuste del reservorio, la tensión máxima en el concreto, debido a la acción combinada de las cargas del peso propio y de sismo se deberá calcular por las ecuaciones.

Tensión en el diámetro medio de la pared del fuste del fuste:

$$f'_{ce} = \frac{P * A}{2 * r_m * t_f * [(1 - \rho) * B - n * \rho * C - (1 - \rho + n * \rho) * E]}$$

Tensión en el diámetro exterior de la pared del fuste del reservorio:

$$f_{ce} = f'_{ce} * \left[1 + \frac{t_f}{2 * r_m * F} \right]$$

En las secciones horizontales en donde se presenta una abertura única o dos aberturas diametralmente opuestas entre sí en el fuste de la chimenea, la tensión máxima en la armadura vertical en el lado del sismo de la chimenea f_s , debido a la acción de las cargas del peso propio y del sismo, se deberá calcular por la ecuación:

$$f_{se} = n * f'_{ce} * D$$

A continuación se muestran las ecuaciones para las constantes, obsérvese que α y β están en radianes.

$$A = \cos(\beta) - \cos(\alpha); B = \text{sen}(\alpha) - \alpha * \cos(\alpha)$$

$$C = \pi * \cos(\alpha); D = \frac{1 + \cos(\alpha)}{\cos(\beta) - \cos(\alpha)}$$

$$E = \sin(\beta) - \beta * \cos(\alpha); \quad F = \cos(\beta) * [\cos(\beta) - \cos(\alpha)]$$

donde:

P: Peso propio de la estructura sobre la sección considerada (kg)

M: Momento de volteo en el nivel analizado (kg-cm)

e: Excentricidad (cm)

t_f: Espesor de la pared del fuste (cm)

r_m: Radio medio del fuste (cm)

A, B, C, D: Constantes que está en función de los ángulos α y β .

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}; \quad e = \frac{M}{P}; \quad r_m = \frac{D_f + t_f}{2}; \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

Procedimiento para usar las curvas de diseño:

- Determinar la relación: e/r_m .
- Calcular ρ en la selección considerada.
- Seleccionamos el valor de n de acuerdo a los materiales a utilizados.
- Caso 1.- En donde no existen aberturas en el fuste, $\beta=0^\circ$. Entonces en la figura N° 1.12, a partir de las curvas para $\beta=0^\circ$, con los valores de ρ , n y e/r_m , obtenemos el valor de α .
- Caso 1.- Con este valor de α calculamos los valores de A, B, C y D.
- Caso 2.- En donde exista una abertura única o dos aberturas diametralmente opuestas entre sí, en la sección considerada, determinar β = mitad del ángulo central formado por la abertura, como una cuerda del círculo de radio r_m (radio medio de la pared del fuste). Para dos aberturas diametralmente opuestas, utilícese la abertura más grande para la determinación de β . Entonces, a partir de las curvas correspondientes a este valor de β y el apropiado valor de n , determinar α .
- Caso 2.- Con este valor de α calculamos los valores de A, B, C, D, E y F.
- En donde β esté entre los valores para los que se han trazado las curvas, como por ejemplo $\beta = 23^\circ$, determinar α a partir de las curvas para $\beta = 20^\circ$ y α a partir de las curvas para $\beta = 25^\circ$ y realizar una interpolación.

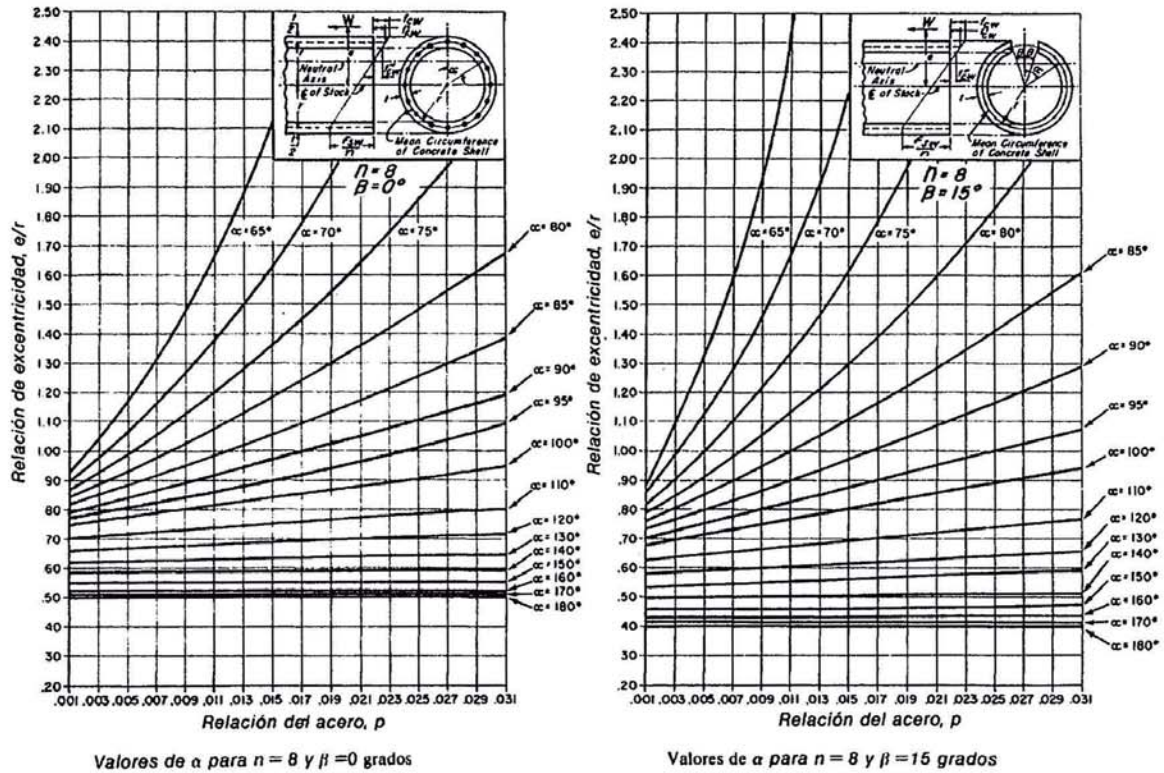


Figura N° 1.14: Curvas de diseño para $\beta=0^\circ$ y $\beta=15^\circ$

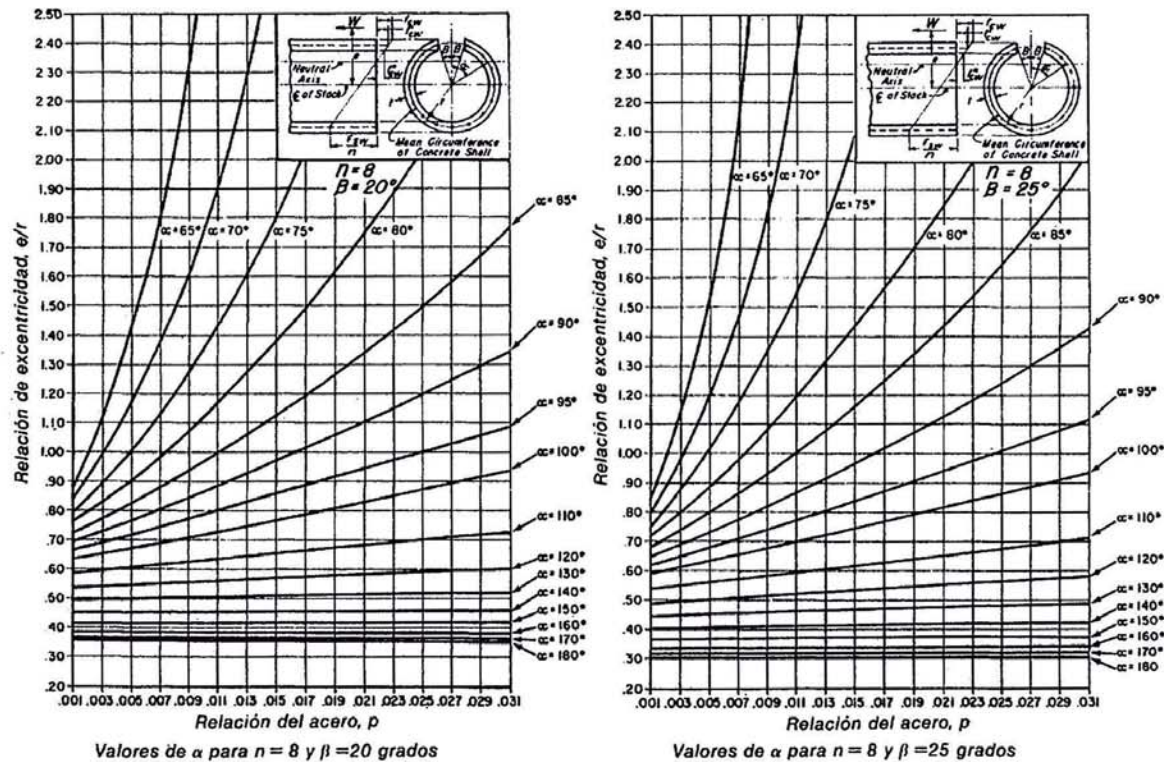


Figura N° 1.15: Curvas de diseño para $\beta=20^\circ$ y $\beta=25^\circ$

CAPÍTULO II: ANÁLISIS SÍSMICO

El propósito de este capítulo es presentar un procedimiento de análisis sísmico que cumpla con los requisitos tanto de la Norma Peruana como del código americano. Para esto usaremos métodos simplificados que permitan calcular la fuerza sísmica en estructuras tipo reservorios elevados, comparándolos finalmente con los resultados obtenidos de un modelo matemático realizado en un software.

El método usado a continuación está basado en el modelo mecánico simplificado masa-resorte de Housner, en los parámetros de sitio y los procedimientos de análisis sísmico contenido en la Norma E.030, con el requerimiento de otras consideraciones adicionales a la Norma peruana.

Estas consideraciones adicionales serán tomadas del Código americano ACI 350.03, las cuales se deben adaptar y complementar a las exigencias de la Norma peruana, debido a que esta última solo es aplicable a edificaciones.

2.1 MODELOS MECÁNICOS SIMPLIFICADOS

Los primeros intentos en analizar las ondas de líquidos en contenedores oscilantes fueron hechos por Lamb (1879), quien analizó los modos naturales de oscilación de los fluidos sujetos a ciertos tipos de movimientos forzados, en condición de borde libre.

Luego Westergaard (1933), buscó la respuesta sísmica de contenedores y fue el primero en determinar una expresión para la presión hidrodinámica ejercida por un fluido incompresible sobre una presa de pared vertical, como resultado del movimiento armónico horizontal del suelo en la dirección perpendicular a la presa. Westergaard encontró que la presión hidrodinámica era la misma que, mover hacia atrás y hacia adelante un cierto volumen de fluido con la presa. Esta "masa añadida de fluido" es determinada por el volumen encerrado por una superficie parabólica aguas arriba de la presa.

Posteriormente, Graham y Rodríguez (1952) comprobaron que el líquido vibrante dentro del contenedor tiene dos componentes, una que se mueve al unísono con el tanque (componente impulsiva) y otra que representa el movimiento de olas en superficie (componente convectiva), desarrollando un análisis muy completo para determinar las presiones correspondientes de cada componente del líquido. Poco después, Housner (1954 y 1963) propone una versión más desarrollada de

la teoría de presiones sísmicas en los tanques de almacenamiento de líquido.

2.1.1 Modelo de Housner (1954)

Para representar el movimiento del fluido contenido de una forma simplificada, Housner realizó un modelo mecánico equivalente en la que una porción del líquido denominada masa impulsiva, permanece rígidamente fijo a las paredes del contenedor, y una serie de masas denominadas convectivas permanecen unidas a las paredes del contenedor mediante resortes de rigidez K , que representan el movimiento oscilatorio del agua durante la excitación sísmica.

Este primer modelo mecánico simplificado ha sido la base de modelos utilizados en la actualidad y contempla algunas suposiciones de respuesta que se detallan a continuación:

- El líquido contenido es incompresible, irrotacional, posee viscosidad despreciable y está inicialmente en reposo.
- Las paredes del tanque se consideran infinitamente rígidas.
- Los desplazamientos son pequeños por lo tanto se aproxima a un sistema lineal.
- El fluido se encuentra siempre en contacto con las paredes (no existe cavitación).

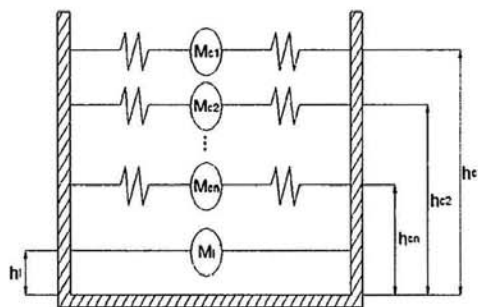


Figura N° 2.1: Modelo mecánico equivalente según Housner (1954).

2.1.2 Modelo de Housner (1963)

Este modelo mecánico, es una adecuación al anterior modelo de 1954, muestra una simplificación en la que se considera una sola masa para representar el movimiento convectivo debido al oleaje de la superficie libre.

En resumen, según el modelo de Housner (1963) para representar el comportamiento dinámico de un líquido contenido basta con considerar una sola

masa fija (masa impulsiva) y una sola masa oscilante (masa convectiva) asociada al primer modo de vibración también denominado modo convectivo. Los estudios llevados a cabo conjuntamente con este modelo mecánico son la base de conceptualización de la gran mayoría de códigos internacionales de diseño.

En este modelo, M_i y h_i representan la masa impulsiva y altura impulsiva efectiva del líquido respectivamente, lo mismo sucede para la componente convectiva M_c , h_c .

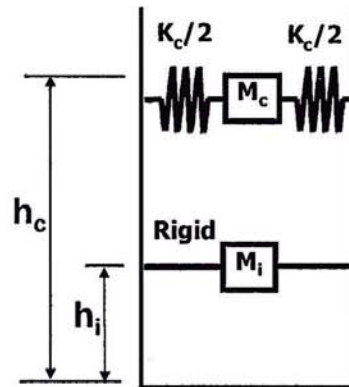


Figura N° 2.2: Modelo Mecánico Equivalente según Housner (1963)

2.2 PARÁMETROS DEL MODELO DE HOUSNER

2.2.1 Contenedor circular equivalente

Los parámetros del modelo mecánico de Housner dependen de la geometría del contenedor y su flexibilidad. Si la forma original del contenedor es distinta de la circular o rectangular, los parámetros del modelo masa resorte pueden ser obtenidos considerando un contenedor circular equivalente que tenga la misma capacidad de almacenamiento e igual diámetro al diámetro del contenedor original en el nivel superior de líquido.

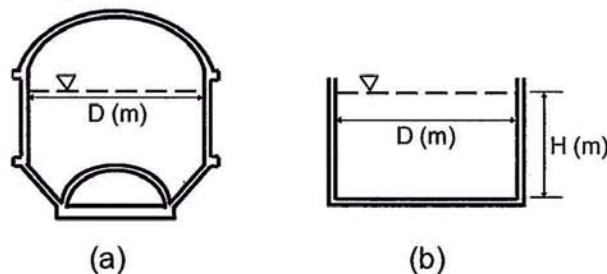


Figura N° 2.3: (a) Contenedor Intze, (b) Contenedor circular equivalente

De esta igualdad de volúmenes obtenemos la altura de agua del contenedor

equivalente (H).

$$H = \frac{4 * V}{\pi * D^2}$$

donde:

V: Volumen total de almacenamiento del contenedor.

D: Diámetro interior del contenedor.

H: Altura de agua del contenedor equivalente.

Aplicando esta consideración se simplifican sustantivamente los diseños y se comprueba que el error que se comete para los reservorios apoyados y elevados usualmente utilizados en el Perú es menor al 5%.

2.2.2 Parámetros Masa-Resorte para un contenedor circular

Para determinar la fuerza resultante ejercida por el agua contra las paredes del contenedor y el momento de volteo correspondiente, la masa del líquido se puede sustituir por dos masas virtuales; una masa impulsiva "Mi" fija rígidamente a las paredes del contenedor, localizada a una elevación "hi" sobre el piso del contenedor circular equivalente, más una masa convectiva "Mc" unida mediante resortes con rigidez total "K" a las paredes del contenedor y localizada en la elevación "hc".

Para contenedores circulares apoyados sobre el suelo y que cumplan la relación $H/D \leq 0.75$, se utilizan las siguientes formulas del ACI 350.03-06, que se obtienen a partir de las expresiones debidas a Housner (1963).

$$Mi = Ma * \left[\frac{\text{Tanh}\left(\frac{\sqrt{3}}{2} * \frac{D}{H}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} * \frac{D}{H}} \right] \quad hi = \frac{3}{8} H * \left[1 + \alpha * \left(\frac{Ma}{Mi} - 1 \right) \right]$$

$$Ci = \frac{1}{\sqrt{\frac{H}{D}} * \left(0.46 + 0.3 * \frac{H}{D} + 0.067 * \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right)} \quad Ti = Ci * \frac{H * \sqrt{\gamma a}}{\sqrt{\frac{t}{D}} * \sqrt{E}}$$

$$M_c = M_a * \left[0.23 * \frac{\text{Tanh}\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)}{\frac{H}{D}} \right]$$

$$h_c = H * \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} * \frac{H}{D} * \sinh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)} \right]$$

$$K_c = \frac{W_a}{H} * \left[\frac{45}{2} * \left(\frac{M_c}{M_a}\right)^2 * \left(\frac{H}{D}\right)^2 \right] = 0.836 * \frac{W_a}{H} * \tanh^2\left(3.68 * \frac{H}{D}\right)$$

$$T_c = 2\pi * \sqrt{\frac{M_c}{K_c}} = \left[\frac{2\pi}{\sqrt{\sqrt{13.5} * g * \tanh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)}} \right] * \sqrt{D}$$

donde:

Ma: Masa total del agua

Wa: Peso total del agua

Mi: Masa impulsiva del agua.

hi: Altura de la masa impulsiva medida desde la base del contenedor.

Ci: Coeficiente del periodo de la masa impulsiva

Ti: Periodo de la masa impulsiva.

Mc: Masa convectiva del agua.

hc: Altura de la masa convectiva medida desde la base del contenedor.

Kc: Rigidez de los resortes de la masa convectiva.

Tc: Período de la masa convectiva.

Siendo:

$$M_a = V \quad W_a = M_a * g$$

Cuando se toman en cuenta las presiones del fondo y las paredes del tanque, se consideran los siguientes valores para α y β :

$$\alpha = 1.33, \quad \beta = 2$$

Cuando solo se consideran los efectos de las presiones en las paredes, se consideran los siguientes valores para α y β :

$$\alpha = 0, \quad \beta = 1$$

A continuación se muestra los efectos en el contenedor:

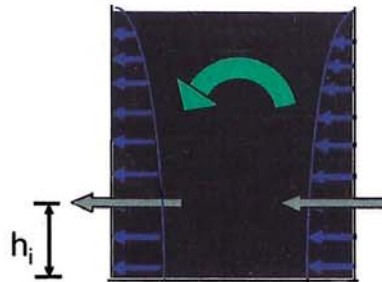


Figura N° 2.4: Efecto de vuelco debido a la presión en la pared

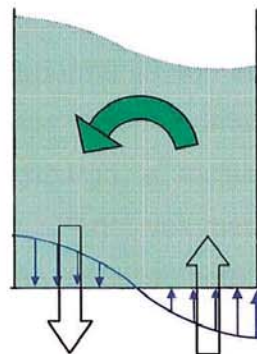


Figura N° 2.5: Efecto de vuelco debido a la presión en la base

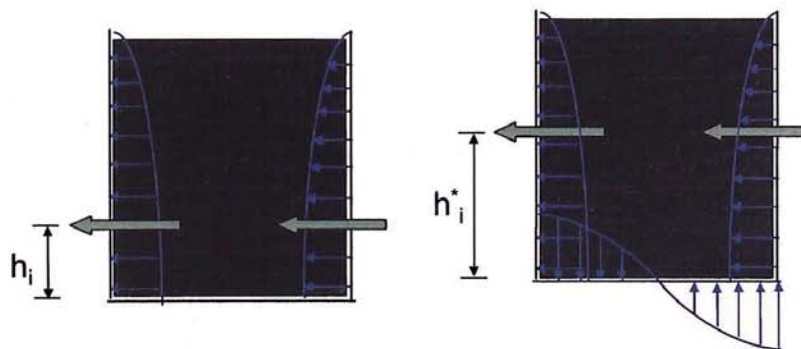


Figura N° 2.6: Fuerza impulsiva en la pared

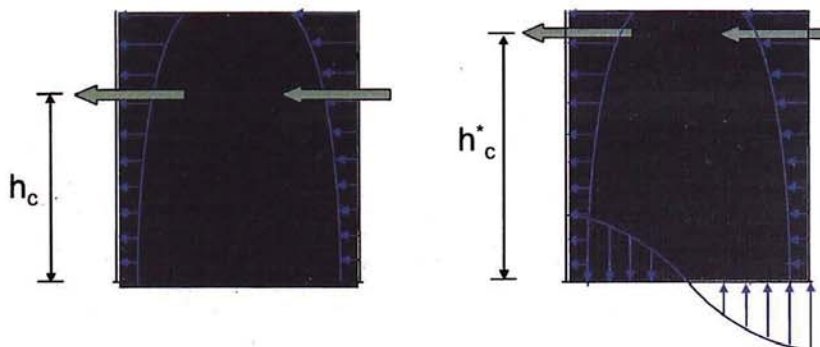


Figura N° 2.7: Fuerza convectiva en la pared

Siendo:

h_i : Ubicación de la fuerza impulsiva resultante en la pared del contenedor cuando el efecto de la presión en la base no está incluido.

h_i^* : Ubicación de la fuerza impulsiva resultante en la pared del contenedor cuando también se incluye los efectos de la presión en la base.

h_c : Ubicación de la fuerza convectiva resultante en la pared del contenedor cuando el efecto de la presión en la base no está incluido.

h_c^* : Ubicación de la fuerza convectiva resultante en la pared del contenedor cuando también se incluye los efectos de la presión en la base.

Las expresiones deducidas anteriormente son válidas para reservorios abiertos. El comportamiento de reservorios rígidos completamente llenos, cubiertos con tapa rígida es diferente, sin embargo, si existe un pequeño espacio entre la superficie del líquido y la tapa (2% del volumen del reservorio), las presiones ejercidas sobre las paredes serán prácticamente iguales a las que se producirían en reservorios abiertos.

$$\left(\pi * \frac{D^2}{4} \right) * BL \geq 2\% * V \quad \Rightarrow \quad BL \geq 2\% * H$$

donde:

BL: Borde libre del contenedor

H: Altura de agua del contenedor equivalente.

Si el volumen de aire entre la superficie del líquido y la tapa es inferior al 2% del volumen del reservorio, se debe considerar como reservorio completamente lleno y en ese caso la masa asociada "Mi" considerada fija al recipiente se asume como el 100% de la masa total del líquido "Ma" y el valor de "Mc" se toma igual a cero.

$$Si : BL < 2\% * H \quad \Rightarrow \quad Mi = Ma \quad \& \quad Mc = 0$$

Debemos tener en cuenta que los parámetros mostrados anteriormente corresponden a contenedores circulares apoyados sobre el terreno. Si analizamos un reservorio elevado el parámetro que se modifica es el periodo impulsivo, debido a que depende de la masa del contenedor y las dimensiones de la estructura soporte.

2.2.3 Período impulsivo de un reservorio elevado

El período impulsivo de un tanque elevado debe calcularse a partir de la masa combinada de la estructura (M_s) y la masa impulsiva de fluido (M_i) que actúa a una altura $h_i + h_f$.

$$W_{CONTENEDOR} = W_{cs} + W_c + W_{tc} + W_{ci} + W_{ch} + W_s + W_i + W_a$$

Sólo un tercio ($1/3$) de la masa del fuste será efectivo en el centroide del reservorio para las consideraciones sísmicas; el otro porcentaje ($2/3$) de la masa del fuste es eficaz en la parte inferior del reservorio (en el nivel del suelo) y no contribuye a la vibración del sistema.

$$M_s = M_{CONTENEDOR} + \frac{1}{3} * M_f$$

$$M_{CONTENEDOR} = \frac{W_{CONTENEDOR}}{g}, \quad M_f = \frac{W_f}{g}$$

$$I_f = \pi * \left[\frac{(D_f + 2 * t_f)^4 - (D_f)^4}{64} \right]$$

La rigidez lateral del fuste " K_s ", es la fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del reservorio, necesaria para causar una unidad de desplazamiento horizontal.

Si consideramos deformaciones sólo por flexión en el fuste, la rigidez lateral es:

$$K_s = \frac{3 * E_c * I_f}{h_f^3}$$

Si consideramos deformaciones sólo por cizallamiento, la rigidez lateral es:

$$K_s = \frac{1}{\frac{h_f^3}{3 * E * I_f} + \frac{h_f}{K' * A * G}}$$

Para este tipo de estructuras el valor calculado de la rigidez lateral considerando deformaciones sólo por flexión da valores aproximados al calculado usando deformaciones sólo por cizallamiento. Se elige usar la fórmula para la rigidez lateral donde se considera sólo deformaciones por flexión debido a que está en función de parámetros más sencillo de calcular.

Quedando el periodo del modo impulsivo de la siguiente manera:

$$T_i = 2\pi * \sqrt{\frac{M_i + M_s}{K_s}}$$

Para un reservorio elevado el periodo impulsivo también puede expresarse de la siguiente manera:

$$T_i = 2\pi * \sqrt{\frac{\Delta}{g}}$$

donde:

$W_{\text{CONTENEDOR}}$: Peso propio total del contenedor.

W_{cs} : Peso propio de la cúpula superior.

W_c : Peso propio de la cuba cilíndrica.

W_{tc} : Peso propio del tronco cónico.

W_{ci} : Peso propio de la cúpula inferior.

W_{ch} : Peso propio de la chimenea.

W_s : Peso propio de la viga anular superior.

W_i : Peso propio de la viga anular inferior.

W_a : Peso propio de la viga de apoyo.

M_s : Masa estructural que será calculada como la masa del contenedor más un tercio de la masa del fuste (Sameer and Jain, 1994).

$M_{\text{CONTENEDOR}}$: Masa del contenedor comprende la losa de techo, pared, galería, losa de piso y vigas.

M_f : Masa del fuste.

W_f : Peso del fuste.

g : Aceleración de la gravedad.

I_f : Momento de inercia de la sección cilíndrica del fuste.

K_s : Rigidez lateral del fuste de sección cilíndrico.

T_i : Periodo impulsivo de un reservorio elevado vacío.

Δ : Deflexión del centro de gravedad del reservorio cuando una fuerza lateral de magnitud " $(M_s + M_i) * g$ " se aplica en el centro de gravedad del reservorio.

2.2.4 Análisis Dinámico Modal.

Es un procedimiento riguroso de análisis usado para la determinación de la fuerza sísmica, y está basado en que las estructuras, ante la ocurrencia de un sismo se van a deformar según sus modos propios de oscilación.

Los modelos masa-resorte en los cuales, si solo se consideran importante los desplazamientos horizontales, forman un sistema con tantos grados de libertad, como masas tengan.

Se define como grado de libertad, a cada parámetro que se necesita fijar para definir la configuración de un sistema.

En reservorios elevados se puede realizar el análisis modal considerando el Modelo equivalente de dos masas, que consta de un sistema de dos grados de libertad, cuyos resultados son cercanos a la realidad.

La respuesta del sistema de dos grados de libertad puede obtenerse a través de criterios de dinámica estructural elemental.

En los reservorios elevados los periodos están bien separados. Por lo tanto, el modelo de dos masas también puede ser tratado como la suma de dos sistemas de un grado de libertad.

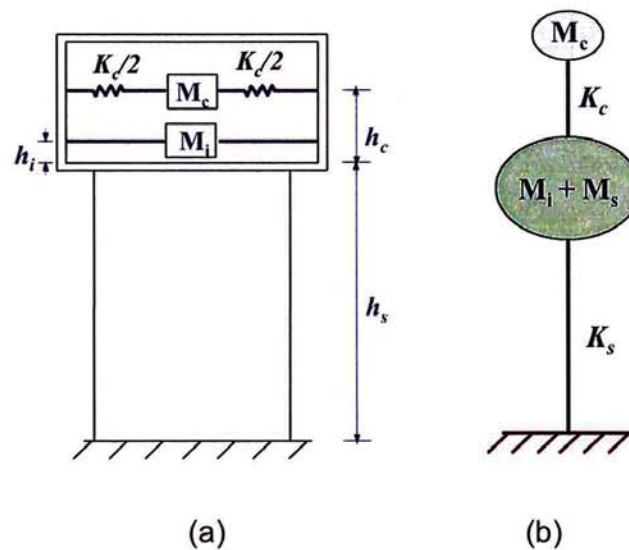


Figura N° 2.8: (a) Modelo mecánico equivalente, (b) Modelo de dos masas

2.2.5 Determinación de Periodos

Es importante hacer un cálculo razonablemente preciso de los periodos de vibración, ya que de estos depende la fuerza de diseño.

El periodo es el tiempo que transcurre para que la función cíclica que define los modos naturales de vibración se vuelva a repetir.

De la ecuación característica general:

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

donde:

K: Matriz de rigideces.

M: Matriz de masas.

ω : Frecuencia angular.

Y siendo:

$$M_1 = M_i + M_s$$

$$M_2 = M_c$$

$$K_1 = K_c$$

$$K_2 = K_s$$

Reemplazando valores:

$$\left| \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\begin{vmatrix} K_1 + K_2 - \omega^2 M_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - \omega^2 M_2 \end{vmatrix} = 0$$

Llamando:

$$\lambda = \omega^2$$

Reemplazando:

$$(K_1 + K_2 - \lambda * M_1) * (K_2 - \lambda * M_2) - (K_2)^2 = 0$$

Resolviendo la determinante obtenemos dos valores para λ :

$$\lambda_{1,2} = \frac{(K_1 M_2 + K_2 M_1 + K_2 M_2) \pm \sqrt{(K_1 M_2 + K_2 M_1 + K_2 M_2)^2 - 4K_1 K_2 M_1 M_2}}{2M_1 M_2}$$

De donde: $\lambda_1 < \lambda_2$

Entonces: $\omega_1 < \omega_2$

Se sabe que:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Por lo tanto: $T_1 < T_2$

Finalmente:

T_1 : Periodo del primer modo.

T_2 : Periodo del segundo modo.

2.2.6 Determinación de las Formas de Modo

Existen tantos modos de vibrar como grados de libertad se tenga.

$$\begin{bmatrix} K_1 + K_2 - \omega_i^2 M_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - \omega_i^2 M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1i} \\ X_{2i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

De donde:

$$(K_1 + K_2 - \omega_i^2 * M_1) * X_{1i} - K_2 * X_{2i} = 0$$

Para ambos modos tomamos la segunda componente como la unidad:

$$X_{2i} = 1$$

$$X_{1i} = \frac{K_2}{K_1 + K_2 - \omega_i^2 * M_1}$$

Normalizando con respecto a la matriz de masas "M"

$$\Phi_i^T M \Phi_i = \{1\}$$

Calculando:

$$X_i^T M X_i = [X_{1i} \ X_{2i}] \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1i} \\ X_{2i} \end{bmatrix} = X_{1i}^2 M_1 + X_{2i}^2 M_2$$

Obtenemos el vector característico o Eigenvector de cada modo de vibración:

$$\Phi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^T M X_i}}$$

Luego verificamos:

$$\Phi_i^T M \Phi_i = [\Phi_{1i} \ \Phi_{2i}] \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi_{1i} \\ \Phi_{2i} \end{bmatrix} = \Phi_{1i}^2 M_1 + \Phi_{2i}^2 M_2 = 1$$

Estudiando las formas de modo y los periodos de vibración que les corresponde, se observa que el periodo del primer modo "T₁" es aproximadamente igual al periodo de vibración de la masa móvil del agua "T_c", es decir que el movimiento de la masa móvil del agua es prácticamente independiente del movimiento de la estructura del reservorio, quien queda casi inmóvil.

También se puede inducir que el periodo del segundo modo de vibración "T₂" es similar al que le correspondería a un modo de vibración sin la masa móvil, ósea que el periodo del segundo modo es muy similar al periodo impulsivo "T_i".

Esto es típico de aquellas estructuras en que el primer modo de vibrar es muy grande con respecto al segundo modo (10 a 20 veces mayor).

2.3 NORMATIVA PERUANA NTP E.030 Y ACI 350.3-06

Debido a que la Norma sismo resistente peruana E.030 no especifica el diseño de reservorios elevados, como alternativa se puede aceptar la aplicación del código ACI 350.3-06, adaptándolo a las recomendaciones de diseño sismo resistente de la norma sísmica peruana.

A continuación se describe los parámetros de sitio de la Norma peruana considerando las indicaciones del Código americano.

2.3.1 Zonificación

El territorio peruano se divide en tres zonas, a cada zona se le asigna un factor Z según se indica en el cuadro N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Cuadro N° 2.1: Factor de zona

Zona	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Fuente: Tabla N°1 - NTP E-030

2.3.2 Condiciones Geotécnicas

Los perfiles de suelo se clasifican en cuatro tipos 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.

Cuadro N° 2.2: Parámetros del suelo

Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	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	*	*

Fuente: Tabla N°2 - NTP E-030

donde:

T_p: Periodo que define la plataforma del espectro y donde desciende la curva C.

S: Factor de amplificación del suelo.

2.3.3 Factor de Amplificación Sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

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

$$C = \frac{\ddot{U}_{\text{max}}}{\ddot{U}_G \text{ max}}$$

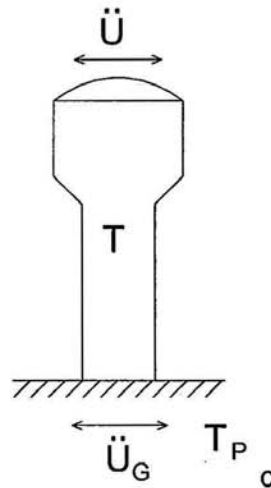


Figura N° 2.9: Factor de amplificación sísmica

donde:

T: Periodo fundamental de la estructura

\ddot{U} : Aceleración de la estructura.

\ddot{U}_G : Aceleración del suelo.

De acuerdo al artículo R9.4 de la norma ACI 350.3-06, para el caso de reservorios de concreto armado, la aceleración espectral del modo impulsivo se obtiene a partir de un amortiguamiento del 5% del espectro de respuesta elástico y la aceleración espectral del modo convectivo se obtiene a partir de un amortiguamiento 0,5% en todos los casos.

De acuerdo al artículo R9.4 de la norma ACI 350.3-06, el número 1.5 representa la relación aproximada entre los coeficientes de respuesta basados en un amortiguamiento de 0,5% y los basados en 5% de amortiguamiento.

Cuadro N° 2.3: Amortiguamiento y factor de coeficiente sísmico

Modos de vibración	Amortiguamiento	Coefficientes de Respuesta Sísmica
Modo Impulsivo Asociado a la masa impulsiva	$\xi = 5\%$	$C_i = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$
Modo Convectivo Asociado a la masa convectiva	$\xi = 0.5\%$	$C_c = 1.5 \times 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 3.75$

Fuente propia

2.3.4 Factor de Importancia

Como una medida para incrementar el margen de seguridad asociado al diseño estructural, la mayoría de códigos exigen la aplicación del llamado Factor de Importancia, que depende de la importancia, uso, riesgo de fallo y categoría de ocupación de la estructura.

De acuerdo a la Tabla N° 3 de la NTP E-030, un reservorio de agua es de categoría Esencial A y el factor de uso e importancia (I) será igual a 1.5.

La Norma ACI 350.3-06 da los siguientes valores para el factor de importancia:

Cuadro N° 2.4: Factor de categoría de la estructura

	Uso del Reservorio	Factor I
III	Los tanques que contienen materiales peligrosos	1.50
II	Los tanques que tienen la intención de permanecer utilizable para casos de emergencia después de un terremoto, o tanques que forman parte de los sistemas de línea de vida	1.25
I	Sin anclaje, con o sin cojines de contención	1.00

Fuente: ACI 350.3-06, Tabla N°4.1.1 (a)

Al estar realizando un análisis sísmico con parámetros más detallados, podríamos escoger un factor de seguridad menos conservador y más económico. Por tal razón en este informe se usara el valor de "I" igual a 1.25, tanto para el análisis sísmico como para el cálculo estructural.

2.3.5 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica

El Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmica (R) permite pasar del espectro elástico al espectro de diseño inelástico.

La NTP E-030 no especifica un valor para el Coeficiente de Reducción de estructuras tipo péndulo invertido como es el caso de un reservorio elevado.

La Norma ACI 350.3-06 da los siguientes valores para el factor de reducción:

Cuadro N° 2.5: Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica

Tipo de Estructura	R _i apoyado	R _i enterrado	R _c
Anclados, tanques con base flexible	3.25	3.25	1.00
Fijos o articulados en la base (conexión Rígida)	2.00	3.00	1.00
Sin anclaje, con o sin cojines de contención	1.50	2.00	1.00
Tanques elevados	2.00	-	1.00

Fuente: ACI 350.3-06, Tabla N°4.1.1 (b)

Teniéndose para un reservorio elevado los siguientes valores:

R_i = 2 (Peso estructural y Masa Impulsiva del agua)

R_c = 1 (Masa Convectiva del agua)

2.4 NORMATIVA AMERICANA ASCE 7-10, IBC-2012 Y ACI 350.3-06

El código americano desarrolla un procedimiento que permite definir los espectros de diseño a partir de lo que se denomina terremoto máximo considerado (MEC, *maximum considered earthquake*). Este no debe interpretarse como el máximo terremoto que puede ocurrir en una región, sino como el máximo nivel de sacudimiento que se considera razonable para el diseño de estructuras. Se describe a continuación, en términos generales, el criterio que adopta las especificaciones ASCE 7-10 y el IBC-2012.

Si deseamos realizar en nuestro país el análisis sísmico aplicando la norma ASCE 7, es necesario contar con un estudio de Riesgo Sísmico con la finalidad de determinar los espectros de diseño que definan los parámetros de máxima aceleración de respuesta.

Ver en el Anexo las definiciones y referencias de cada parámetro mencionado a continuación.

2.4.1 Parámetros Sísmicos

Se utilizará los parámetros de sitio de la Norma E-030 complementada con las

indicaciones del código ACI 350.3-06.

- Ocupancia y Categoría de Riesgo de la estructura
La Ocupancia es el propósito para el cual la estructura está destinada a ser usada.
La Categorización determina el nivel de las cargas sísmicas basadas en el riesgo asociado a un rendimiento aceptable de la estructura.
IBC-2012, Tabla 1604.5 \ ASCE 7-10, Tabla 1.5-1
- Factor de Importancia sísmica de la estructura
ASCE 7-10, Tabla 1.5-2
- Clase de Sitio basado en las propiedades del suelo
ASCE 7-10, Sección 11.4.2 & Capítulo 20: *Site Classification Procedure for Seismic Design*

Un reservorio elevado que contiene agua potable para el consumo humano es una estructura con categoría de riesgo III y factor de importancia igual a 1.25.

2.4.2 Parámetros del espectro de máxima aceleración de respuesta

El terremoto máximo considerado, MEC, se caracteriza mediante tres parámetros principales: S_s , S_1 y T_L . Obtenidos a partir de un estudio de Riesgo Sísmico.

Los parámetros S_s y S_1 se determinarán a partir de la aceleración espectral para 0.2 s y 1s respectivamente y con un amortiguamiento del 5%.

- S_s : Aceleración espectral medida para períodos cortos.
ASCE 7-10, Sección 11.4.1
- S_1 : Aceleración espectral considerada para el período de 1 s.
ASCE 7-10, Sección 11.4.1
- T_L : Período de transición para períodos largos. Define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.
ASCE 7-10, Sección 11.4.5

2.4.3 Coeficiente de Sitio

Para sitios cuya clase difiere de la B es necesario modificar la respuesta espectral, de modo de considerar el efecto del suelo, que afecta tanto los valores

de aceleración como la forma del espectro. Esta modificación se logra mediante dos coeficientes de sitio, F_a y F_v , que multiplican a las aceleraciones espectrales S_s y S_1 . Los coeficientes F_a y F_v se encuentran tabulados y sus valores dependen de la clase de sitio y de los niveles de aceleración S_s y S_1 .

- F_a : Para aceleraciones espectrales en períodos cortos.
IBC-2012, Tabla 1613.3.3 (1) \ ASCE 7-10, Tabla 11.4-1
- F_v : Para aceleraciones espectrales para el período de 1 s.
IBC-2012, Tabla 1613.3.3 (2) \ ASCE 7-10, Tabla 11.4-2

2.4.4 Parámetros de diseño de aceleración de respuesta espectral

El espectro de diseño se determina considerando una reducción de las aceleraciones espectrales de referencia para el terremoto máximo considerado, MCE, de modo que:

$$S_{MS} = F_a * S_s$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} = \frac{2}{3} * F_a * S_s$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1} = \frac{2}{3} * F_v * S_1$$

Donde el factor 2/3 representa un “margen sísmico” para transformar el espectro MCE, que corresponde a un nivel de colapso, en otro a nivel de diseño. Como consecuencia de dividir por 2/3, se obtiene un margen uniforme contra el colapso, pero no una probabilidad de ocurrencia uniforme de los espectros obtenidos para distintos sitios.

Finalmente, para obtener el espectro completo, se determinan los periodos de transición T_0 y T_s mediante las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

siendo:

- S_{MS} : Aceleración espectral máxima para períodos cortos.
IBC-2012, Ecuación 16-37 \ ASCE 7-10, Ecuación 11.4-1
- S_{M1} : Aceleración espectral máxima para el período de 1s.
IBC-2012, Ecuación 16-38 \ ASCE 7-10, Ecuación 11.4-2
- S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para períodos cortos.
IBC-2012, Ecuación 16-39 \ ASCE 7-10, Ecuación 11.4-3
- S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para el período de 1s.
IBC-2012, Ecuación 16-40 \ ASCE 7-10, Ecuación 11.4-4

2.4.5 Categoría de diseño sísmico

- S_{DS} : Categoría basada en período de corto plazo
IBC-2012, Tabla 1613.3.5 (1) \ ASCE 7-10, Tabla 11.6-1
- S_{D1} : Categoría basada en período de 1 s
IBC-2012, Tabla 1613.3.5 (2) \ ASCE 7-10, Tabla 11.6-2

2.4.6 Coeficiente de Respuesta Sísmica Impulsiva (C_i)

De la norma ACI 350.3-06 se tiene lo siguiente:

$$Si : T_i \leq T_s \Rightarrow C_i = S_{DS}$$

$$Si : T_i > T_s \Rightarrow C_i = \frac{S_{D1}}{T_1} \leq S_{DS}$$

siendo:

T_i : Período impulsivo.

C_i : Coeficiente de Respuesta Sísmica Impulsiva.

2.4.7 Coeficiente de Respuesta Sísmica Convectiva (C_c)

De la norma ACI 350.3-06 se tiene lo siguiente:

$$Si : T_c \leq \frac{1.6}{T_s} \Rightarrow C_c = 1.5 * \frac{S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 * S_{DS}$$

$$Si : T_c > \frac{1.6}{T_s} \Rightarrow C_c = 6 * \frac{0.4 * S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4 * S_{DS}}{T_c^2}$$

El factor 1.5 representa la relación aproximada entre los coeficientes de respuesta basados en un amortiguamiento de 0,5% y los basados en 5% de amortiguamiento.

El factor $0.4 * S_{DS}$ es una aproximación de la aceleración pico efectiva del suelo

" S_0 " (a $T=0$ s) reducido por un factor de $2/3$. Es decir: $\left(0.4 * S_{DS} \approx \frac{2}{3} * S_0\right)$.

siendo:

T_i : Periodo convectivo.

C_c : Coeficiente de Respuesta Sísmica Convectiva.

2.4.8 Pseudo Aceleración (C_s)

De la norma ACI 350.3-06 se tiene lo siguiente:

$$C_{si} = \frac{C_i * I}{R_i}$$

$$C_{sc} = \frac{C_c * I}{R_c}$$

siendo:

C_{si} : Pseudo aceleración impulsiva.

C_{sc} : Pseudo aceleración convectiva.

2.5 NORMATIVA AMERICANA ASCE 7-10, IBC-2012 Y ACI 371R-08

Similar al caso anterior usamos los parámetros sísmicos de las normas ASCE 7-10 e IBC-2012.

2.5.1 Coeficiente de Respuesta Sísmica

De la norma ACI 371R-08 que adopta el cálculo del espectro del ASCE 7-10, se tiene lo siguiente:

$$Si: T \leq T_s \Rightarrow S_a = S_{DS}$$

$$Si: T_s < T \leq T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$Si: T > T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$$

donde:

T : Periodo fundamental de la estructura.

T_L : Periodo de transición para periodos largos.

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

2.5.2 Pseudo Aceleración (Cs)

$$C_{si} = \frac{S_{a(r_i)} * I}{R_i}$$

$$C_{sc} = 1.5 * \frac{S_{a(r_c)} * I}{R_c}$$

El factor 1.5 representa la relación aproximada entre los coeficientes de respuesta basados en un amortiguamiento de 0,5% y los basados en 5% de amortiguamiento.

donde:

C_{si}: Pseudo aceleración impulsiva.

C_{sc}: Pseudo aceleración convectiva.

2.6 CALCULO SÍSMICO

2.6.1 Aceleración Espectral Inelástica

Usando el método llamado espectral, basado en registros pasados de sismos que contengan diferentes hipocentros y distancias epicentrales, se tiene la ventaja de poder caracterizar el poder destructivo de los sismos independientemente de la calidad de la construcción, y por medio de la absorción de energía de las ondas sísmicas. El espectro sísmico también se denomina espectro de respuesta, ya que muestra la forma en que la estructura responde a las perturbaciones sísmicas.

Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importantes para cuantificar los efectos de los terremotos y el diseño sismorresistente.

En consecuencia se hace un análisis numérico comparativo en base a la Pseudo aceleración usando los procedimientos descritos en los Artículos 2.3, 2.4 y 2.5, concluyéndose que los cálculos obtenidos con la Norma E-030 complementada con el código ACI 350.3-06, dan un valor de Pseudo aceleración muy similar en el modo impulsivo y ligeramente mayor en el modo convectivo a las Pseudo

aceleraciones calculadas con los códigos americanos; ASCE 7-10, IBC-2012, ACI 350.3-06 y ACI 371R-08.

El código ACI 350.3-01, genera un espectro de Pseudo aceleraciones considerando que los periodos menores de 2.40s deben estar asociados a la masa impulsiva y los periodos mayores a 2.40s se deben asociar a la masa convectiva.

Por lo tanto, considerando el espectro teórico del reglamento peruano combinando con algunos parámetros de la normativa americana, tendremos lo siguiente:

Cuadro N° 2.6: Valores de Pseudo aceleración espectral

Modos de vibración	T (s)	Pseudo Aceleración Espectral
Modo Impulsivo Asociado a la masa impulsiva	$T_i \leq 2.4 \text{ s}$	$Sa(ti) = \frac{Z * I * C_i * S}{R_i} * g$
Modo Convectivo Asociado a la masa convectiva	$T_c > 2.4 \text{ s}$	$Sa(tc) = \frac{Z * I * C_c * S}{R_c} * g$

Fuente propia

Las aceleraciones mayores correspondientes al espectro, se dan para el sistema rígido inercial compuesto por la estructura del reservorio y la masa impulsiva rígidamente unida y obviamente sus periodos de oscilación son pequeños e inferiores a 2.40 segundos.

La masa convectiva que oscila y forma el oleaje tiene periodos mayores de oscilación como es obvio debido a su pobre rigidez o mucha flexibilidad, pero sin embargo asimismo recibe un incremento en la aceleración, debido a que posee mayor ductilidad respecto de un sistema rígido, en todos los casos el factor de modificación de respuesta R_{wc} para la masa convectiva tiene el valor de 1.00.

Se puede definir al Espectro de respuesta de Pseudo aceleraciones como un gráfico de la respuesta máxima expresada en términos de aceleración que produce una acción dinámica determinada en una estructura. En este gráfico, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en

ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ .

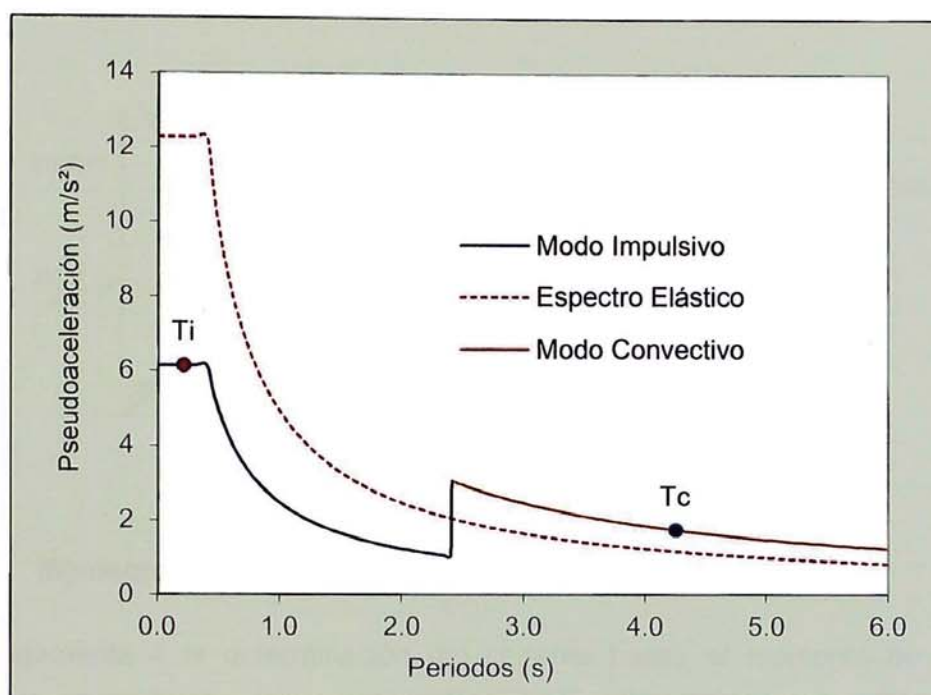


Figura N° 2.10: Espectro de respuesta de un reservorio elevado

2.6.2 Cortante Sísmica Basal

Las fuerzas sísmicas asociadas a las masas efectivas y las presiones dinámicas del líquido se emplean en la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que finalmente se usaran en el diseño estructural del reservorio elevado.

La cortante basal en el modo impulsivo, situado justo por encima de la base del fuste (es decir, en la parte superior de la zapata del fuste) viene dada por:

$$V_i = Sa(t_i) * (M_i + M_s)$$

La cortante basal en el modo convectivo está dado por:

$$V_c = Sa(t_c) * M_c$$

La fuerza cortante total en la base "V", se puede obtener mediante la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de la fuerza cortante basal en el modo impulsivo y convectivo, se da de la siguiente manera:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

siendo:

Pseudo aceleración espectral en modo impulsivo: $C_{si} = Sa(ti)$

Pseudo aceleración espectral en modo convectivo: $C_{sc} = Sa(tc)$

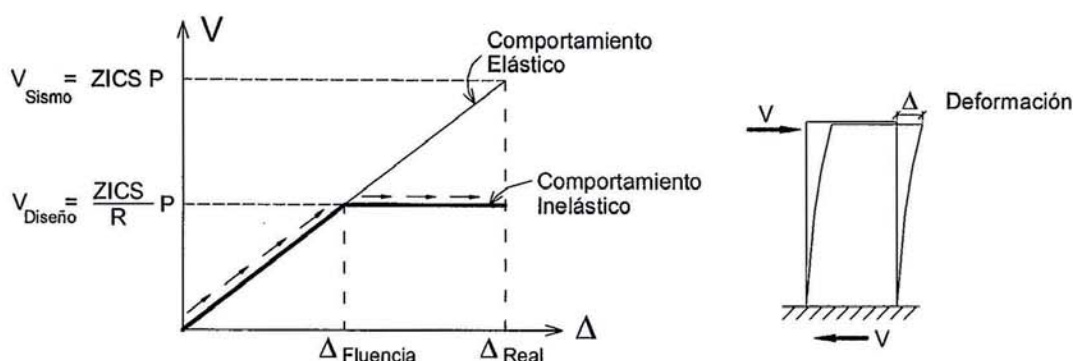


Figura N° 2.11: Cortante sísmica basal

2.6.3 Momento de Volteo

Análogamente a la determinación del cortante basal, el momento de volteo debido a la acción sísmica se determina como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes impulsiva y convectiva multiplicado por los brazos de momento respectivos. Estos brazos de momentos incluyen las alturas efectivas asociadas al modo impulsivo, convectivo y las alturas desde la base del fuste del reservorio elevado al centro de gravedad de las masas de la pared y el techo.

El momento volcante en el modo impulsivo, situado justo por encima de la base del fuste (es decir, en la parte superior de la zapata del fuste) viene dada por:

$$M_{vi}^* = Sa(ti) * \sum (M_i + M_s) * H_{cg}^*$$

Cortante basal en el modo convectivo está dado por:

$$M_{vc}^* = Sa(tc) * M_c * H_{cg}^*$$

El momento volcante total en la base "M_v", se puede obtener mediante la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del momento volcante en el modo impulsivo y convectivo, se da de la siguiente manera:

$$M_v^* = \sqrt{(M_{vi}^*)^2 + (M_{vc}^*)^2}$$

Para reservorios elevados, el diseño deberá ser elaborado para la condición de tanque lleno y tanque vacío, siendo en su mayoría la condición de tanque lleno la más crítica.

El símbolo (*) significa que para el cálculo de la fuerza volcante se toma en cuenta las presiones del fondo y paredes del contenedor ($\alpha = 1.33$, $\beta = 2$).

Teniendo finalmente las siguientes alturas para el modo impulsivo y convectivo:

$$h_i^* = \frac{3}{8} H^* \left[1 + 1.33^* \left(\frac{Ma}{Mi} - 1 \right) \right] \quad h_c^* = H^* \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13.5}^* \frac{H}{D}\right) - 2}{\sqrt{13.5}^* \frac{H}{D} * \sinh\left(\sqrt{13.5}^* \frac{H}{D}\right)} \right]$$

2.6.4 Altura Libre por Oleaje

Se debe dejar una altura libre entre el nivel del líquido y el tope entre las paredes y el techo para evitar daños producidos por el oleaje asociado al modo convectivo.

$$d_{\max} = \frac{D}{2} * C_c * I$$

También debemos verificar que el borde libre sea mayor o igual a la altura libre por oleaje.

$$BL \geq d_{\max}$$

donde:

D: Diámetro interno de la cuba cilíndrica ($D=2*a$).

C_c : Coeficiente de Respuesta Sísmica Convectiva.

I: Factor de Importancia.

BL: Borde libre.

2.6.5 Efecto P-Delta

Del código del Instituto Indio de Tecnología de Kanpur; "IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks - 2007", se tiene lo siguiente:

En reservorios elevados con fuste alto (altura de fuste mayor a cinco veces la menor dimensión lateral) puede ser necesario incluir el efecto P-Delta. Para este tipo de reservorios altos se debe verificar que el aumento de los modos del fuste no tiene contribución significativa en la respuesta dinámica.

El efecto P-Delta se puede minimizar mediante la restricción de la deflexión lateral total del fuste a "hf/500", donde "hf" es la altura del fuste.

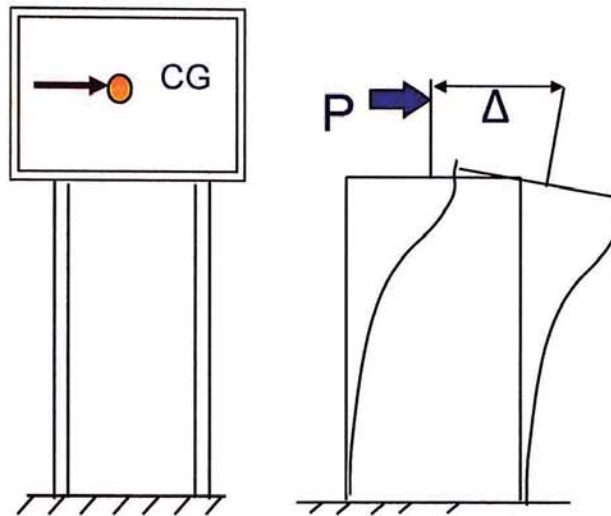


Figura N° 2.12: Efecto P-Δ

Entonces para no considerar el efecto P-Delta, considerar lo siguiente:

$$h_f \leq 5 * D_f$$

$$\Delta(cm) < \frac{h_f(m)}{500}$$

donde:

Δ: Deflexión lateral total del fuste.

hf: Altura del fuste cilíndrico.

Df: Diámetro interno del fuste cilíndrico (Df=2*b).

Se recomienda que en los reservorios elevados el efecto P-Delta sea mínimo o despreciable, ya que al considerarlo se podría incrementar los espesores de las paredes, la cuantía de acero de refuerzo y la cimentación, elevando finalmente el valor del costo de la estructura.

2.7 MODELO MATEMÁTICO

El análisis estructural se realizara usando un modelo matemático elaborado en un software especializado, en este informe se usara el programa de cómputo denominado SAP2000 (Structural Analysis Programs), que basado en la aplicación de conceptos de elementos finitos e idealizando la estructura con 6 grados de libertad por cada nudo, determina los esfuerzos resultantes de los elementos que compone la estructura debido a las aplicaciones de cargas a las

que será sometida.

La ventaja de realizar el análisis estructural en un software especializado como el SAP2000, radica en la facilidad y rapidez con que se ingresan los datos geométricos y físicos, así como también la rapidez con que realiza el análisis y diseño de los elementos que conforman la estructura, permitiendo al usuario variar fácilmente datos geométricos o propiedades para así lograr una optimización en la resistencia, servicio y economía del diseño.

El SAP2000 hace el análisis estructural siguiendo la metodología del análisis elástico lineal, teniendo además la posibilidad de realizar un análisis de segundo orden o también conocido como análisis P-Delta.

El análisis sísmico en el modelo matemático se efectuó siguiendo las indicaciones de la norma Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3).

Para el análisis, la estructura fue modelada con una malla de elementos finitos tipo shell, la cual representa tanto los muros y las losas. La malla posee tanto las propiedades del material empleado (concreto) como los espesores de los muros y losas.

Las cargas hidrostáticas fueron asignadas a los muros y losas por medio de joint patterns teniendo en consideración la gradiente en la distribución de las presiones.

Para el análisis sísmico dinámico se modeló el movimiento del agua con un conjunto de puntos a los cuales les fueron asignados la masa convectiva del agua y un constrain con un grado de libertad traslacional en la dirección de análisis. Estos puntos fueron unidos a las paredes cilíndricas para transmitirles la fuerza sísmica por medio de resortes con una rigidez obtenida a partir de la masa de agua convectiva y el periodo convectivo hallados con la norma ACI 350.3. En todos los nudos de los elementos shell se consideraron, además, los grados de libertad estáticos correspondientes y se les asignaron las masas impulsivas halladas con la norma ACI 350.3.

Luego la respuesta sísmica se obtuvo empleando el método de superposición espectral considerando como criterio de combinación modal la "Combinación

Cuadrática Completa”, (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

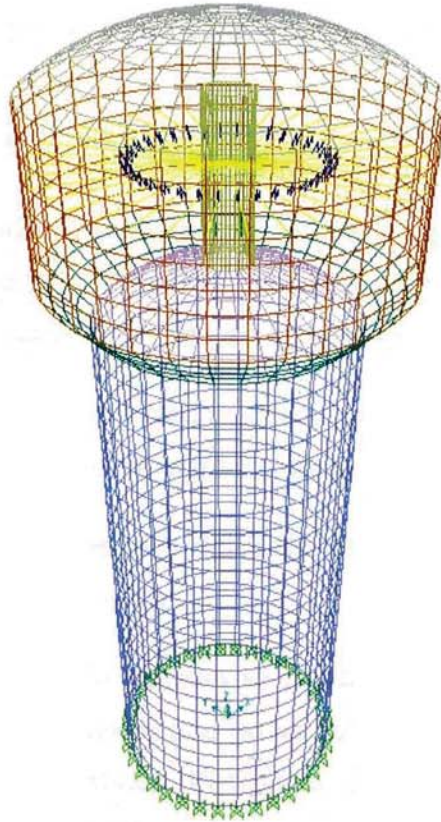


Figura N° 2.13: Modelo en SAP2000 del reservorio elevado

2.7.1 Procedimiento de Modelado

- Una vez dibujada la geometría del reservorio elevado, se recomienda discretizar radialmente en 36 partes (en ángulos de 10°).
- La masa móvil o convectiva se calcula en función a la geometría de la cuba y el resorte lineal es idealizado mediante una sistema radial de resortes, que representa el movimiento del agua en forma espacial.
- Ubicamos la masa convectiva a una altura “Zc”, e ira en los ejes locales U1 y U2.

$$Z_c = h_f + h_{casquete}^{c.g.} + h_C$$

- Unimos la masa convectiva a las paredes de la cuba del reservorio mediante elementos tipo “Link Linear” que tienen las propiedades de un resorte. La rigidez de cada resorte “Kci” será igual al de la rigidez convectiva entre **36**.

$$K_{Ci} = \frac{K_C}{36}$$

- La masa impulsiva se modelara concentrada en los nudos de la cuba a una altura "Zi".

$$Z_i = h_f + h_{\text{casquete fondo}}^{c.g.} + h_i$$

- La masa fija o impulsiva se modela adherida a las paredes de la cuba del reservorio y se dividirá en 36 partes, siendo la masa adherida en cada nudo igual a "Mi/36". La masa impulsiva ira en el eje local U3.
- En el modelo matemático también se debe agregar la presión hidrostática del agua, su empuje vertical sobre el tronco cónico y casquete de fondo.
- Se recomienda que los apoyos del fuste estén empotrados, ya que estos estarán sobre una zapata rígida.
- En el modelo en SAP2000 también se puede modelar la cimentación, para esto es recomendable verificar que no se sobrepase la capacidad admisible del terreno, y si se originan tracciones en la cimentación, corregirlas aplicando un análisis no lineal.

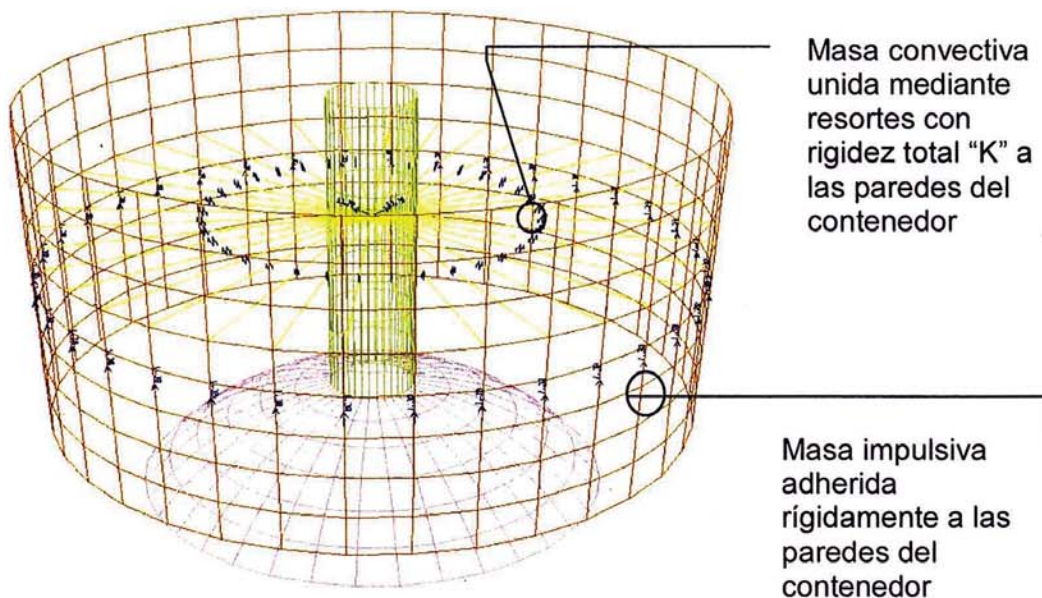


Figura N° 2.14: Modelo en SAP2000 con masas y resortes

CAPÍTULO III: CALCULO ESTRUCTURAL

Los elementos que componen las estructuras de almacenamiento de agua se diseñaran para que soporte los esfuerzos producidos por cargas vivas, cargas muertas, presión hidráulica y sismos que ocurren.

3.1 DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

Para el diseño de los elementos estructurales se ha tomado como criterio de diseño el Diseño por Resistencia última. Este método es en esencia un diseño por estados límites y consiste en dar a todos los elementos estructurales una resistencia de diseño de por lo menos igual a la resistencia requerida que se obtiene al amplificar las cargas actuantes en los elementos estructurales mediante factores establecidos en la Norma E.060 de Concreto Armado.

$$\Phi R_n \geq R_u \dots (I)$$

En donde:

ΦR_n Resistencia de Diseño o Resistencia requerida.

Φ Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.

R_n Resistencia Nominal, corresponde a aquella calculada mediante un modelo matemático del comportamiento del elemento frente a determinada sollicitación.

R_u Resistencia Última Requerida.

En el Diseño por Resistencia se deberá analizar la estructura para cargas de servicio asumiendo un comportamiento elástico, incluyendo la acción de cargas que actúan sobre ella en su vida útil (cargas muertas, vivas, líquidos y de sismo), luego los resultados de cada uno de los efectos de las cargas individuales se combinan con sus respectivos factores de carga o factores de amplificación. De este modo se determina la resistencia requerida en cada sección del elemento y se procede a su diseño por flexión, corte o flexo compresión, cumpliendo con la expresión (I).

3.1.1 Factor de Reducción de Resistencia

En la sección 9.3.2 del ACI 350-06, se indican los factores de reducción de resistencia.

Solicitud	Factor de Reducción
Flexión sin carga axial	0.90
Flexión con carga axial de tensión	0.90
Cortante en concreto (aplastamiento del concreto)	0.75
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Elementos con Estribos	0.70
Elementos con Espirales	0.75

3.1.2 Combinaciones de cargas

En la sección 9.2.1 del ACI 350-06, se indica las siguientes combinaciones: de carga para diseño en Concreto Armado.

$$U1 = 1.4 CM + 1.7 CL$$

$$U2 = 1.2 (CM + CL) + 1.6 CV$$

$$U3 = 1.2 CM + 1.0 CV$$

$$U4 = 1.2 CM + 1.2 CL \pm 1.0 CS + 1.0 CV$$

$$U5 = 0.9 CM + 1.2 CL \pm 1.0 CS$$

Dónde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CL: Carga de Liquido

CS: Carga de Sismo

Para el diseño se ha tomado el caso más desfavorable al considerar que las cargas actúan por separado y no se contrarrestan.

3.2 FACTOR DE DURABILIDAD

Se utiliza un factor de seguridad adicional para las cargas llamado "Factor de durabilidad". El propósito de este factor es reducir indirectamente los esfuerzos, y por lo tanto la tensión, en el acero de refuerzo. El resultado es una menor tensión en el concreto, y por lo tanto, un menor agrietamiento. La carga factorada se multiplicará por S_d , que tiene diferentes valores para diferentes cálculos.

En la sección 9.2.6 del ACI 350-06, se indica el factor de durabilidad S_d como:

$$S_d = \frac{\phi * f_y}{\gamma * f_s} \geq 1.0$$

Dónde:

$$\gamma = \frac{C \text{ arg } a \text{ Factorada}}{C \text{ arg } a \text{ sin factorar}}$$

Esfuerzo requerido = $S_d * \text{Carga Factorada} = S_d * U$

f_s : Esfuerzo permisible de tracción en el acero de refuerzo

En la sección C9.2.9 del ACI 350-06, se indica los factores de durabilidad (S_d) considerados en la Norma, son:

Elementos sujetos a efectos a flexión: $S_d = 1.30$

Elementos sujetos a efectos axiales de tensión: $S_d = 1.65$

(Incluyendo tensiones anulares en el acero de refuerzo)

Por fuerzas cortantes que toma el acero de refuerzo: $S_d = 1.30$

(Incluyendo tensiones anulares)

Por fuerzas cortantes que toma el concreto: $S_d = 1.00$

En secciones de concreto armado que no sean controladas por la compresión, la resistencia requerida U se multiplicará por el factor de durabilidad ambiental (S_d), donde la durabilidad, la retención del líquido o servicios similares son considerados. En el caso del diseño por corte, este factor se aplicara al esfuerzo de corte en exceso tomado sólo por el refuerzo de corte. Este factor de durabilidad no podrá ser utilizado para diseños utilizando cargas de servicio y esfuerzos admisibles.

3.3 ESPESOR DE PARED

Generalmente, en el diseño de elementos de concreto armado, se ignora la resistencia a la tracción del concreto.

Cualquier agrietamiento significativo en un tanque que contenga líquido es inaceptable. Por esta razón, se debe asegurar que el esfuerzo en el concreto por

tensión anular sea mínimo para evitar el agrietamiento excesivo.

El esfuerzo de tracción admisible del concreto esta por lo general entre 7% y 12% de la resistencia a la compresión. El valor de 10% de la resistencia del concreto se utiliza en el ACI 350.

De acuerdo con el ACI 350, los muros de concreto armado de 3 metros de alto o más, que estén en contacto con líquidos, deberán tener un mínimo espesor de 30 cm.

A continuación mostramos el análisis:

- La contracción acortará al bloque de dimensión unitaria (1-und) una distancia de ϵsh , lo que da como resultado la contracción por unidad de longitud.
- La presencia de la barra de acero impide algún acortamiento del concreto $\epsilon s < \epsilon sh$.
- El acero se acorta una distancia ϵs y en consecuencia está sujeto a un esfuerzo de compresión f_s , mientras que el concreto se alargará una distancia $(\epsilon sh - \epsilon s)$ y estará sujeto a un esfuerzo de tracción f_c .

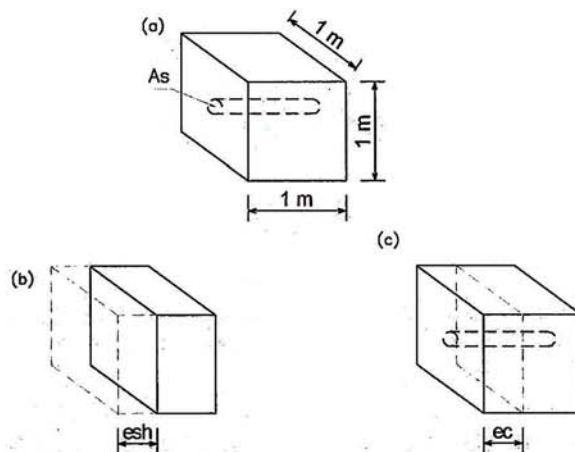


Figura N° 3.1: Contracción en una sección de concreto

Comprando con (b), el concreto en (c) es alargada por una distancia $1 \text{ und} * \epsilon sh$ de su condición sin tensión, por lo que el esfuerzo en el concreto es:

$$f_c = \epsilon_c * E_c$$

Comprando con (a), el acero en (c) se acorto una distancia $(1m-1und)* \epsilon_{sh}$

$$f_s = \epsilon_s * E_s$$

Considerando equilibrio, la tensión total en el concreto deberá ser igual a la compresión total en el acero:

$$A_s * f_s = A_c * f_{ct}$$

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_s + \epsilon_c \Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_{sh} - \epsilon_c$$

Sabiendo que: $n = \frac{E_s}{E_c}$

Reemplazando:

$$\frac{f_s}{E_s} = \epsilon_{sh} - \frac{f_{ct}}{E_c} \Rightarrow f_s = \epsilon_{sh} * E_s - \frac{E_s}{E_c} * f_{ct} \Rightarrow f_s = \epsilon_{sh} * E_s - n * f_{ct}$$

Reemplazando:

$$A_s * (\epsilon_{sh} * E_s - n * f_{ct}) = A_c * f_{ct} \Rightarrow A_s * \epsilon_{sh} * E_s = (A_c + n * A_s) * f_{ct}$$

$$f_{ct} = \frac{\epsilon_{sh} * E_s * A_s}{A_c + n * A_s}$$

El esfuerzo del concreto debido a la tensión anular, T, es prácticamente igual a:

$$f_{ct} = \frac{T}{A_c + n * A_s}$$

El esfuerzo combinado de tracción en el concreto es igual a:

$$f_{ct} = \frac{T + \epsilon_{sh} * E_s * A_s}{A_c + n * A_s}$$

Esta fórmula se puede utilizar para investigar las tensiones de anillo en paredes circulares.

Para una sección rectangular de 100 cm de altura y con un espesor t, luego:

$$A_c = 100 * t \wedge A_s = \frac{T}{f_s}$$

Reemplazando:

$$f_{ct} = \frac{T + \varepsilon_{sh} * E_s * \frac{T}{f_s}}{100 * t + n * \frac{T}{f_s}}$$

Siendo el espesor:

$$t = \left(\frac{\varepsilon_{sh} * E_s + f_s - n * f_{ct}}{100 * f_s * f_{ct}} \right) * T$$

Siendo:

ε_{sh} : Coeficiente de contracción para concreto armado, está en el intervalo de 0.0002 hasta 0.0004.

ε_{sh} : Coeficiente de contracción para concreto simple, está en el intervalo de 0.0003 hasta 0.0008.

Sin embargo, en esta ecuación se ha utilizado tradicionalmente el valor de 0,0003.

T: Fuerza de tracción en servicio

Entonces:

$$\varepsilon_{sh} = 0.0003$$

$$f_{ct} = 0.1 * f'c$$

$$f_s = \frac{f_y}{3} = 1400 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

3.4 ESPECIFICACIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO

La cantidad, el diámetro y el espaciamiento de las barras de refuerzo tienen un gran efecto sobre el grado de agrietamiento.

La cantidad de refuerzo colocado deberá ser lo suficiente como para proporcionar resistencia y capacidad de servicio incluyendo la temperatura y efectos de contracción.

Se debe proporcionar detalles apropiados para asegurar que el agrietamiento se

produzca en las articulaciones y que las articulaciones están debidamente impermeabilizadas para evitar fugas de agua.

El diámetro de las barras de refuerzo se elegirá sabiendo que el agrietamiento puede controlarse mejor mediante el uso de un mayor número de barras de pequeño diámetro en lugar de un menor número de barras de mayor diámetro.

El espaciamiento de las barras de refuerzo debe limitarse a un máximo de 30 cm.

El recubrimiento mínimo del concreto para el reforzamiento en la pared del tanque debe ser por lo menos 5 cm.

El espesor de pared debe ser lo suficiente para evitar que el concreto se agriete. Si el concreto se agrieta, el refuerzo anular debe ser capaz de llevar toda la tensión anular.

En tanques circulares, la ubicación de los empalmes horizontales debe ser escalonada. Los empalmes deben estar escalonados horizontalmente por lo menos una longitud de traslape o 90 cm y no deben coincidir en arreglos verticales con mayor frecuencia que cada tres barras.

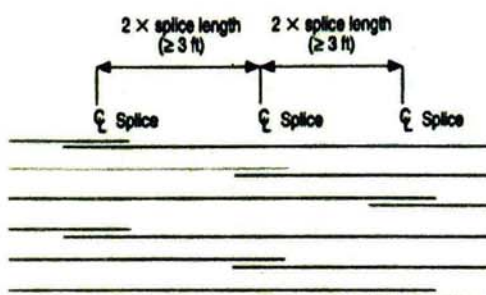


Figura N° 3.2: Escalonamiento de empalmes de barras anulares

3.5 CALCULO DEL REFUERZO

3.5.1 Refuerzo por Corte

El esfuerzo cortante tomado por el refuerzo por corte, se define como la resistencia requerida al corte en exceso, en adición a la resistencia de diseño al corte proporcionado por el concreto ΦV_c .

$$\phi * V_s \geq S_d * (V_U - \phi * V_C)$$

$$\phi * V_s \geq 1.30 * (V_u - \phi * V_c)$$

Siendo ΦV_c la resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto:

$$\phi * V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Para vigas de concreto armado:

$$\phi * V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \geq V_u - \phi * V_c$$

El espaciamiento de los estribos es:

$$S \geq \frac{A_v * f_y * d}{V_u - \phi * V_c}$$

3.5.2 Refuerzo horizontal por tracción anular

Para tracción pura en elementos como las vigas de anillo superior, inferior, cuba cilíndrica:

$$\phi * T_n = \phi * f_y * A_s \geq T_u \Rightarrow A_s = \frac{T_u}{\phi * f_y}$$

Siendo:

$$\phi = 0.9 \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

3.5.3 Refuerzo por compresión pura

Para elementos en compresión con refuerzo transversal, la resistencia de diseño es:

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [A_s * f_y + 0.85 * (A_c - A_s) * f'c]$$

Dónde:

Φ : Factor de reducción de resistencia a la compresión

ΦP_n : Resistencia nominal a la compresión

$\Phi=0.70$

La cuantía de las barras longitudinales colocadas dentro de la sección de concreto no debe ser menor de 0.01 veces el área bruta del concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.01$$

3.5.4 Refuerzo por compresión en Muros de carga

Estos muros están sujetos a cargas de compresión o de flexo compresión, por lo que deberían diseñarse básicamente de acuerdo a los requisitos de flexo compresión.

Se permite que los muros de carga de sección transversal rectangular sólida (sin vacíos) sean diseñados mediante disposiciones empíricas, cuando la resultante de todas las cargas amplificadas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro.

$$\phi P_n = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right]$$

Donde $\Phi=0.70$ y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

(a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior): $k = 0.8$

(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos: $k = 1.0$

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral: $k = 2.0$

Siendo:

P_n : Resistencia de carga axial nominal de pared diseñado por el método empírico

l_c : Distancia vertical entre los apoyos.

h : Espesor total del elemento.

A_g : Área bruta de la sección del muro

La Norma considera las siguientes cuantías mínimas de refuerzo, para barras corrugadas, con relación a la sección bruta del muro:

Refuerzo vertical:

0.0012 para barras $\Phi \leq 5/8"$

0.0015 para otros diámetros

Refuerzo horizontal:

0.0020 para barras $\Phi \leq 5/8"$

0.0025 para otros diámetros

3.5.5 Refuerzo por flexión

En elementos como vigas de anillo superior, inferior y de apoyo el refuerzo por flexión es:

$$C = 0.85 * f'c * b_w * a \quad \text{Dónde: } a = \beta_1 * c$$

La fuerza de tensión es:

$$T = A_s * fy$$

Del equilibrio:

$$T = C \Rightarrow A_s * fy = 0.85 * f'c * b_w * c$$

Siendo "c" la posición del eje neutro.

$$c = \frac{A_s * fy}{\beta_1 * b_w * (0.85 * f'c)} \Rightarrow a = \beta_1 * c = \frac{A_s * fy}{0.85 * f'c * b_w}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * fy * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) \geq M_U \Rightarrow A_s = \frac{M_U}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

- Refuerzo mínimo de elementos sometidos a flexión:

$$\text{ACI 350-06, Sección 10.5.1: } A_s \geq \frac{14}{fy} * b_w * d$$

$$\text{ACI 350-06, Sección 10.5.1: } A_s \geq \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$$

- Refuerzo vertical mínimo en muro:

ACI 350-06, Sección 14.3.2: $A_s \geq 0.003 * A_c$

- Refuerzo mínimo por contracción y temperatura:

ACI 350-06, Tabla 7.12.2.1: $A_s \geq \rho * A_c$

Cuadro Nº 3.1: Cuantías de acero

Longitud entre juntas de dilatación	Cuantía de acero (ρ) por contracción y temperatura	
	Grado 40 $f_y=2800\text{kg/cm}^2$	Grado 60 $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
Menos de 6m	0.0030	0.0030
De 6m a 9m	0.0040	0.0030
De 9m a 12m	0.0050	0.0040
Más de 12m	0.0060	0.0050

Fuente propia

- Refuerzo máximo de elementos sometidos a flexión:

$$\text{ACI 318-08, Sección B-1: } A_s \leq 0.75 * \left[\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \right] * b_w * d$$

El bloque equivalente de esfuerzos de Whitney, considera una profundidad del bloque en compresión "a" igual a $\beta_1 * c$

El valor de β_1 se considera igual a 0.85 para valores de $f'c$ menores o iguales a 280 kg/cm².

El valor de β_1 disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm² en la resistencia del concreto.

Capacidad de momento

Para vigas con refuerzo, la capacidad en rotura a la flexión es:

$$M_u = \phi * f'c * b * d^2 * \omega * (1 - 0.59\omega)$$

Haciendo cambio de variable:

$$Ku = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * 0.59 * Ku}}{2 * 0.59}$$

Siendo:

$$\rho = \omega * \left(\frac{f'c}{fy} \right)$$

Despejando, el área de acero a usar es:

$$As = \rho * b * d$$

3.6 VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN

3.6.1 Espaciamiento máximo

El ACI 318 -08, Sección 10.6.4, brinda un método más práctico que limita la separación máxima del refuerzo "S" en elementos en flexión de tal modo que no se exceda el ancho máximo de grietas.

La máxima separación de refuerzo "S" más cercano a la superficie en tracción.

$$S(cm) \leq 38 * \left(\frac{2800}{fs} \right) - 2.5 * rc$$

$$S(cm) \leq 30 * \left(\frac{2800}{fs} \right)$$

Dónde:

fs: Esfuerzo en el acero (en kg/cm²) bajo cargas de servicio.

rc: Recubrimiento libre (en cm), medido desde la superficie en tracción del concreto a la superficie del refuerzo en tracción por flexión más cercano.

El esfuerzo calculado fs en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar el valor de fs de:

$$fs \cong \frac{2}{3} * fy$$

3.6.2 Control de fisuramiento

Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones puede utilizarse el criterio de sección transformada, considerándose que la zona agrietada no existe para efectos de resistir esfuerzos.

Para la determinación del eje neutro, considerando la sección del concreto a compresión y la sección transformada en tracción, se igualan momentos de las superficies en compresión y en tracción:

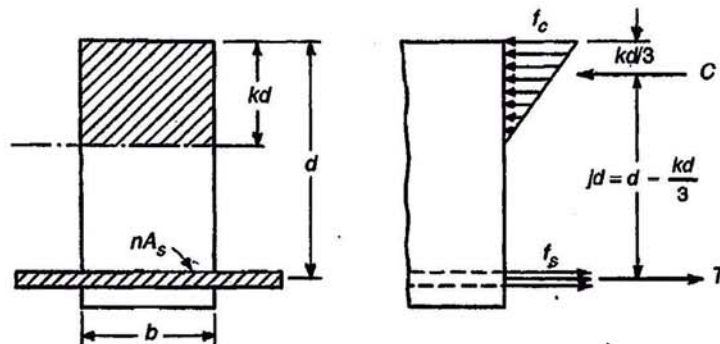


Figura N° 3.3: Sección transformada y fisurada

$$b * k * d * \left(\frac{k * d}{\gamma} \right) - n * A_s * (d - k * d) = 0$$

El valor de $k*d$ se obtiene mediante la solución de la ecuación cuadrática indicada:

$$\frac{b}{2} * (k * d)^2 + n * A_s * (k * d) - n * A_s * d = 0 \quad \Rightarrow \text{Se obtiene } k * d$$

El esfuerzo en el concreto, con un valor máximo f_c en la fibra exterior, se distribuye de modo lineal como se muestra en la figura. La totalidad del área de acero A_s está sometida a un esfuerzo f_s .

Fuerza total de compresión: $C = \frac{f_c}{2} * b * k * d$

Fuerza de tracción: $T = A_s * f_s$

El requisito de que estas dos fuerzas sean numéricamente iguales se satisface según la manera como se determine la ubicación del eje neutro.

El equilibrio requiere que el par constituido por las dos fuerzas C y T sea

numéricamente igual al momento flector externo M. De esta manera, los momentos con respecto a C dan como resultada:

$$\sum M_C : M = T * j * d = A_s * f_s * j * d$$

Donde j*d es el brazo de palanca interno entre C y T. Entonces el esfuerzo en el acero es:

$$f_s = \frac{M}{A_s * j * d}$$

En forma análoga, tomando momentos con respecto a T, se obtiene:

$$\sum M_T : M = C * j * d = \frac{f_c}{2} * b * k * d * j * d = \frac{b * d^2}{2} * k * j * f_c$$

A partir de la cual el esfuerzo en el concreto es:

$$f_c = \frac{2 * M}{b * d^2 * k * j}$$

La cuantía de refuerzo es:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \Rightarrow A_s = \rho * b * d$$

Reemplazando en la ecuación de equilibrio de momentos de compresión y tracción:

$$k = \sqrt{2 * \rho * n + (\rho * n)^2} - \rho * n$$

A partir de la figura N°3.3, se observa que: $j * d = d - \frac{k * d}{3}$

$$\text{Entonces: } j = 1 - \frac{k}{3}$$

El fisuramiento de las estructuras depende de una serie de variables, no solo aspectos de diseño, sino también calidad de los materiales constituyentes del concreto y los procedimientos constructivos que se utilicen.

El ancho de grieta está relacionado al esfuerzo de trabajo del acero, sin embargo otros factores como el espesor del recubrimiento y la distribución del acero en las zonas de máxima tensión son importantes en el control del agrietamiento.

Es preferible tener la mayor cantidad de varillas a poco espaciamiento, a tener pocas varillas con gran espaciamiento.

Desde el punto de vista de darle protección al acero de refuerzo, es preferible

tener anchos de grieta menores de 0.20 mm.

Debido a la dispersión en los resultados, el ACI (hasta su versión del 95) y la Norma Peruana no controlan directamente el ancho de las grietas. Lo que hacen es un control indirecto mediante el cálculo del parámetro "Z" definido

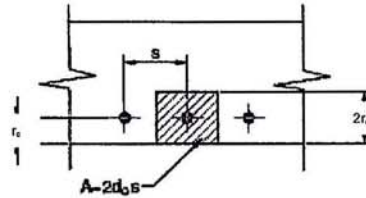


Figura N° 3.4: Área de la sección efectiva a tracción

$$A = 2 * d_c * S \quad z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A} \quad S_{\max} = \frac{z^3}{2 * d_c^2 * f_s^3}$$

donde:

z : factor en kg/cm o kips/in, dado en el cuadro N° 3.2, según el grado de exposición y ancho de grieta

fs : esfuerzo máximo en servicio en el acero (kg/cm²)

rc : espesor del recubrimiento en cm., medido desde el centro de la primera línea de refuerzo.

A: Área de concreto efectiva a tracción (2yb).

Cuadro N° 3.2: Valores máximos de ancho de fisura y Z

w (mm)	z (kg/cm)	z (kips/in)	Norma	Exposición
0.40	31250	175	ACI 318-95	Exposición interior
0.30	25900	145	ACI 318-95	Exposición exterior
0.25	20500	115	ACI 350-01	Exposición normal
0.22	16900	95	ACI 350-01	Exposición severa
0.20	15500	90	BS 8007	Tanques superficiales
0.10	7700	45	BS 8007	Tanques elevados

Fuente propia

3.6.3 Ancho de grieta admisible

El ancho de las grietas es limitado de acuerdo al tipo de exposición que tendrá el elemento diseñado.

Experimentalmente, se ha demostrado que el ancho de las fisuras en elementos de concreto armado está en función de la distribución del refuerzo. Las varillas de diámetros pequeños y con poco espaciamiento se comportan más eficientemente que las varillas más gruesas y más alejadas entre sí. También se ha demostrado que el ancho de las grietas es función del esfuerzo en el acero y de la distancia del borde de concreto en tensión a la primera fila de refuerzo.

La fórmula del ACI, está basada en la Fórmula empírica de Gergely – Lutz que permite estimar el ancho máximo de las grietas en la cara en tracción por flexión de vigas y losas. Esta ecuación fue derivada estadísticamente a partir de la medición de los anchos máximos de grietas observados en vigas.

El valor de w predicho debe tomarse con reserva debido a la fuerte dispersión en los anchos de grieta observados. Por ejemplo, de la serie de datos que dio origen a la fórmula, el 10% de las grietas superaban en 1.5 veces el ancho predicho por la fórmula. Por este motivo y por la naturaleza aleatoria del fenómeno del agrietamiento, los cálculos de los anchos de grieta deben emplearse solamente como una guía para lograr una disposición apropiada de las barras de refuerzo.

$$w_{\max} = 1.1 * 10^{-5} * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

$$w_{\max} = 1.1 * 10^{-5} * \beta * z$$

De donde:

w : es el ancho máximo de la grieta (en mm) en la fibra extrema en tracción.

β : Relación de distancias al eje neutro a partir de la fibra extrema en tracción y del centroide del refuerzo principal, puede considerarse 1.20 para vigas y 1.35 para losas.

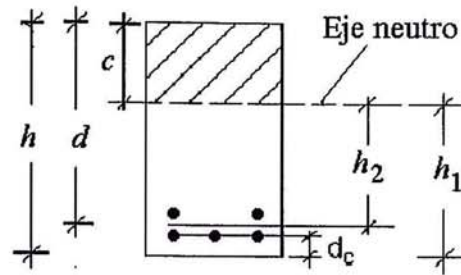


Figura N° 3.5: Sección transversal del elemento en tracción

$$\beta = \frac{h_1}{h_2} = \frac{h-c}{d-c}$$

Para estructuras exteriores $w \leq 0.33$ mm

Para estructuras sometidas a ataques químicos $w \leq 0.18$ mm

Para estructura retenedora de líquidos en condiciones normales $w \leq 0.25$ mm

Para estructuras retenedoras de líquidos en condiciones severas $w \leq 0.20$ mm

Para estructuras sometidas a agua de mar o salpicadura de agua de mar $w \leq 0.15$ mm

Para estructura con presión de agua $w \leq 0.10$ mm

3.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

3.7.1 Combinaciones de cargas

Combinaciones de cargas para el control de presiones en el suelo

$$S1 = 1.0 \text{ CM} + 1.0 \text{ CV} + 1.0 \text{ CL}$$

$$S2 = 1.0 \text{ CM} + 1.0 \text{ CV} + 1.0 \text{ CL} \pm 0.8 \text{ CS}$$

donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CL: Carga de Líquido

CS: Carga de Sismo

Para el diseño se ha tomado el caso más desfavorable al considerar que las cargas actúan por separado y no se contrarrestan.

3.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para revisar la estabilidad se toma los siguientes pasos:

- Revisión por volteo.
- Revisión por deslizamiento.
- Revisión de la falla por capacidad de carga de la base.

3.8.1 Estabilidad por Volteo

Se debe revisar que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes, comparadas con los momentos resistentes no vaya a ocasionar un volcamiento de la estructura. El análisis se hace tomando momentos respecto a la base.

El factor de seguridad contra volteo respecto a la base. Se expresa como:

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} \geq 1.50$$

Siendo:

ΣM_R = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto a la base.

ΣM_V = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto a la base.

Inicialmente serán despreciados los efectos estabilizadores debidos a las presiones reactivas de Rankine considerando únicamente el momento estabilizador proveído por la carga gravitatoria máxima de servicio del reservorio.

3.8.2 Estabilidad por Deslizamiento

Para el estudio de deslizamiento se debe tratar de equilibrar las fuerzas horizontales externas y la fricción desarrollada entre la estructura y el terreno de cimentación.

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} \geq 1.25$$

Siendo:

ΣF_R = Suma de las fuerzas resistentes horizontales.

ΣF_D = Suma de las fuerzas actuantes horizontales.

Los coeficientes de fricción que se asuman serán establecidos por el proyectista a partir de valores usuales empleados en ingeniería.

3.8.3 Capacidad de Carga del suelo

Es uno de los principales factores para empezar a desarrollar el diseño del reservorio elevado. Se investiga la capacidad portante del suelo que se va a utilizar, sus características mecánicas. Este estudio, previo al proyecto y a la construcción, es necesario para saber qué sistema y procedimiento de construcción se va a seguir. Por lo tanto se debe hacer un muestreo del suelo en toda el área que será ocupada por la cimentación y en la profundidad que llegará la influencia del reservorio elevado.

La presión transmitida al suelo por la cimentación, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo.

$$\sigma_{MAX} \leq \sigma_{ADM}$$

Siendo:

σ_{MAX} = Presión máxima transmitida al suelo.

σ_{ADM} = Capacidad portante admisible del terreno de fundación.

CAPÍTULO IV: EJEMPLO DE APLICACIÓN

Diseñar un reservorio elevado tipo Intze con capacidad de almacenamiento de 1000 m^3 , soportado sobre un fuste circular de sección hueca. El nivel de cota del agua es $+30.40\text{m}$, considerando como nivel $+0.00$ el nivel del terreno.



Figura N° 4.1: Reservorio elevado tipo Intze con soporte cilíndrico

DATOS DE DISEÑO

Parámetros Sísmicos

Z	0.40	Factor de zona
I	1.25	Factor de uso e importancia
S	1.00	Factor del tipo de suelo
T _p	0.40 s	Periodo de vibración
R _i	2.00	Factor de ductilidad impulsiva
R _c	1.00	Factor de ductilidad convectiva

Estudio de Suelos

σ _{adm}	4.00 kg/cm ²	Capacidad admisible del terreno
D _f	3.20 m	Profundidad de cimentación

Sobrecargas

W _{ACABA}	0.12 t/m ²	Carga de acabados en la cúpula superior
W _{SOBRE}	0.10 t/m ²	Sobrecarga en la cúpula

Propiedad de los materiales

f _y	4200 kg/cm ²	Fluencia del acero grado 60
E _s	2.E+06 kg/cm ²	Modulo de Elasticidad del acero
γ _a	1.00 t/m ³	Peso específico del líquido
γ _c	2.40 t/m ³	Peso específico del concreto
g	9.81 m/s ²	Aceleración de la gravedad

Resistencia de Concreto a usar:

f _c	Resistencia del concreto de la cuba
E _c	Modulo de Elasticidad del concreto
σ _{at}	Esfuerzo admisible a tracción del acero

Parte del Reservorio	f _c (kg/cm ²)	E _c (kg/cm ²)	n	σ _{ct} (kg/cm ²)	σ _{cc} (kg/cm ²)	σ _{at} (kg/cm ²)
Cúpula superior	280	250998	8.00	28.00	126.00	1500
Viga anular superior	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Cuba Cilindrica	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Viga anular inferior	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Tronco Cónico	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Cúpula inferior	350	280624	7.00	35.00	157.50	1500
Viga de apoyo	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Chimenea	350	280624	7.00	35.00	105.00	1500
Fuste Cilindrico	280	250998	8.00	28.00	84.00	1500

GEOMETRIA

Datos de entrada

N.Cota	+30.30 m	Nivel de cota del agua respecto al terreno
V	1000 m ³	Volumen del agua
d	1.90 m	Diámetro externo de la Chimenea

Calculo de la geometría del reservorio

$$V_1 = \left[\pi * b^2 * h_2 \right] - \left[\frac{1}{3} * \pi * f'^2 * (3 * r - f') \right] - V_{ch} \quad V_{ch} = \pi * d^2 * \frac{(h_2 - f')}{4}$$

$$V_2 = \frac{(a-b)}{3} * \pi * [h_1 * (2a+b) + h_2 * (2b+a)] \quad V = V_1 + V_2$$

$$\tan(\beta_1) = \frac{b}{\sqrt{r^2 - b^2}} \quad \tan(\beta_2) = \frac{h_2 - h_1}{a - b}$$

V₁: Volumen sobre la cúpula esférica

V₂: Volumen sobre la superficie cónica

V_{ch}: Volumen de la Chimenea

$$H_v = \frac{\gamma * V_2}{\tan(\beta_2)} \quad H_c = \frac{\gamma * V_1}{\tan(\beta_1)}$$

Por ser fondo tipo INTZE se debe cumplir que:

H_v = H_c Las fuerzas sobre la viga circular se deben anular

Considerando: β₁ = β₂ = 45°

$$V_2 = V_1 = \frac{V}{2} \quad r = b * \sqrt{2} \quad a - b = h_2 - h_1$$

Del Teorema del producto de segmentos de cuerda en la Cúpula:

$$2 * r * f' = b^2 + f'^2 \quad \xrightarrow{\text{ENTONCES}} f' = b * (\sqrt{2} - 1)$$

Considerando: V₁' = V₂'

$$\begin{aligned} V_1' &= \pi * (b^2 - d^2) * h_1 \\ V_2' &= \pi * (a^2 - b^2) * h_1 \end{aligned} \quad \xrightarrow{\text{ENTONCES}} b = \sqrt{\frac{a^2 + d^2}{2}}$$

Considerando:

$$h_1 = b$$

$$h_2 = a$$

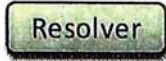
Reemplazando en V₂

$$V_2 = \frac{\pi}{3} * (a-b) * (a^2 + b^2 + 4 * a * b) = \frac{V}{2}$$

Resolviendo la siguiente ecuación

$$f(a) = \frac{\pi}{3} * (a - b) * (a^2 + b^2 + 4 * a * b) - \frac{V}{2} = 0$$

a 7.35 m
 f(a) 0.00



Considerando en el casquete de fondo:

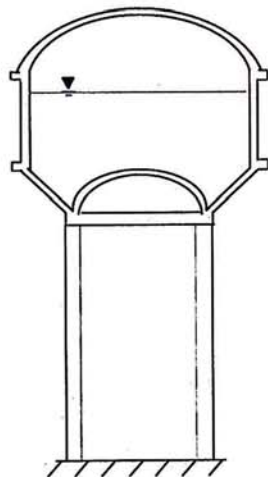
$$f = \frac{a}{3}$$

Del Teorema del producto de segmentos de cuerda en la Casquete:

$$2 * R * f = a^2 + f^2 \qquad R = \frac{5}{3} * a$$

Las dimensiones son:

a 7.40 m
 b 5.45 m
 h1 5.45 m
 h2 7.40 m
 f 2.30 m
 r 7.71 m
 f 2.50 m
 R 12.20 m



TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE

PRE-DIMENSIONAMIENTO

Usamos un factor de seguridad de 1.50

Cúpula superior:

f	2.50 m	Foco de cúpula superior
D	14.80 m	Diametro interno
R	12.20 m	Radio de curvatura
$\cos\Phi_1$	0.795	Φ_1 37.3°
N_1 / W_T	6.80 m	Relación Empuje de meridiano con peso total
N_2 / W_T	2.90 m	Relación fuerza circunferencial con peso total
W_{cs}/t_{cs}	460.00 t/m	Relación peso cúpula con espesor de cúpula
A_{cs}	172.03 m ²	Área de la cúpula superior
σ_{cc}	8.82	Esfuerzo admisible del concreto a compresión
Considerando: b=100cm		
t_{cs}	0.05 m	Espesor de la cúpula calculado
t_{cs}	0.075 m	Espesor de la cupula a usar
e	0.15 m	Ensanche en bordes
L	1.20 m	Longitud de ensanche
t_m	0.11 m	Espesor promedio
W_{cs}	53.16 t	Peso de la Cúpula

$$W_{cs} = \left\{ \frac{1}{3} \pi * t_m * [3 * f * (2 * R + t_m) + t_m * (3 * R + 2 * t_m)] \right\} * \gamma_c$$

Viga anular superior

W_{TOTAL}	0.49 t/m ²	Debido a peso propio, acabados y sobrecarga
N_1	3.33 t/m	Esfuerzo meridional máximo en la cúpula
T	19.60 t	Tensión anular máxima en la viga
A_C	703 cm ²	Área de la sección transversal de la viga
Considerando: $b_s = 1.20 * h_s$		
b_s	0.30 m	Base de viga
h_s	0.25 m	Altura de viga
W_s	8.54 t	Peso de la viga anular superior

$$W_s = [\pi * (D + b_s) * b_s * h_s] * \gamma_c$$

Cuba Cilindrica

BL	1.25 m	Borde libre
h_c	6.70 m	Altura de la cuba
D	14.80 m	Diametro interno de la cuba
T	49.58 t	Esfuerzo maximo de tensión en la base
A_C	1777.8 cm ²	Área de la sección transversal de concreto
Considerando: b=100cm		
t_c	0.20 m	Espesor de las pared
W_c	151.55 t	Peso de la cuba cilindrica

$$W_c = [\pi * (D + t_c) * t_c * h_c] * \gamma_c$$

Viga anular inferior

V_{TOTAL}	5.40 t/m	Carga vertical por el sobre el anillo
β	45°	
H_g	39.96 t	Tensión debido a cargas verticales
A_C / T	0.024 cm ² /kg	Relacion área de concreto con tensión anular
H_a / h_i	743.70 kg/cm	Relación presión de agua con altura de viga
Considerando: $b_i = 1.20 * h_i$		
b_i	0.50 m	Base de viga
h_i	0.40 m	Altura de viga
W_i	23.07 t	Peso de la viga anular inferior

$$W_i = [\pi * (D + b_i) * b_i * h_i] * \gamma_c$$

Tronco Cónico

h	1.95 m	Altura del tronco cónico
D	14.80 m	Diametro interno superior
D_f	10.90 m	Diametro interno inferior
p	67.00 kg/cm ²	Presión del agua por unidad de área
β	45°	
A_C / T	0.036 cm ² /kg	Relacion área de concreto con tensión anular
Considerando: $b = 100\text{cm}$		
t_{tc}	0.30 m	Espesor de la pared
W_{tc}	58.00 t	Peso del tronco conico

$$W_{tc} = [\pi * t_{tc} * h * (a + b + t)] * \gamma_c$$

Cúpula inferior

f	2.30 m	Foco de cúpula inferior
D_f	10.90 m	Diametro interno
r	7.71 m	Radio de curvatura
W_{agua}	500 t	Peso del agua sobre el casquete
$\cos \Phi_2$	0.702	Φ_1 45.4°
N_1 / W_T	4.53 m	Relación Empuje de meridiano con peso total
N_2 / W_T	0.88 m	Relacion fuerza circunferencial con peso total
W_{ci} / t_{ci}	267.32 t/m	Relacion peso de cupula con espesor
A_{ci}	93.31 m ²	Área de la cúpula inferior
σ_{cc}	24.50	Esfuerzo admisible del concreto a compresión
Considerando: $b = 100\text{cm}$		
t_{ci}	0.20 m	Espesor de la cupula
W_{ci}	50.49 t	Peso del casquete de fondo

$$W_{ci} = \left\{ \frac{1}{3} \pi * t_{ci} * \left[6 * f^2 * r + 2 * t_{ci}^2 - 3 * t_{ci} * (f + r) \right] \right\} * \gamma_c$$

Viga de apoyo

V_{TRONC}	9.70 t/m	Esfuerzo meridional en la base tronco cónica
$N_{1(CAS)}$	50.99 t/m	Esfuerzo meridional en la base del casquete
F_H	28.92 t/m	Esfuerzo horizontal neto en la viga anular <i>Tracción</i>
ρ_{MIN}	0.01	Cuantía mínima por compresión
Φ	0.70	Factor de reducción a la compresión
T_{ANUL}	157.59 t	Fuerza de tensión anular
A_C	5650.89 cm ²	Área de la sección transversal de la viga
Considerando: $h_a = 1.50 * b_a$		
b_a	0.65 m	Base de viga
h_a	0.95 m	Altura de viga

W_a 53.77 t Peso de la viga de apoyo

$$W_a = [\pi * (D_f + b_a) * b_a * h_a] * \gamma_c$$

Chimenea

d	1.90 m	Diámetro externo de la Chimenea
h_{ch}	6.70 m	Altura de la chimenea
t_{ch}	0.15 m	Espesor de la chimenea

W_{ch} 13.26 t Peso de la chimenea

$$W_{ch} = [\pi * h_{ch} * t_{ch} * (d - t_{ch})] * \gamma_c$$

Fuste Cilindrico

D_f	10.90 m	Diámetro interno del fuste
t_f	0.30 m	Espesor del fuste
h_f	24.50 m	Altura del fuste

W_f 620.68 t Peso del fuste

$$W_f = [\pi * (D_f + t_f) * t_f * h_f] * \gamma_c$$

Peso total del Contenedor

W_{CONT} 411.85 t Peso del contenedor vacío

$$W_{CONTENEDOR} = W_{cs} + W_c + W_{tc} + W_{ci} + W_{ch} + W_s + W_i + W_a$$

Peso total del Reservoirio vacío

W_{TOTAL} 1032.52 t

Calculo del Centro de Gravedad

hg Ubicación del C.G del contenedor

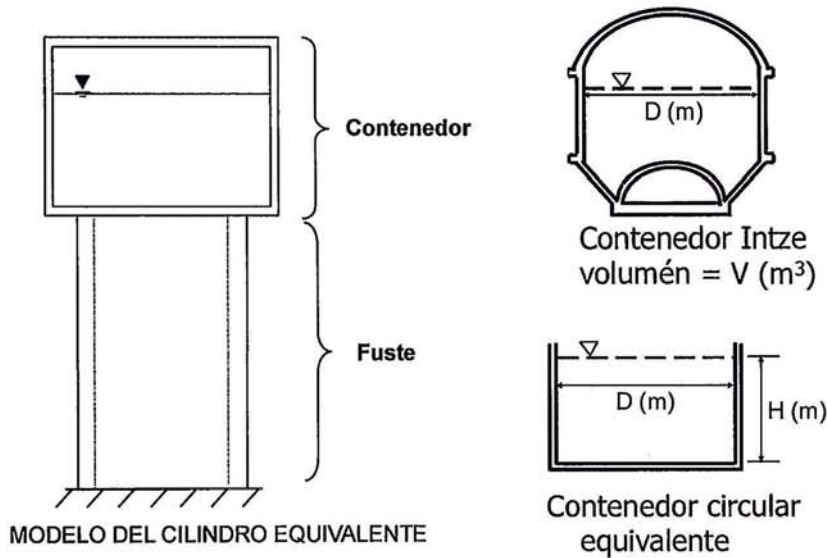
Parte del Reservoirio	W (t)	hcg (m)	W*hcg (t-m)
Cúpula superior	53.16	11.32	601.60
Cuba Cilindrica	151.55	6.25	947.19
Tronco Cónico	58.00	2.25	130.50

Cúpula inferior	50.49	2.48	125.37
Chimenea	13.26	4.30	57.02
Viga anular superior	8.54	9.48	80.91
Viga anular inferior	23.07	2.90	66.91
Viga de apoyo	53.77	0.48	25.54
		Suma	2035.05

$$h_{CG}^{CONTENEDOR} = \frac{\sum W * h_{cg}}{W_{CONTENEDOR}}$$

H_{CON} 4.94 m Centro de gravedad del Contenedor

MODELO DEL CILINDRO EQUIVALENTE (HOUSNER): ACI 350.3-06



Geometría del Contenedor Equivalente

D	14.80 m	Diametro interior del reservorio
V	1000 m ³	Volumen del agua
H	5.85 m	Altura equivalente de agua almacenada
Ma	1000/g t*s ² /m	Masa total del agua
H/D	0.40 < 0.75	Ok, H/D < 0.75
t	0.20 m	Espesor de las paredes del tanque
d _{max}	1.30 m	Máxima oscilación de oleaje

Considerando solo los efectos de las presiones en los paredes:

α	0
β	1

Considerando los presiones del fondo y paredes del tanque:

α	1.33
β	2

$$M_i = M_a * \left[\frac{\text{Tanh}\left(\frac{\sqrt{3}}{2} * \frac{D}{H}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} * \frac{D}{H}} \right] \quad h_i = \frac{3}{8} H * \left[1 + \alpha * \left(\frac{M_a}{M_i} - 1 \right) \right]$$

$$M_s = \frac{W_{\text{CONTENEDOR}}}{g} + \frac{1}{3} * \frac{W_{\text{FUSTE}}}{g} \quad I_f = \pi * \left[\frac{(D_f + 2 * t_f)^4 - (D_f)^4}{64} \right]$$

Considerando solo deformaciones por Flexión

$$K_s = \frac{3 * E_c * I_f}{h_f^3} \quad T_i = 2\pi * \sqrt{\frac{M_i + M_s}{K_s}}$$

$$M_c = M_a * \left[0.23 * \frac{\text{Tanh}\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)}{\frac{H}{D}} \right]$$

$$h_c = H * \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} * \frac{H}{D} * \sinh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)} \right]$$

$$K_c = \frac{W_a}{H} * \left[\frac{45}{2} * \left(\frac{M_c}{M_a} \right)^2 * \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right] = 0.836 * \frac{W_a}{H} * \tanh^2\left(3.68 * \frac{H}{D}\right)$$

$$T_c = 2\pi * \sqrt{\frac{M_c}{K_c}} = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{\sqrt{13.5} * g * \tanh\left(\sqrt{13.5} * \frac{H}{D}\right)}} \right) * \sqrt{D}$$

Masas

Mi	445.15 /g t*s ² /m	Masa impulsiva o masa fija del agua
Mc	521.45 /g t*s ² /m	Masa convectiva o masa móvil del agua

El 44.52% del líquido es excitado en el Modo Impulsivo

El 52.15% del líquido participa en el Modo Convectivo

La masa convectiva más la impulsiva es 3.34% menor que la masa del líquido

Alturas con respecto a la base del contenedor

Se toman en cuenta las presiones del fondo y paredes del tanque

hi	2.19 m	Altura de la masa impulsiva
hc	3.35 m	Altura de la masa convectiva

Solo se consideran los efectos de las presiones en las paredes

hi*	5.84 m	Altura de la masa impulsiva
hc*	5.34 m	Altura de la masa convectiva

Rigidez de la Masa Convectiva

Kc	114.88 t/m	Rigidez de los resortes
----	------------	-------------------------

Periodo de oscilación de la Masa Impulsiva: ACI-371

Ms	63.07 t*s ² /m	
I _f	165.63 m ⁴	Momento de Inercia del Fuste
K _s	84808.61 t/m	Rigidez del Fuste
T _i	0.22 s	Período fundamental de oscilación del estanque mas la componente impulsiva

Periodo de oscilación de la Masa Convectiva

T _c	4.25 s	Periodo de natural del primer modo
----------------	--------	------------------------------------

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

Mi	45.38 t*s ² /m	Masa impulsiva o masa fija del agua
Mc	53.16 t*s ² /m	Masa convectiva o masa móvil del agua
hi	2.20 m	Altura impulsiva en el modelo
hc	3.35 m	Altura convectiva en el modelo

Modelando los resortes con elementos Frame

n	36	Número de Resortes
Δa	10 °	Ángulo entre resortes
Kc	3.19 t/m	Rigidez convectiva de cada resorte

Presion de agua en cuba y casquete de fondo

h agua	7.40 m
--------	--------

Zi	24.5 m
Pi	7.4 t/m ²
Zf	31.9 m
Pf	0 t/m ²

Presion de agua en chimenea

h agua	5.10 m
--------	--------

Zi	26.8 m
Pi	5.1 t/m ²
Zf	31.9 m
Pf	0 t/m ²

MODELO EQUIVALENTE DE DOS MASAS

$$M_1 = M_i + M_s$$

$$M_s = M_{CONTAINER} + \frac{1}{3} M_{FUSTE}$$

$$M_2 = M_c$$

$$K_1 = K_s$$

$$K_2 = K_c$$

M_1	108.45 t*s ² /m
M_2	53.16 t*s ² /m
K_1	84808.61 t/m
K_2	114.88 t/m

Ecuación Característica

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

$$\left| \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\left| \begin{matrix} K_1 + K_2 - \omega^2 M_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - \omega^2 M_2 \end{matrix} \right| = 0$$

$$\lambda = \omega^2$$

$$(K_1 + K_2 - \lambda M_1)(K_2 - \lambda M_2) - (K_2)^2 = 0$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{(K_1 M_2 + K_2 M_1 + K_2 M_2) \pm \sqrt{(K_1 M_2 + K_2 M_1 + K_2 M_2)^2 - 4 K_1 K_2 M_1 M_2}}{2 M_1 M_2}$$

$$\lambda_1 = 2.158$$

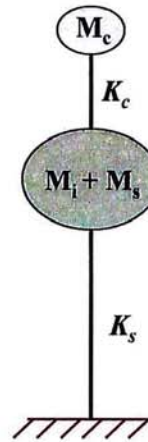
$$\lambda_2 = 783.075$$

$$\omega_1 < \omega_2$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} > T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} < f_2 = \frac{1}{T_2}$$

ω_1	1.47 rad/s	Frecuencia circular de oscilación del primer modo
ω_2	27.98 rad/s	Frecuencia circular del modo impulsivo
T_1	4.28 s	Periodo fundamental
T_2	0.22 s	Periodo del segundo piso
f_1	0.23 Hz	Frecuencia del primer modo
f_2	4.45 Hz	Frecuencia del segundo modo



MODELO DE DOS MASAS

Formas de Modo

$$\begin{bmatrix} K_1 + K_2 - \omega_i^2 M_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - \omega_i^2 M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1i} \\ X_{2i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$(K_1 + K_2 - \omega_i^2 M_1)X_{1i} - (K_2)X_{2i} = 0$$

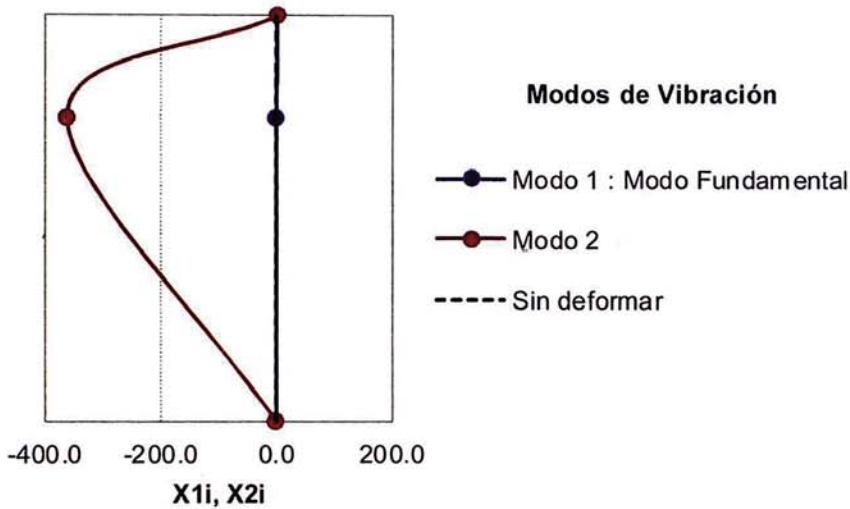
Se suele tomar la segunda componente como la unidad: $X_{2i}=1$

Modo 1 : Modo Fundamental

X_{21}	1.00	$X_{2i} = 1$
X_{11}	0.00	

Modo 2

X_{22}	1.00	$X_{1i} = \frac{K_2}{K_1 + K_2 - \omega_i^2 M_1}$
X_{12}	-361.33	



Normalizando con respecto a la matriz de masas "M"

$$\Phi_i^T M \Phi_i = \{1\}$$

De donde:

$$\Phi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^T M X_i}}$$

$$X_i^T M X_i = [X_{1i} \ X_{2i}] \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1i} \\ X_{2i} \end{bmatrix} = X_{1i}^2 M_1 + X_{2i}^2 M_2$$

Vector característico, Eigenvector o Modo de vibración 1: $i = 1$

$$X_1^T M X_1 = 53.16$$

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.14 \end{bmatrix}$$

Vector característico, Eigenvector o Modo de vibración 2: $i = 2$

$$X_2^T M X_2 = 14159022$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.10 \\ 0.00 \end{bmatrix}$$

Verificando

$$\Phi_i^T M \Phi_i = [\Phi_{1i} \ \Phi_{2i}] \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi_{1i} \\ \Phi_{2i} \end{bmatrix} = \Phi_{1i}^2 M_1 + \Phi_{2i}^2 M_2 = 1$$

$$\Phi_1^T M \Phi_1 = 1.00$$

$$\Phi_2^T M \Phi_2 = 1.00$$

ANÁLISIS MODAL CON SAP2000

Se modela el reservorio elevado de capacidad 1000m³ y con la geometría antes descrita en el programa SAP2000, el cual usando el método de elementos finitos realiza el análisis estructural de la estructura, determinando los siguientes resultados de participación de masa para cada modo de vibración con su respectivo periodo, verificando de esta manera los resultados del modelo equivalente de Housner y del modelo de dos masas.

Cuadro N° 4.1: Porcentajes de participación de masas

Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	4.28	0.34	0.01	0.00	0.34	0.01	0.00
MODAL	Mode	2	4.28	0.01	0.34	0.00	0.35	0.35	0.00
MODAL	Mode	3	0.24	0.38	0.01	0.00	0.73	0.36	0.00
MODAL	Mode	4	0.24	0.01	0.38	0.00	0.74	0.74	0.00
MODAL	Mode	5	0.13	0.00	0.00	0.00	0.74	0.74	0.00
MODAL	Mode	6	0.13	0.00	0.00	0.00	0.74	0.74	0.00
MODAL	Mode	7	0.09	0.05	0.08	0.00	0.79	0.82	0.00
MODAL	Mode	8	0.09	0.08	0.05	0.00	0.87	0.87	0.00
MODAL	Mode	9	0.09	0.00	0.00	0.73	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	10	0.08	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	11	0.08	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	12	0.08	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	13	0.07	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	14	0.07	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	15	0.04	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	16	0.04	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	17	0.04	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	18	0.04	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.73
MODAL	Mode	19	0.04	0.00	0.00	0.05	0.87	0.87	0.77
MODAL	Mode	20	0.04	0.03	0.05	0.00	0.89	0.92	0.77
MODAL	Mode	21	0.04	0.05	0.03	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	22	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	23	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	24	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	25	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	26	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	27	0.04	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.77
MODAL	Mode	28	0.03	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.78
MODAL	Mode	29	0.03	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.78
MODAL	Mode	30	0.03	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.78

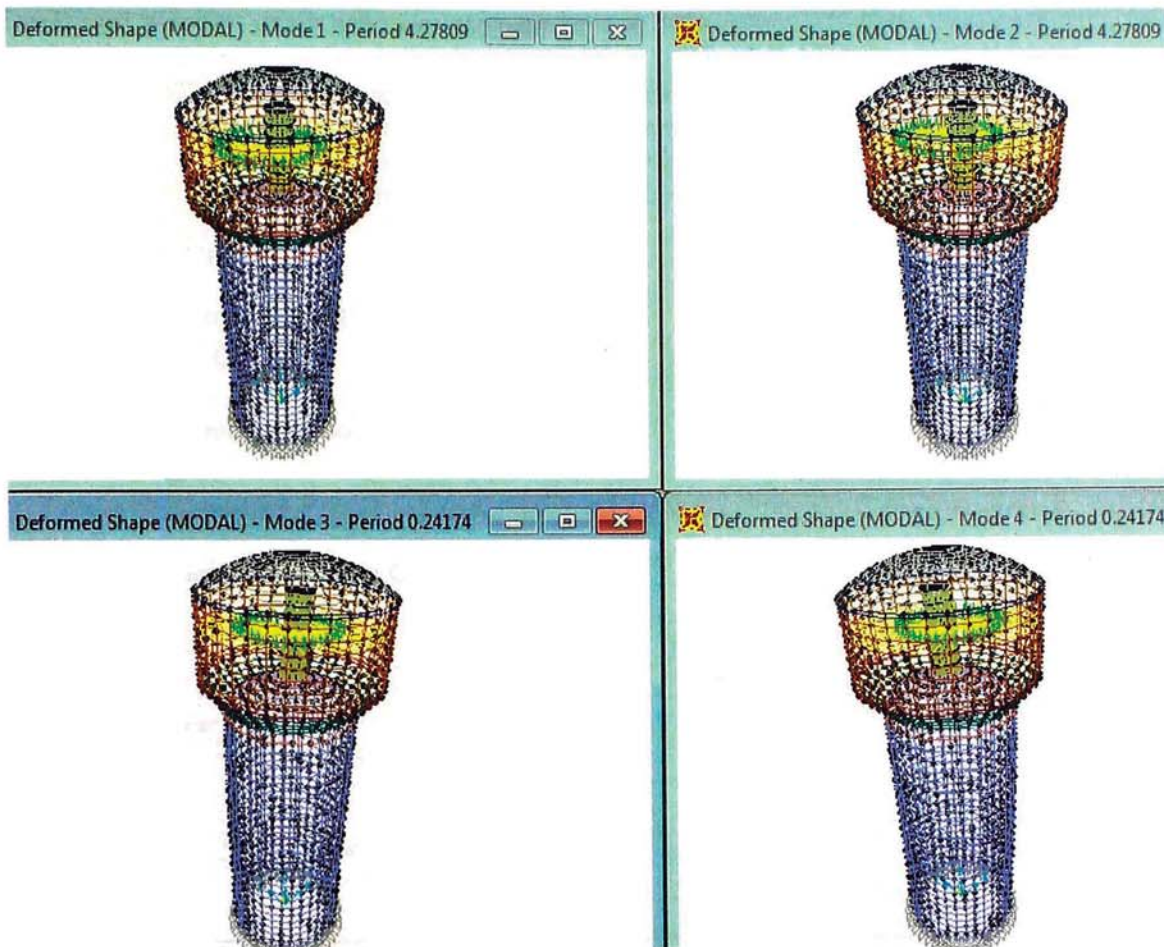


Figura N° 4.2: Periodos de cada modo de vibración

De la figura se tiene lo siguiente:

- El primer y segundo modo de vibración son exactamente iguales, ya que al ser la estructura de forma cilíndrica, los periodos en las direcciones X e Y son iguales.
- Por la misma razón el tercer y cuarto modo de vibración son iguales.
- El primer periodo fundamental de la estructura es $T_1 = 4.28$ s.
- El segundo periodo fundamental de la estructura es $T_2 = 0.24$ s.
- El primer modo de vibración tiene una participación de masa del 34%, que representa prácticamente a la masa móvil del agua o también llamada masa convectiva.
- El segundo modo de vibración tiene una participación de masa del 74%, que representa la masa propia del reservorio elevado más la masa fija del agua o también llamada masa impulsiva.

ANÁLISIS SÍMICO: NTE-E.030 / ACI 350.3-06

C _i	2.50	Factor de amplificación sísmica impulsiva
C _c	0.35	Factor de amplificación sísmica convectiva
S _a (t _i)	6.13 m/s ²	Pseudoaceleración impulsiva
S _a (t _c)	1.73 m/s ²	Pseudoaceleración convectiva

Espectro Elástico:

R=1

Amortiguamiento $\xi=5.0\%$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_i}\right); C \leq 2.5$$

Amortiguamiento para modo Impulsivo:

$\xi=5.0\%$

$$C_i = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_i}\right); C_i \leq 2.5$$

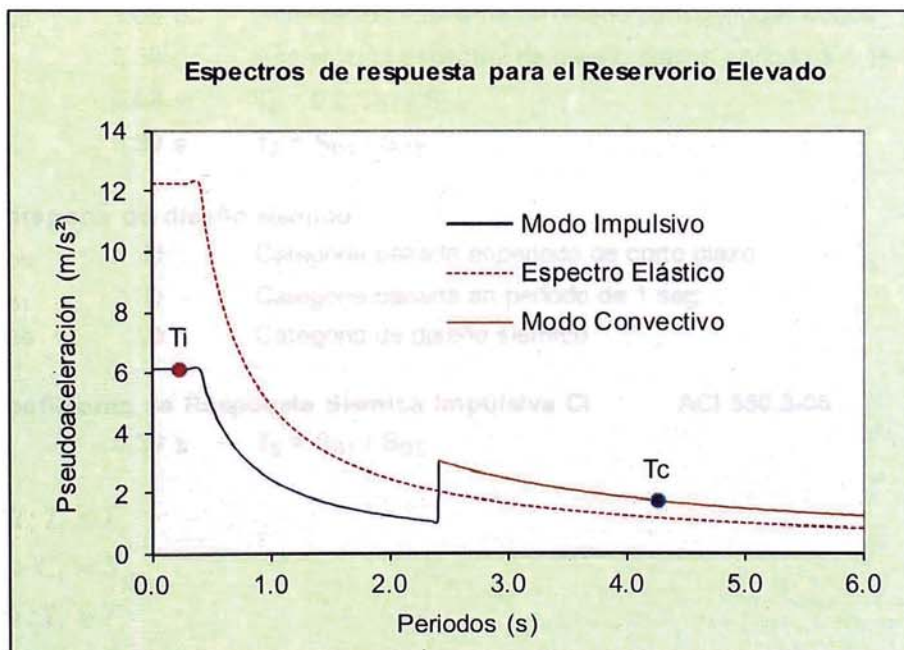
Amortiguamiento para modo Convectivo:

$\xi=0.5\%$

$$C_c = 1.5 * 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_c}\right); C_c \leq 3.75$$

$$S_a(t_i) = \frac{Z * I * C_i * S}{R_i} * g$$

$$S_a(t_c) = \frac{Z * I * C_c * S}{R_c} * g$$



ANÁLISIS SÍMICO: IBC 2012 / ASCE 7-10

Parámetros sísmicos

Cat.	III	Categoría de Ocupancia o Riesgo de la estructura
Ie	1.25	Factor de Importancia de la estructura
Clas.	B	Clase de Sitio basado en las propiedades del suelo

Parámetros del espectro de aceleración máxima de respuesta para sismos

Del Mapa de aceleración espectral ($T_r=5000$ años)

S_s	1.50 g	Aceleración espectral medida para periodos cortos
S_1	0.59 g	Aceleración espectral considerada para un periodo de 1 s

Coefficientes de Sitio

F_a	1.00	Para aceleraciones espectrales en periodos cortos
F_v	1.00	Para aceleraciones espectrales para periodos de 1 s

Parámetros de diseño de aceleración de respuesta espectral

$$S_{MS} = F_a * S_s \quad S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} = \frac{2}{3} * F_a * S_s$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1} = \frac{2}{3} * F_v * S_1$$

S_{MS}	1.50 g	Aceleración espectral máxima para periodos cortos
S_{M1}	0.59 g	Aceleración espectral máxima para el periodo $T = 1$ s
S_{DS}	1.00 g	Aceleración espectral de diseño para periodos cortos
S_{D1}	0.39 g	Aceleración espectral de diseño para el periodo $T = 1$ s
T_o	0.08 s	$T_o = 0.2 S_{D1} / S_{DS}$
T_s	0.39 s	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$

Categoría de diseño sísmico

S_{DS}	D	Categoría basada en periodo de corto plazo
S_{D1}	D	Categoría basada en periodo de 1 seg.
Use	D	Categoría de diseño sísmico

Coefficiente de Respuesta Sismica Impulsiva C_i ACI 350.3-06

T_s	0.39 s	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$
-------	--------	-------------------------

$$Si : T_i \leq T_s$$

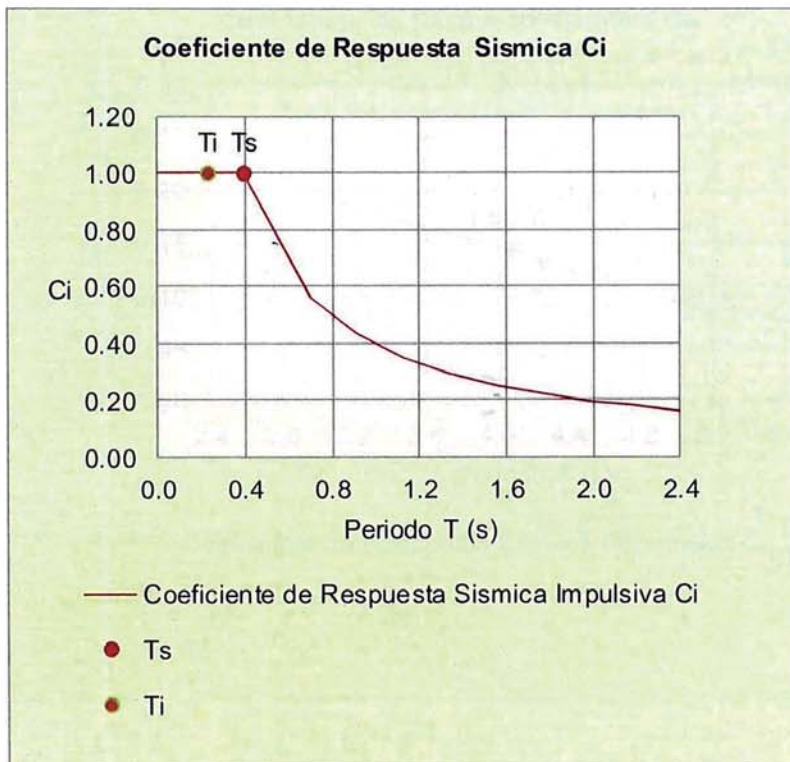
$$\Rightarrow C_i = S_{DS}$$

$$Si : T_i > T_s$$

$$\Rightarrow C_i = \frac{S_{D1}}{T_1} \leq S_{DS}$$

T_1	0.22 s
C_i	1.00 g

T (s)	Ci (g)
0	1.00
0.39	1.00
0.70	0.56
0.91	0.43
1.13	0.35
1.34	0.29
1.55	0.25
1.76	0.22
1.98	0.20
2.19	0.18
2.40	0.16



Coefficiente de Respuesta Sismica Convectiva Cc ACI 350.3-06

$$Si : T_c \leq \frac{1.6}{T_s}$$

$$\Rightarrow C_c = 1.5 * \frac{S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 * S_{DS}$$

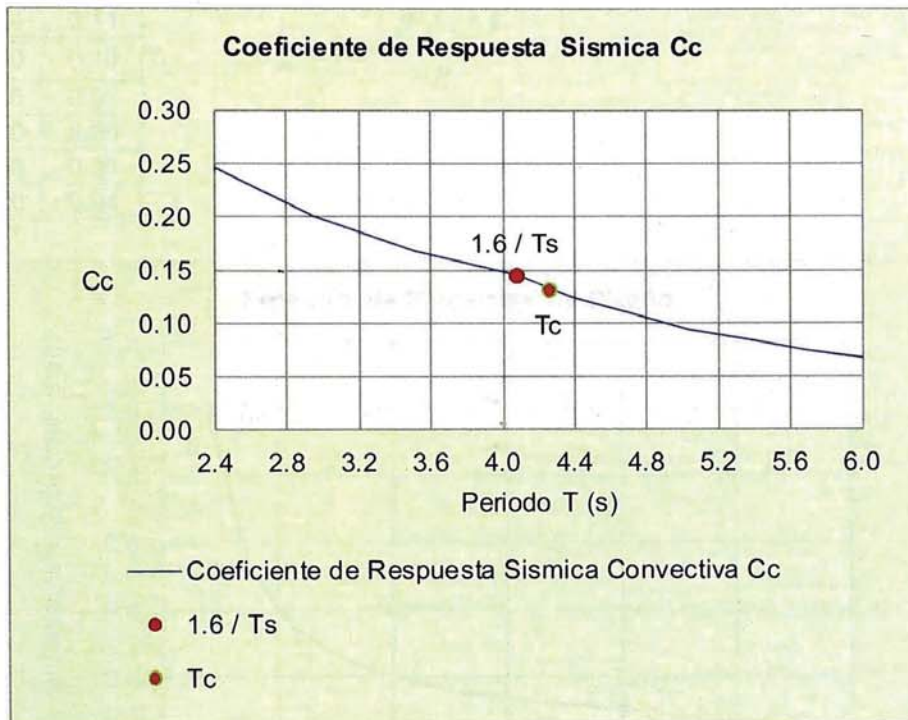
$$Si : T_c > \frac{1.6}{T_s}$$

$$\Rightarrow C_c = 6 * \frac{0.4 * S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4 * S_{DS}}{T_c^2}$$

Tc	4.25 s
Cc	0.13 g
1.6/Ts	4.07 s

T (s)	Cc (g)
2.40	0.25
2.96	0.20
3.51	0.17
4.07	0.15
4.39	0.12
4.71	0.11
5.03	0.09
5.36	0.08
5.68	0.07
6.00	0.07

$1.6 / T_s$



$$C_{si} = \frac{C_i * I}{R_i}$$

$$C_{sc} = \frac{C_c * I}{R_c}$$

C_{si} **6.13** m/s² Pseudoaceleración impulsiva

C_{sc} **1.63** m/s² Pseudoaceleración convectiva

Espectro de Respuesta de Diseño: ACI 371R-08

T_L **4.00** s Período de transición para período largo

T_i 0.22 s

T_c 4.25 s

$S_{a(T_i)}$ 1.00 g

$S_{a(T_c)}$ 0.09 g

C_{si} **6.13** m/s² Pseudoaceleración impulsiva

C_{sc} **1.60** m/s² Pseudoaceleración convectiva

T (s)	Sa (g)
0.00	1.00
0.39	1.00
0.75	0.52
1.11	0.35
1.48	0.27
1.84	0.21
2.20	0.18
2.56	0.15
2.92	0.13
3.28	0.12
3.64	0.11
4.00	0.10
4.50	0.08
5.00	0.06
5.50	0.05
6.00	0.04

T_s

T_L

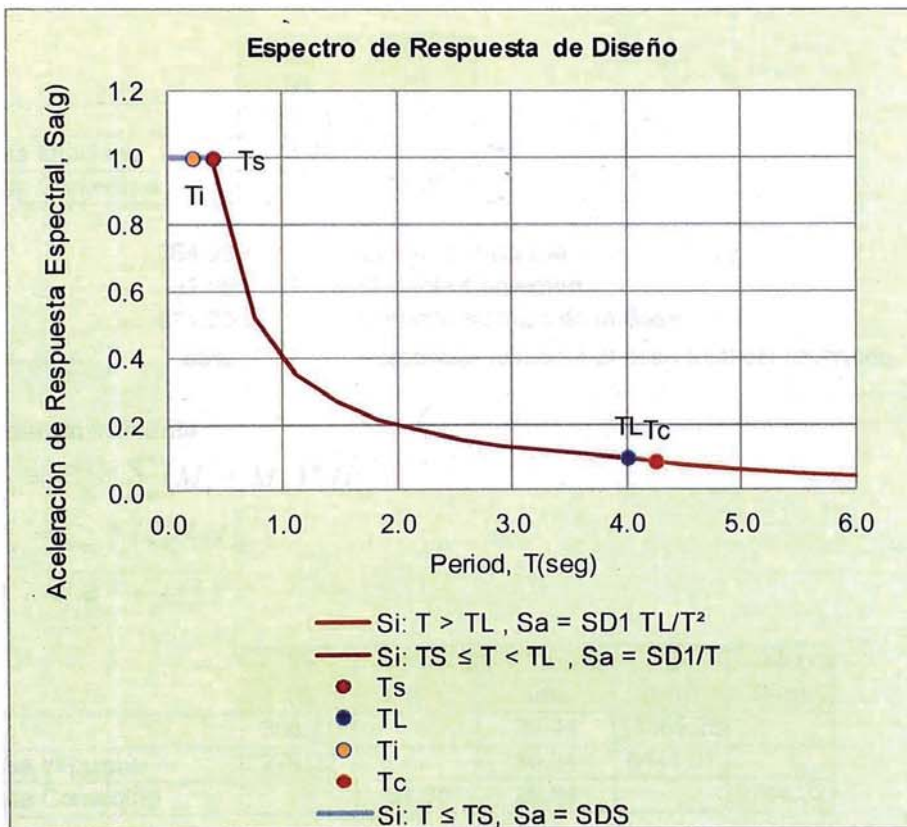
$$Si : T \leq T_s \Rightarrow S_a = S_{DS}$$

$$Si : T_s < T \leq T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$Si : T > T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$$

$$C_{si} = \frac{S_{a(T_i)} * I}{R_i}$$

$$C_{sc} = 1.5 * \frac{S_{a(T_c)} * I}{R_c}$$



CÁLCULO SÍSMICO

	E030	IBC / ASCE 7	
	ACI350	ACI350	ACI371
C_{si} (m/s ²)	6.13	6.13	6.13
C_{sc} (m/s ²)	1.73	1.63	1.60

	Masa (t*s ² /m)	H _{cg} (m)	Masa*H _{cg} (t*s ²)
Ms	63.07	29.44	1856.93
Masa Impulsiva	45.38	31.29	1419.83
Masa Convectiva	53.16	30.79	1636.88

Cortante en la Base

m Masa sísmica efectiva

$$V_i = C_{si} * (M_i + M_s)$$

$$V_c = C_{sc} * M_c$$

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

	Vi (t)	Vc (t)
Ms	386.71	
Masa Impulsiva	278.22	
Masa Convectiva		91.95

Vi 664.93 t Cortante Impulsiva
Vc 91.95 t Cortante Convectiva
V 671.26 t Cortante sísmica en la Base
%W_{TOTAL} 65% Porcentaje respecto al peso total del reservorio

Momento volcante

$$M_i = C_{si} * \sum (M_i + M_s) * H_{cg}^*$$

$$M_c = C_{sc} * M_c * H_{cg}^*$$

$$M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2}$$

	Vi (t)	Vc (t)	h (m)	Mi (t-m)	Mc (t-m)
Ms	386.71		29.44	11385.28	
Masa Impulsiva	278.22		30.34	8441.01	
Masa Convectiva		91.95	29.84		2744.32

Mi 19826.29 t-m Cortante Impulsiva
Mc 2744.32 t-m Cortante Convectiva
M 20015.32 t-m Momento sísmico en la Base

Altura Libre de Oleaje

d_{max} 1.23 m

$$d_{max} = \frac{D}{2} * C_c * I$$

CALCULO ESTRUCTURAL

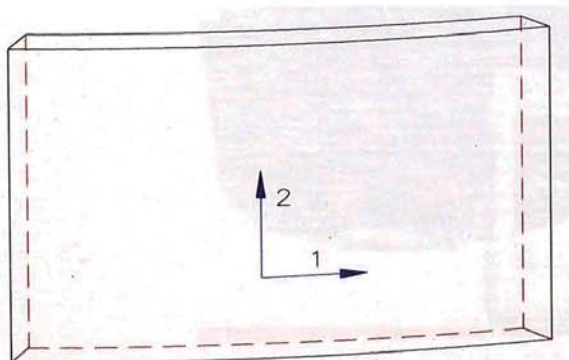
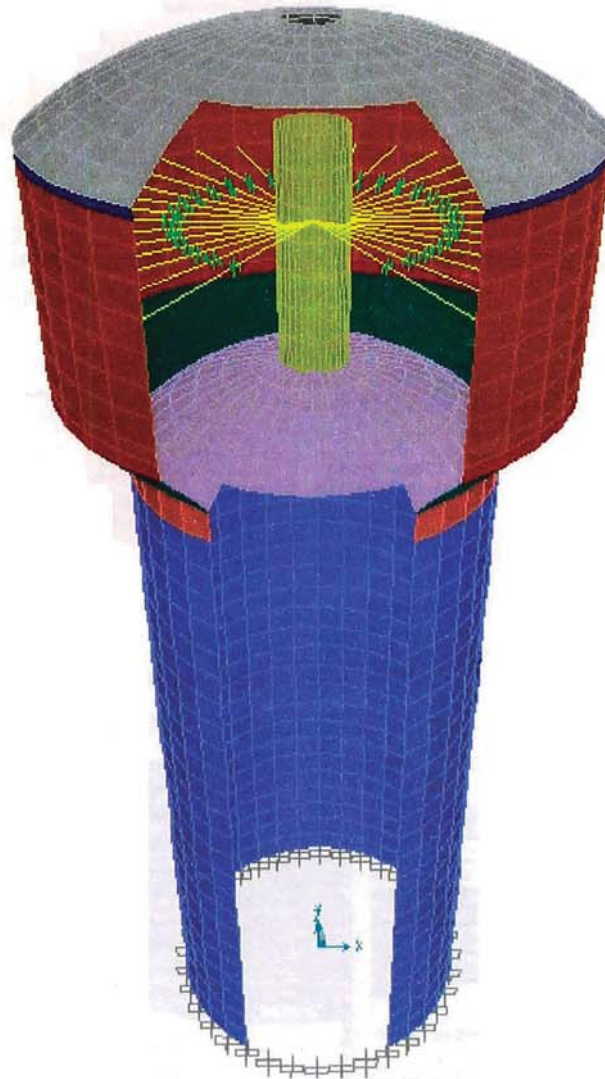
- Vsup Viga superior
- Vinf Viga inferior
- Vapo Viga de apoyo
- Cuba Cuba cilíndrica
- Tronco Tronco cónico
- Chim Chimenea
- Fuste Fuste cilíndrico

- f_y 4200 kg/cm²
- E_s 2.E+06 kg/cm²
- ϵ_{sh} 0.0003
- Z_{max} 7700 kg/cm
- W_{max} 0.10 mm
- M_U Momento factorado
- T_U Tracción factorada
- C_U Compresión factorada
- V_U Cortante factorada
- M_S Momento de servicio
- C_S Compresión de servicio

- S_d 1.30 Flexión
- S_d 1.65 Tracción
- S_d 1.30 Corte

- Convención
- Tracción (+)
- Compresión (-)

Envolvente U: Combinaciones factoradas
 Envolverte S: Combinaciones por servicio



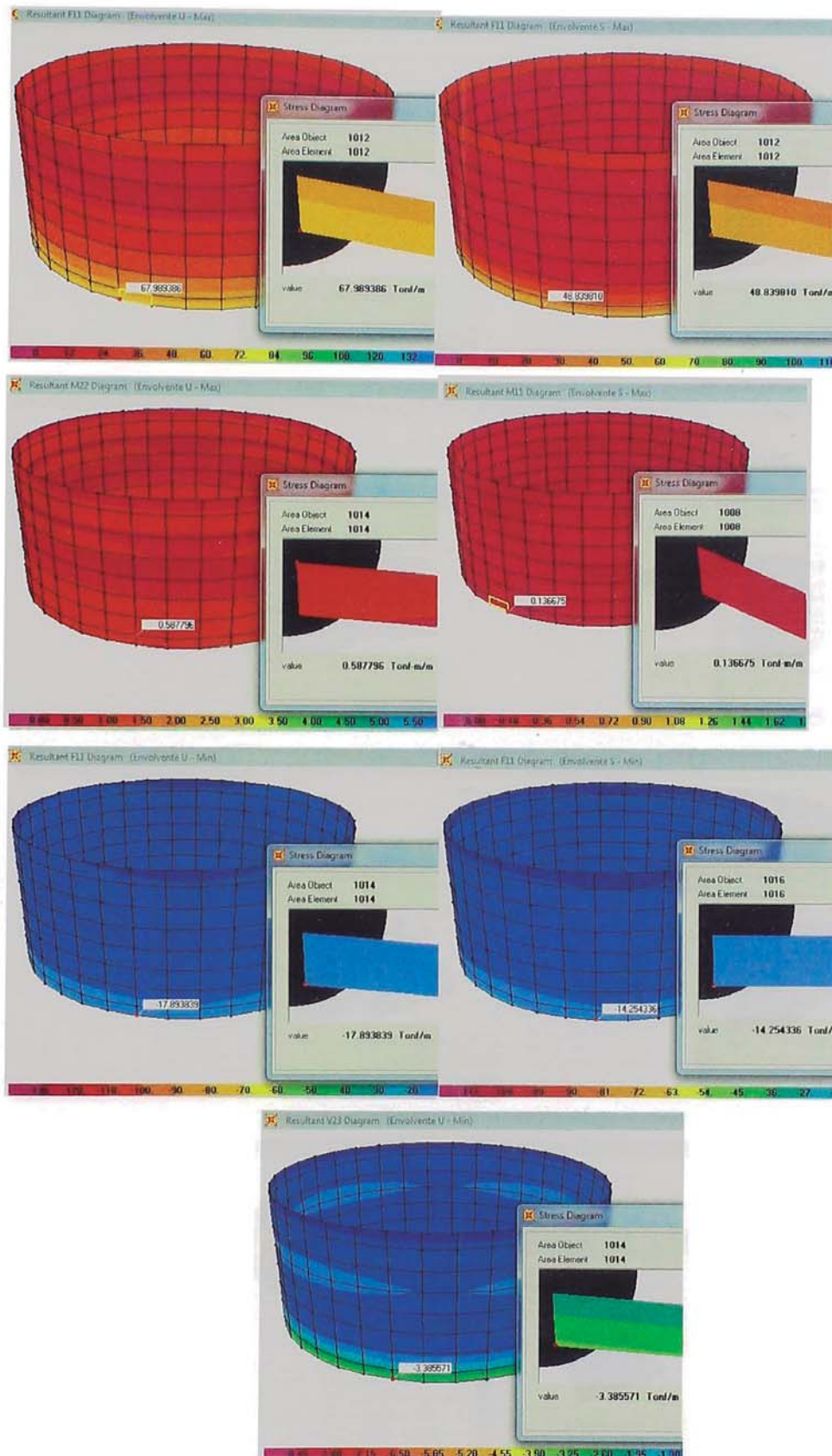


Figura N° A3: Esfuerzos en la cuba cilíndrica

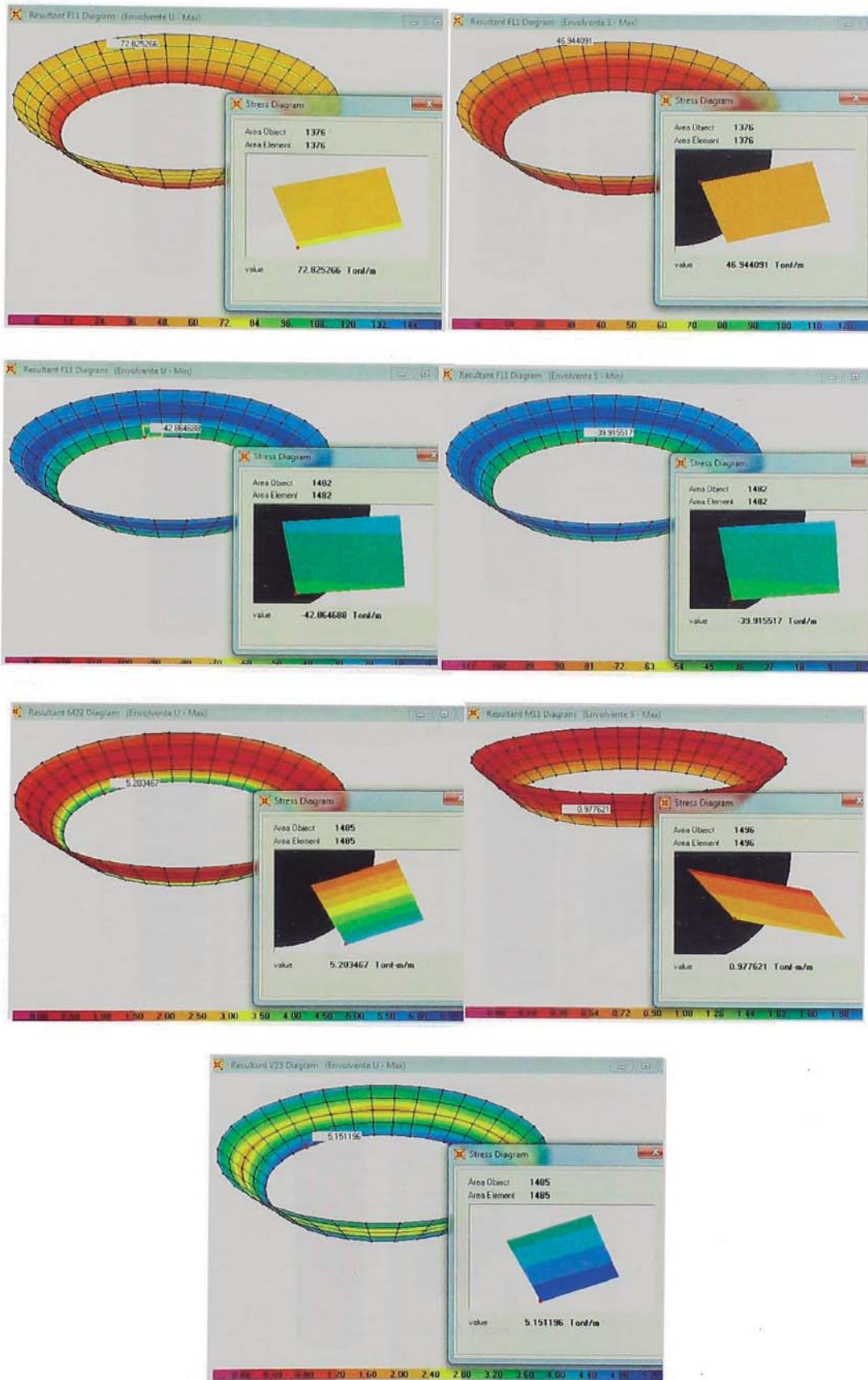


Figura N° A4: Esfuerzos en el fondo tronco cónico



Figura N° A5: Esfuerzos en la chimenea de acceso

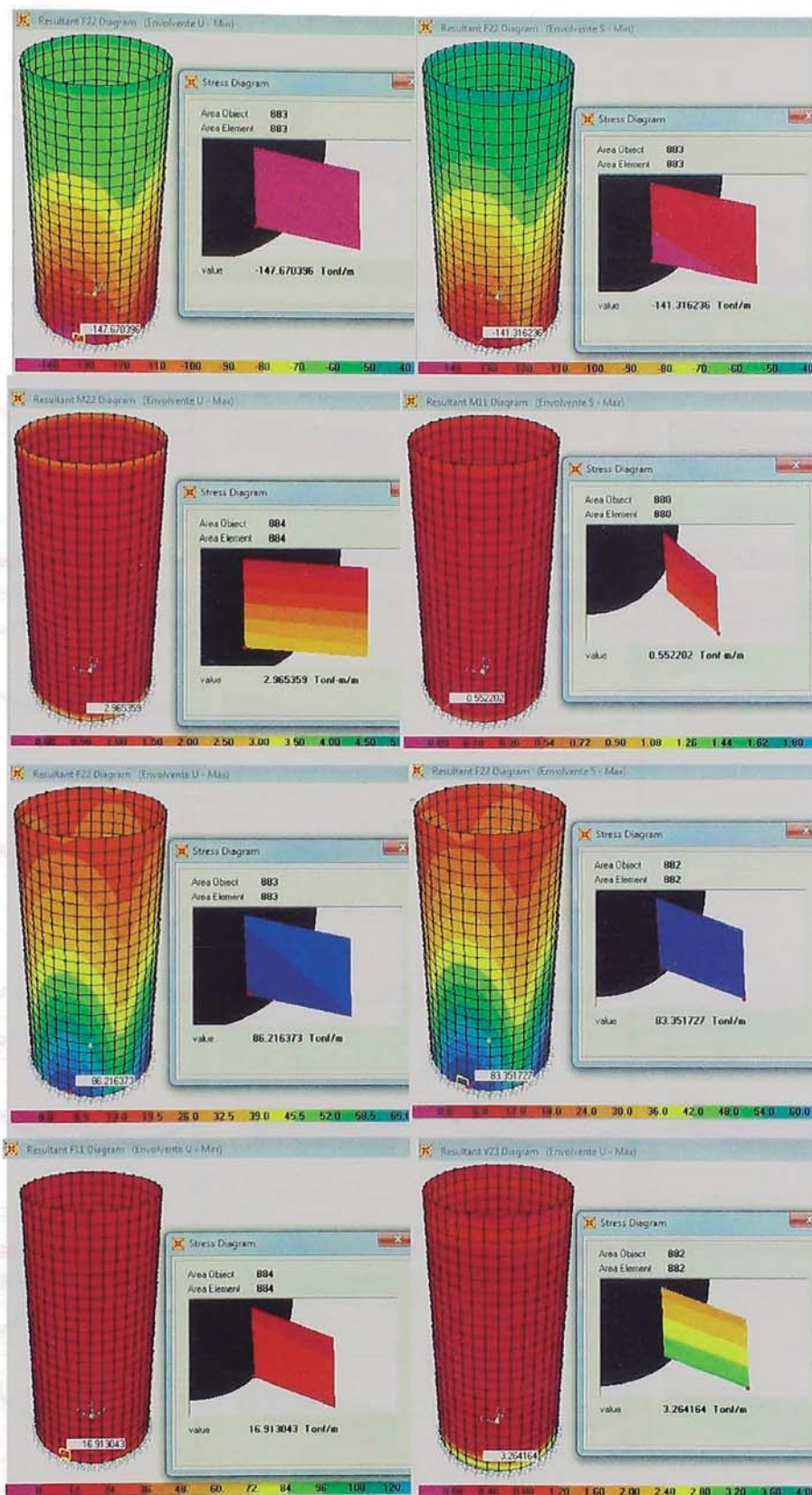


Figura N° A6: Esfuerzos en el fuste cilíndrico

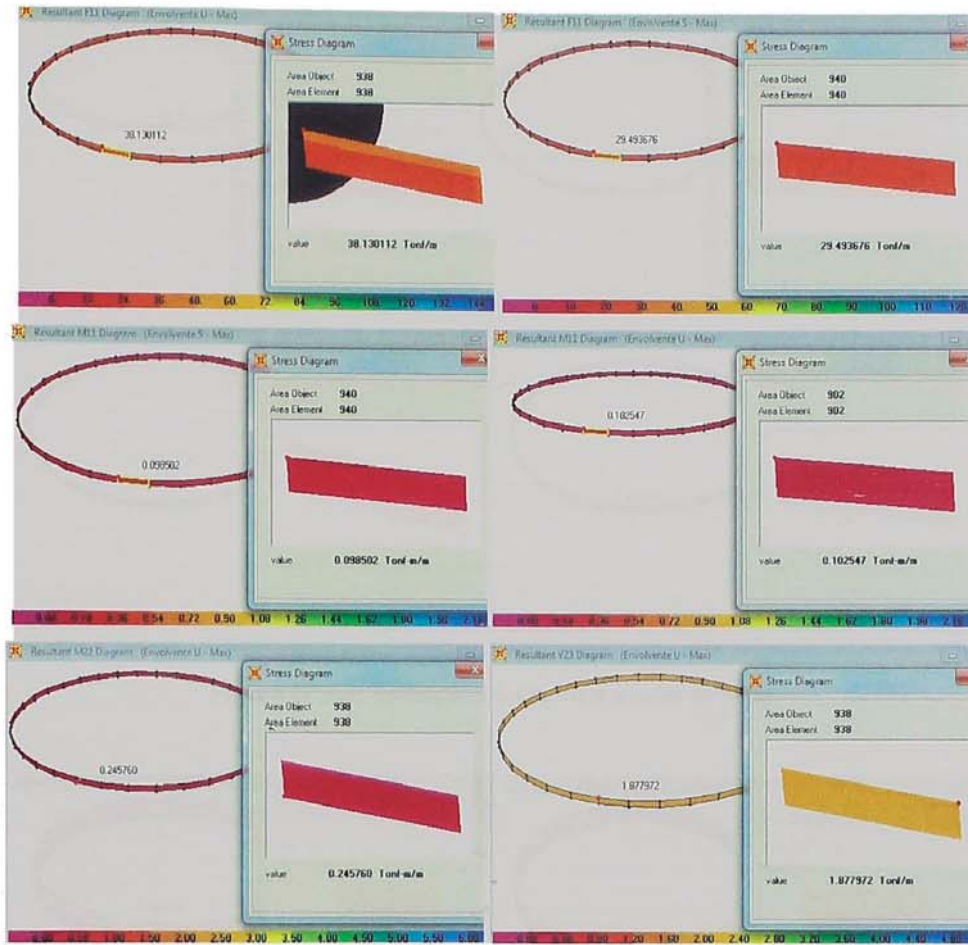


Figura N° A7: Esfuerzos en la viga anular superior



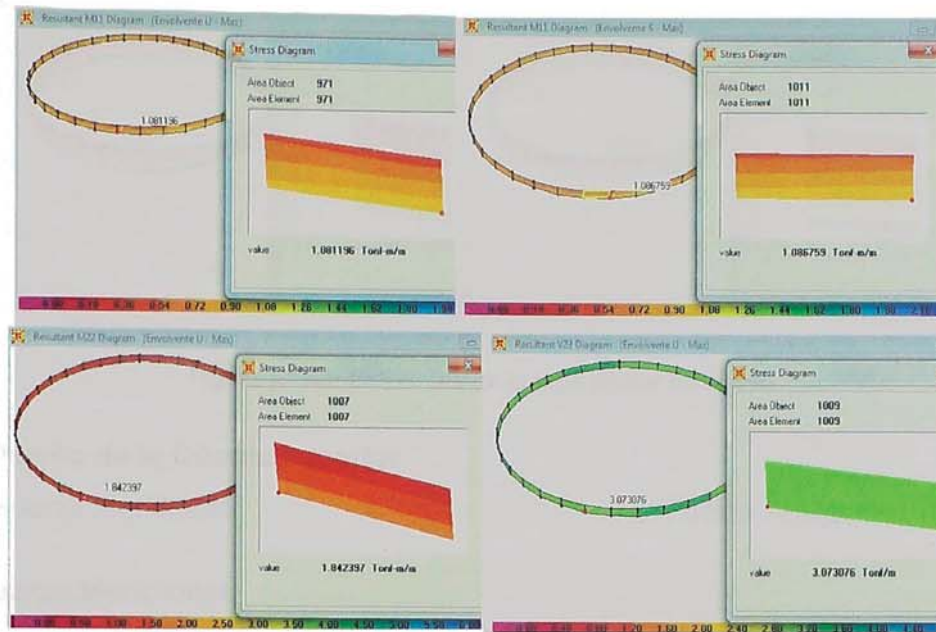
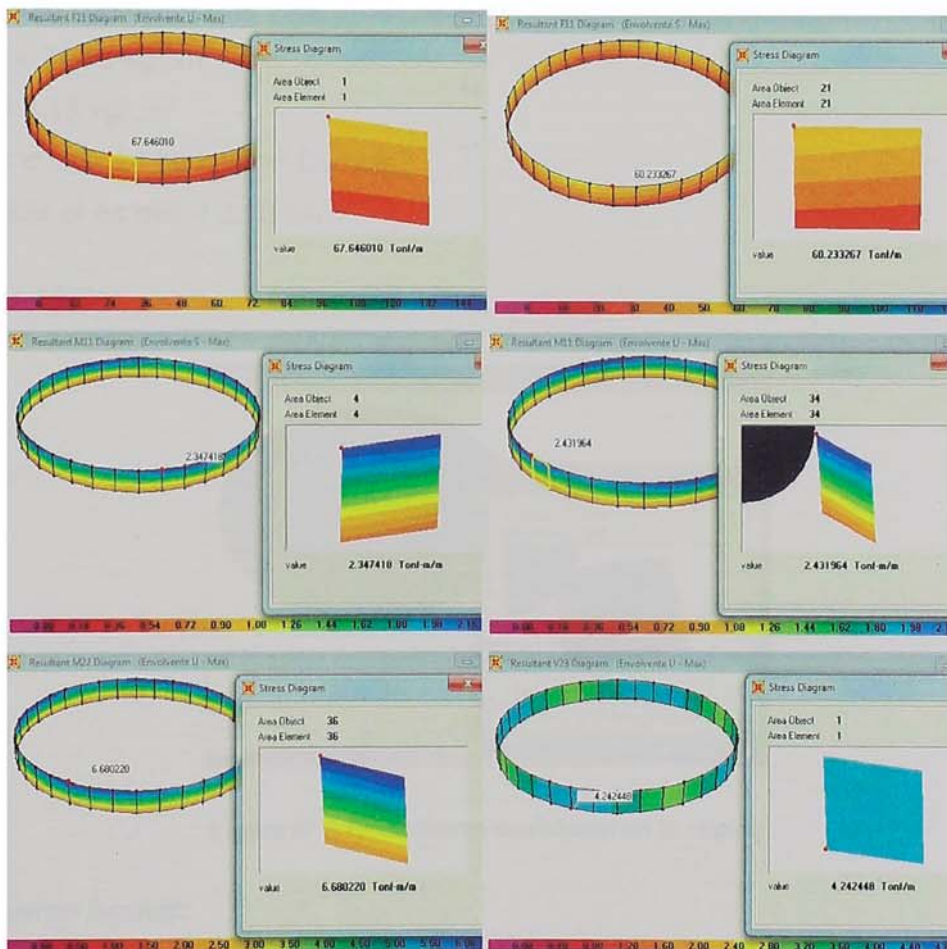


Figura N° A8: Esfuerzos en la viga anular inferior



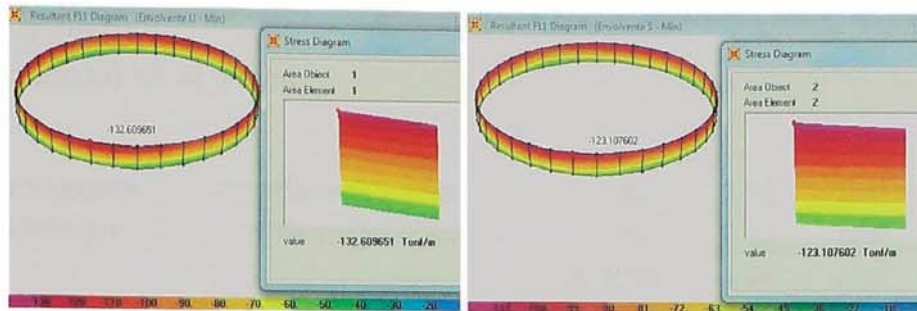


Figura N° A9: Esfuerzos en la viga anular de apoyo

a.- Diseño de la Cúpula superior

N_1 : Fuerza Meridional

N_2 : Fuerza Anular

Refuerzo Meridional:

$N_1 = 4180 \text{ kg/m}$ (Fuerza máxima meridional obtenido del SAP2000, ver Figura N° A10)

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

$$\sigma'_{cu} = 24.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 4.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c < \sigma'_{cu} = 24.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple!!}$$

Colocar el $A_s \text{ min} = 2.10 \text{ cm}^2$

Usar: Malla

$\Phi 6\text{mm}@0.125\text{m}$

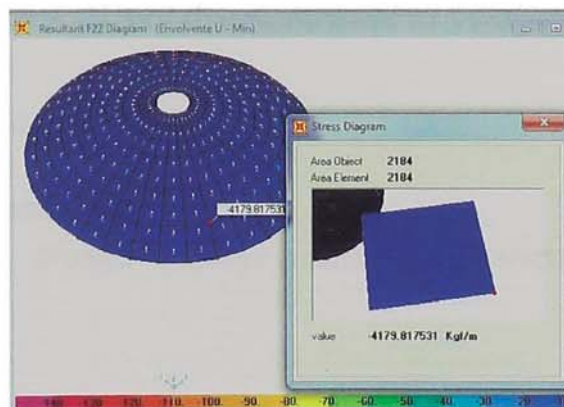


Figura N° A10: Esfuerzo meridional en la cúpula

Refuerzo Anular:

En la base de la Cúpula: $N_2 = 8.02 \text{ t/m}$ (Fuerza máxima anular, obtenido del SAP2000, ver Figura N° A11)

$$A_s = T / (0.9 f_y)$$

$$A_s \text{ (requerido)} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar:

Malla Superior	$\Phi 6\text{mm}@0.15\text{m}$	A_{s1}	2.13	cm^2
Malla Inferior	$\Phi 6\text{mm}@0.15\text{m}$	A_{s2}	2.13	cm^2
		$A_s \text{ total}$	4.26	cm^2

$$A_s \text{ total} > A_s \text{ (requerido)}$$

$$4.26 \text{ cm}^2 > 2.12 \text{ cm}^2$$

Resto de Cúpula:

$$\text{Colocar el } A_{s \text{ min}} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Usar: Malla $\Phi 6\text{mm}@0.15\text{m}$

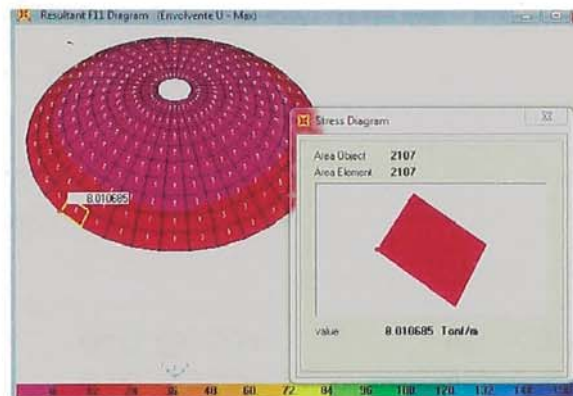


Figura N° A11: Esfuerzo anular en la cúpula

b.- Diseño de la Cúpula inferior

Refuerzo Meridional:

$N_1 = 34837 \text{ kg/m}$ (Fuerza máxima meridional obtenido del SAP2000, ver Figura N° A12)

$$t = 0.20\text{m}$$

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

$$\sigma'_{cu} = 24.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 17.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c < \sigma'_{cu} = 24.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple!!}$$

$$\text{Colocar el } A_{s \text{ min}} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Usar: Malla $\Phi 1/2''@0.20m$ (ambas caras)

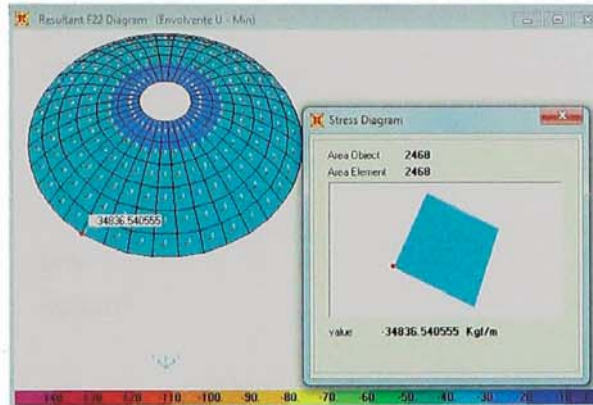


Figura N° A12: Esfuerzo meridional en la cúpula

Refuerzo Anular:

En la base de la Cúpula: $N_2 = 14.96$ t/m (Fuerza máxima anular, obtenido del SAP2000, ver Figura N° A11)

$$A_s = T / (0.9 f_y)$$

$$A_s \text{ (requerido)} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ (mínimo)} = 7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar:

Malla Superior	$\Phi 1/2''@0.20m$	A_{s1}	6.45	cm^2
Malla Inferior	$\Phi 1/2''@0.20m$	A_{s2}	6.45	cm^2
		$A_s \text{ total}$	12.90	cm^2

$$A_s \text{ total} > A_s \text{ (requerido)}$$

$$12.90 \text{ cm}^2 > 7.00 \text{ cm}^2$$

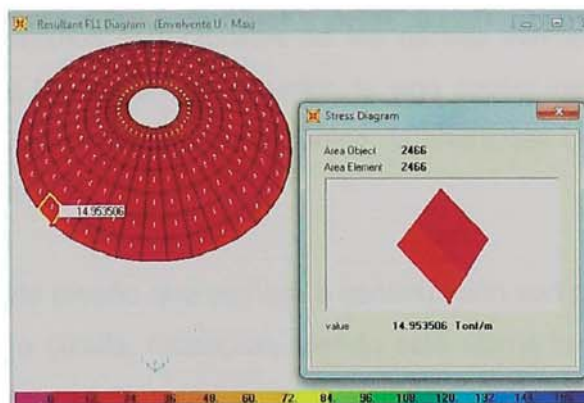


Figura N° A13: Esfuerzo anular en la cúpula

Espesor mínimo

En la base de la Cúpula: $N_2 = 14.26 \text{ t/m}$ (Fuerza máxima anular, obtenido del SAP2000, ver Figura N° A11)

b	100	cm	
t	30	cm	
f _c	350	kg/cm ²	
E _c	280624.3	kg/cm ²	
f _{ct}	35	kg/cm ²	
n	7		
T _s	14.26	t/m	
f _y	4200	kg/cm ²	
ε _{sh}	0.0003		
t _{min}	3.61	cm	< 20cm

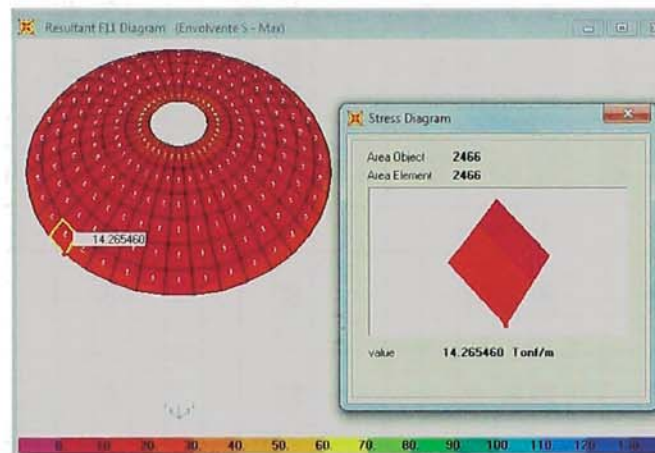


Figura N° A14: Esfuerzo anular en la cúpula (servicio)

c.- Diseño de elementos estructurales

En base a los esfuerzos obtenidos del programa SAP2000, se realiza a continuación los cálculos estructurales de los demás elementos del reservorio elevado tales como la viga anular superior, la viga anular inferior, la viga anular de apoyo, la cuba cilíndrica, el tronco cónico, la chimenea de acceso y el fuste de sección cilíndrica.

Las verificaciones de diseño que se hará a continuación son por flexión, tracción, compresión, corte o cizalla, fisuración, siendo esta última la más importante ya que hace el control de anchos de fisuras.

Elem.	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	β ₁	E _c (kg/cm ²)	f _{ct} (kg/cm ²)	f _{cc} (kg/cm ²)	n	M _u (t-m/m)	T _u (t/m)	C _u (t/m)	V _u (t/m)	M _s (t-m/m)	T _s (t/m)	C _s (t/m)
Vsup	30	25	6	19	350	0.80	280624	35	105	7	M22	F11	F11	V23	M11	F11	F11
	30	25	6	19	350	0.80					M11						
											0.11						
Vinf	50	40	6	34	350	0.80	280624	35	105	7	M22	F11	F11	V23	M11	F11	F11
	50	40	6	34	350	0.80					M11						
											1.1						
Vapo	65	95	6	89	350	0.80	280624	35	105	7	M22	F11	F11	V23	M11	F11	F11
	65	95	6	89	350	0.80					M11						
											2.45						
Cuba	100	20	6	14	350	0.80	280624	35	105	7	M22	F11	F11	V23	M11	F11	F11
Tronco	100	30	6	24	350	0.80	280624	35	105	7	0.6	67.99	-18	3.4	0.14	48.84	-14.26
Chim	100	15	6	9	350	0.80	280624	35	105	7	5.21	72.83	-42.87	5.16	0.98	46.95	-39.92
											2.23	24.83	-54.83	3.15	0.51	23.6	-47.71
Fuste	100	30	5	25	280	0.85	250998	28	84	8	M22	F22	F22	V23	M11	F22	F22
	100	30	5	25	280	0.85	250998	28	84	8	2.98	86.22	-147.7	3.3	0.56	83.36	-141.3
												F11				F11	
	100	30	5	25	280	0.85	250998	28	84	8		16.92				16.35	

Elem.	Diseño por Flexión					Verificación por Tracción								
	A _s cálc (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s máx (cm ²)	A _s colocado A _s 1	A _s col. (cm ²)	Φ M _n (t-m)	Verif. ?	A _s cálc (cm ²)	A _s colocado A _s 1 A _s 2	A _s col. (cm ²)	S _{tracción} (cm)	ρ	φ T _n (t)	Verif. ?
Vsup	0.45	6.00	14.37	Acero Vertical / ml Φ5/8@200	10.00	6.29	Si	5.00	4 Φ 5/8"	8.00	9.3	0.014	30.24	Si
	0.04	2.03	14.37	Acero transversal 2 Φ 5/8"	4.00	2.73	Si							
Vinf	1.88	9.00	42.85	Acero Vertical / ml Φ5/8@200	10.00	12.32	Si	35.72	8 Φ 1"	40.80	5	0.024	154.22	Si
	0.56	6.06	42.85	Acero transversal 2 Φ 1"	10.20	12.55	Si							
Vapo	2.59	9.00	145.80	Acero Vertical / ml Φ5/8@200	10.00	33.23	Si	19.19	4 Φ 1"	20.40	5	0.004	77.11	Si
	1.36	20.61	145.80	Acero transversal 5 Φ 1"	25.50	83.11	Si							
Cuba	1.49	6.00	35.28	Φ5/8@200	10.00	5.02	Si	29.68	Φ3/4@175	32.57	8.75	0.023	123.12	Si
Tronco	7.64	9.00	60.49	Φ5/8@200	10.00	8.80	Si	31.79	Φ3/4@175	32.57	8.75	0.014	123.12	Si
Chim	9.19	4.50	22.68	Φ5/8@200	10.00	3.13	Si	10.84	Φ1/2@200	12.90	10	0.014	48.76	Si
Fuste	4.16	9.00	53.56	Acero vertical Φ5/8@200	10.00	9.12	Si	22.81	Φ5/8@200	24.25	20	0.010	91.67	Si
				Acero horizontal Φ1/2@200				4.48	Φ1/2@200	6.45	20	0.003	24.38	Si

Elem.	Verificación por Compresión					Verificación por Corte					
	σ_u (kg/cm ²)	$\sigma'_{adm u}$ (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)	Verif.?	ϕV_c (t)	ϕ (in)	S_{corte} (cm)	ϕV_s (t)	ϕV_n (t)	Verif.?
Vsup	0.00	134.75	0.00	105.00	Si	4.80	□ ϕ 3/8"	10.00	11.33	16.14	Si
Vinf	2.53	134.75	2.33	105.00	Si	14.33	□ ϕ 3/8"	10.00	20.28	34.61	Si
Vapo	8.62	134.75	8.00	105.00	Si	48.76	□ ϕ 1/2"	15.00	64.29	113.05	Si
Cuba	1.80	134.75	1.43	105.00	Si	11.80	-	-	-	11.80	Si
Tronco	4.29	134.75	3.99	105.00	Si	20.23	-	-	-	20.23	Si
Chim	5.48	134.75	4.77	105.00	Si	7.59	-	-	-	7.59	Si
Fuste	14.77	107.80	14.13	84.00	Si	18.85	-	-	-	18.85	Si

Control de Fisuración												
Elem.	S _{max 1} (cm)	t _{min} (cm)	Verif.?	k	j	f _s (kg/cm ²)	A (cm ²)	z (kg/cm)	Verif.?	β	w (mm)	Verif.?
Vsup	23.00	7.46	Si	0.36	0.88	22	353	288	Si	1.2	0.00	Si
Vinf	23.00	34.26	Si	0.44	0.85	46	340	583	Si	1.2	0.01	Si
Vapo	23.00	15.24	Si	0.20	0.93	90	890	1575	Si	1.2	0.02	Si
Cuba	23.00	12.35	Si	0.43	0.86	36	245	408	Si	1.35	0.01	Si
Tronco	23.00	11.87	Si	0.35	0.88	142	420	1932	Si	1.35	0.03	Si
Chim	23.00	5.97	Si	0.36	0.88	499	180	5119	Si	1.35	0.08	Si
Fuste												

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- En reservorios elevados de gran capacidad de almacenamiento, es recomendable el uso de fondos abovedados tipo Intze, ya que mejora el comportamiento estructural dando como resultados paredes relativamente más delgadas que permiten reducir los costes de construcción.
- Conociendo el volumen de almacenamiento, la cota referencial del nivel de agua y el diámetro de la chimenea de ingreso, se puede obtener la forma geométrica del reservorio, siempre y cuando se cumplan las condiciones de un contenedor tipo Intze, tomando ciertas consideraciones para simplificar los cálculos.
- El pre dimensionamiento de espesores se puede obtener en base a cálculos que satisfagan las condiciones de servicio de la estructura, considerando solo esfuerzos de compresión y tracción pura, que luego serán verificados al momento de realizar el análisis detallado bajo condiciones variadas de carga, en especial la carga sísmica.
- Cuando la relación altura equivalente a diámetro es $H/D \leq 0.75$, la masa de agua en un reservorio se puede modelar usando un sistema mecánico equivalente de dos masas, que consiste en una masa fija o impulsiva (M_i) adherida rígidamente a las paredes del contenedor y una sola masa móvil o convectiva (M_c) unida a las paredes del contenedor por medio de resortes (Modelo de Housner 1963).

Si la relación $H/D > 0.75$, la masa de agua se modelará como una masa fija y una serie de masas móviles puntuales denominadas convectivas que estarán unidas a las paredes del contenedor mediante resortes. (Modelo de Housner 1954).

Las expresiones deducidas del Modelo de Housner son válidas sólo para contenedores apoyados sobre el terreno, que tengan formas geométricas circulares o rectangulares, con fondo plano y horizontal, y superficies abiertas sin tapa rígida. Los reservorios elevados de gran capacidad de volumen no tienen estas características ya que comúnmente tienen el fondo

abovedado y el contenedor tiene tapa. Sin embargo, si se cumple ciertas consideraciones se puede usar las expresiones debidas a Housner. Estas consideraciones se describen en el Cuadro N° 5.1.

- Estudiando las formas de modo y sus periodos de vibración correspondientes, se observa que el periodo del primer modo "T₁" es aproximadamente igual al periodo de vibración de la masa móvil del agua "T_c", es decir que el movimiento de la masa móvil del agua es prácticamente independiente del movimiento de la estructura del reservorio, quien queda casi inmóvil.

También se puede observar que el periodo del segundo modo de vibración "T₂" es similar al que le correspondería a un modo de vibración sin la masa móvil de agua, es decir que el periodo del segundo modo es muy similar al periodo impulsivo "T_i".

- Los periodos calculados usando el Modelo equivalente de Housner, el Modelo de dos grados de libertad (2 G.L.) y el Modelo matemático en SAP2000, se muestran a continuación:

	Ti (s)	% Error
Housner	0.22	-6%
2 G.L.	0.22	-6%
SAP2000	0.24	0%

	Tc (s)	% Error
Housner	4.25	-1%
2 G.L.	4.28	0%
SAP2000	4.28	0%

Tomando como referencia los periodos calculados con el modelo en SAP2000, los resultados obtenidos muestran una aceptable aproximación para fines de diseño con diferencias mínimas de 1% y máximas de 6% entre los análisis.

- Esto es típico de aquellas estructuras en que el primer modo de vibrar es muy grande con respecto al segundo modo (10 a 20 veces mayor), debido a que la masa de agua que oscila tiene pobre rigidez y mucha flexibilidad.
- El primer modo de vibración es prácticamente sólo de la masa móvil del agua, por lo tanto, para tomar todo su efecto sobre la estructura y de acuerdo al código ACI 350.3-06, el coeficiente de reducción sísmica del primer modo de vibración o modo convectivo (R_c) es 1.

- El segundo modo de vibración pertenece netamente a la estructura de concreto armado del reservorio y a una porción de masa fija de agua. Por lo tanto para tener un buen desempeño sísmico del reservorio en este modo durante un sismo se debe garantizar dos factores esenciales que son la resistencia y la ductilidad.

Para obtener mayor ductilidad de la estructura, se debe tener un mayor coeficiente de reducción sísmica en el segundo modo de vibración (R_i), con el fin de sufrir deformaciones plásticas sin perder resistencia, evitando así fallas frágiles y colapsos prematuros.

En consecuencia se debe cumplir que el valor del coeficiente de reducción del segundo modo (R_i) sea mayor al valor del coeficiente de reducción del primer modo (R_c).

El código ACI 350.3-06 da un valor para el coeficiente de reducción sísmica del segundo modo (R_i) igual a 2. Por lo tanto se cumple que $R_i > R_c$.

- Los rangos de amortiguamiento altos son usados para estructuras ordinarias, y valores bajos de amortiguamiento para estructuras especiales. El reservorio elevado se considera una estructura especial e importante, por tal motivo y de acuerdo al código ACI 350.3-06, para el análisis sísmico se considerará que el amortiguamiento del modo fundamental de la estructura o modo de la masa convectiva del agua es $\xi=0.5\%$ y el amortiguamiento de la masa impulsiva del agua y del concreto de la estructura será $\xi=5\%$.

El código ACI 350.3-06, indica que el coeficiente de respuesta sísmica basado en un amortiguamiento de 0,5% es aproximadamente 1.5 veces el coeficiente de respuesta sísmica basado en un amortiguamiento de 5%.

- El código ACI 350.3-01, genera un espectro de Pseudo aceleraciones considerando que los periodos menores de 2.40s deben estar asociados a la masa impulsiva y los periodos mayores a 2.40s se deben asociar a la masa convectiva.
- Para el análisis sísmico de un reservorio elevado se puede aplicar la norma peruana E-030 solo si tomamos las consideraciones que plantea el código americano ACI 350.3-06. Estas consideraciones principalmente son; el factor

de reducción sísmica para cada modo y el amortiguamiento del 0.5% para el modo convectivo.

El análisis sísmico basado íntegramente en el código ASCE 07-10 y/o IBC 2012, necesita contar con un Estudio de Riesgo Sísmico de la zona en estudio para poder determinar los parámetros de sitio S_s , S_1 y T_L . y así generar el espectro de pseudo aceleraciones.

En el Cuadro N° 5.2 y Cuadro N° 5.3 se presenta el resumen del cálculo sísmico de un reservorio elevado que contiene agua potable.

- Del análisis sísmico usando la norma peruana E-030 complementada con el código ACI 350.3 versus las normas americanas ACI 371, IBC 2012 y ASCE 07, calculamos los siguientes valores de pseudo aceleración:

	E030	IBC 2012 / ASCE 07		% $C_s / C_{s_{E030 \& ACI350.3}}$	
	ACI 350.3	ACI 350	ACI 371	E030 vs ACI350	E030 vs ACI350
C_{si} (m/s ²)	6.13	6.13	6.13	0%	0%
C_{sc} (m/s ²)	1.73	1.63	1.60	-6%	-8%

Usando la norma E030 complementada con el ACI 350.3, el valor de la pseudo aceleración del modo impulsivo (C_{si}) tiene el mismo valor que el calculado con las normas americanas IBC 2012 y ASCE 07.

Usando la norma E030 complementada con el ACI 350.3, el valor de la pseudo aceleración del modo convectivo (C_{sc}) es ligeramente mayor en un 6 a 8% que el calculado con las normas americanas IBC 2012 y ASCE 07.

- Las paredes y losa de fondo del contenedor del reservorio elevado debe cumplir con la propiedad de estanqueidad que es la habilidad de una estructura para retener un líquido, esto se logra minimizando los espesores de grieta en la estructura.
- En secciones de concreto armado que no sean controladas por la compresión, la resistencia requerida se multiplicará por el factor de durabilidad (S_d). En el caso del diseño por corte, este factor se aplicara al esfuerzo de corte tomado sólo por el refuerzo de corte. Este factor de durabilidad no podrá ser utilizado para diseños utilizando cargas de servicio y esfuerzos admisibles.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para poder obtener de forma rápida la geometría de un reservorio elevado de gran capacidad y sus dimensiones tentativas, se recomienda programar en un software tipo Excel las formulaciones que satisfagan las consideraciones de un contenedor tipo Intze y las solicitaciones de compresión y tracción pura en los diferentes elementos.
- Para el análisis sísmico de reservorios elevados se propone incluir las recomendaciones señaladas en el Cuadro N° 5.2 a la Norma Peruana E.030.
- Dada la configuración de la estructura, esta debe ser modelada con elementos finitos los mismos que determinarán con mayor exactitud los esfuerzos en las estructuras.

Cuadro N° 5.1 - Modelo De Housner 1963	
<p>Contenedor Intze</p> <ul style="list-style-type: none"> • V: Volumen total de almacenamiento. • D: Diámetro interior en el nivel superior del líquido. <p>Modelo equivalente de Housner (1963)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Verificar que se cumpla: $H/D \leq 0.75$ 	<p>Contenedor circular equivalente</p> <p>H: Altura de agua del contenedor equivalente.</p> $H = \frac{4 * V}{\pi * D^2}$
<p>Si: $BL \geq 2\% * H$</p> <p>Se puede aplicar las formulas del ACI 350.3-06 que se obtienen a partir de las expresiones de Housner (1963).</p> <p>Altura libre por Oleaje (d_{max})</p> $d_{max} = \frac{D}{2} * C_c * I$ <p>Verificar lo siguiente :</p> $BL \geq d_{max}$	<p>Si: $BL < 2\% * H$</p> <p>Se considera como un reservorio completamente lleno, entonces:</p> $M_i = M_a \quad \& \quad M_c = 0$ <p>donde:</p> <p>BL: Borde libre del contenedor</p> <p>Ma: Masa total del agua</p> <p>Mi: Masa impulsiva del agua.</p> <p>Mc: Masa convectiva del agua.</p> <p>Cc: Coeficiente Sísmico Convectivo.</p> <p>I: Factor de Importancia</p>
<p>Periodo impulsivo de un reservorio elevado</p> $M_s = M_{CONTENEDOR} + \frac{1}{3} * M_{FUSTE}$ $I_f = \pi * \left[\frac{(D_f + 2 * t_f)^4 - (D_f)^4}{64} \right]$ $K_s = \frac{3 * E_c * I_f}{h_f^3}, \quad T_i = 2\pi * \sqrt{\frac{M_i + M_s}{K_s}}$	<p>donde:</p> <p>M_{CONTENEDOR}: Masa del contenedor.</p> <p>M_{FUSTE}: Masa del fuste.</p> <p>I_f: Momento de inercia de la sección cilíndrica del fuste.</p> <p>K_s: Rigidez lateral del fuste de sección cilíndrico.</p> <p>T_i: Periodo impulsivo.</p>
<p>Para no considerar el Efecto P-Delta, considerar lo siguiente:</p> $h_f \leq 5 * D_f, \quad \Delta(cm) < \frac{h_f(m)}{500}$	<p>donde:</p> <p>Δ: Deflexión lateral total del fuste.</p> <p>h_f: Altura del fuste cilíndrico.</p> <p>D_f: Diámetro interno del fuste cilíndrico.</p>

Fuente propia

Cuadro N° 5.2 - NTP E-030 & ACI 350.3		
<ul style="list-style-type: none"> • Z: Factor de zona. • I: Factor de uso e importancia. I=1.25 (valor recomendado) • S: Factor de amplificación del suelo. • Tp: Periodo que define la plataforma del espectro. 		
Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)		
Ri = 2	Considerar el peso estructural y la Masa Impulsiva del agua	
Rc = 1	Considerar la Masa Convectiva del agua	
Factor de amplificación sísmica (C)		
Modo Impulsivo	Amortiguamiento $\xi = 5\%$	$C_i = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$
Modo Convectivo	Amortiguamiento $\xi = 0.5\%$	$C_c = 1.5 \times 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 3.75$
Pseudo aceleración espectral (Sa)		
Modo Impulsivo	Periodo $T_i \leq 2.4 \text{ s}$	$Sa(ti) = \frac{Z * I * C_i * S}{R_i} * g$
Modo Convectivo	Periodo $T_c > 2.4 \text{ s}$	$Sa(tc) = \frac{Z * I * C_c * S}{R_c} * g$

Fuente propia

Cuadro N° 5.3 - IBC 2012 & ASCE 07-10		
Estudio de Riesgo Sísmico		
<ul style="list-style-type: none"> • Clase de Sitio (A, B, C, D, E). • S_s: Aceleración espectral medida para períodos cortos (0.2 s). • S_1: Aceleración espectral considerada para el período de 1 s. • T_L: Período de transición para períodos largos. 		
<ul style="list-style-type: none"> • Ocupancia y Categoría de Riesgo de la estructura. III (para reservorios de agua potable). • I: Factor de uso e importancia. $I=1.25$ (valor recomendado). • F_a: Coeficiente de Sitio para aceleraciones espectrales en períodos cortos. • F_v: Coeficiente de Sitio para aceleraciones espectrales para 1 s. 		
<p>Aceleración espectral máxima:</p> $S_{MS} = F_a * S_s$ $S_{M1} = F_v * S_1$	<p>Aceleración espectral de diseño:</p> $S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} = \frac{2}{3} * F_a * S_s$ $S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1} = \frac{2}{3} * F_v * S_1$	$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
ACI 350.3-06		ACI 371R-08
<p>Coeficiente Sísmico Impulsivo (C_i)</p> <p>$S_i : T_i \leq T_s \Rightarrow C_i = S_{DS}$</p> <p>$S_i : T_i > T_s \Rightarrow C_i = \frac{S_{D1}}{T_1} \leq S_{DS}$</p> <p>Coeficiente Sísmica Convectivo (C_c)</p> <p>$S_i : T_c \leq \frac{1.6}{T_s} \Rightarrow C_c = 1.5 * \frac{S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 * S_{DS}$</p> <p>$S_i : T_c > \frac{1.6}{T_s} \Rightarrow C_c = 6 * \frac{0.4 * S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4 * S_{DS}}{T_c^2}$</p> <p>Pseudo Aceleración</p> $C_{si} = \frac{C_i * I}{R_i} \quad C_{sc} = \frac{C_c * I}{R_c}$		<p>Coeficiente de Respuesta Sísmica</p> <p>$S_i : T \leq T_s \Rightarrow S_a = S_{DS}$</p> <p>$S_i : T_s < T \leq T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1}}{T}$</p> <p>$S_i : T > T_L \Rightarrow S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$</p> <p>Pseudo Aceleración</p> $C_{si} = \frac{S_{a(T_i)} * I}{R_i}$ $C_{sc} = 1.5 * \frac{S_{a(T_c)} * I}{R_c}$

Fuente propia

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 350-06), "Code Requirements for Environmental Engineering Concrete". Comité ACI 350, 2006.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 350.03-01), "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures". Comité ACI 350, 2001.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 350.03-06), "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures". Comité ACI 350, 2006.
4. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 371R-08), "Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel-Concrete Water Storage Tanks". Comité ACI 371, 2008.
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 307-08), "Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys". Comité ACI 307, 2008.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 318-08), "Building Code Requirements for structural concrete". Comité ACI 307, 2008.
7. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE 7-10), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". Comité ASCE 7, 2010.
8. INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC-2012). Comité IBC, 2012.
9. INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY KANPUR - GUJARAT STATE DISASTER MANAGEMENT AUTHORITY (IITK-GSDMA), "Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks". IITK-GSDMA, 2007.
10. FEIJOO RIVERA JULIO, "Análisis y Diseño de Reservorios de Concreto Armado" ACI, Lima Agosto del 2001.
11. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO, "Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado", Lima – Perú 2004.

ANEXOS

ANEXO 1: ASCE 07-2010

Chapter 1

GENERAL

1.1 SCOPE

This standard provides minimum load requirements for the design of buildings and other structures that are subject to building code requirements. Loads and appropriate load combinations, which have been developed to be used together, are set forth for strength design and allowable stress design. For design strengths and allowable stress limits, design specifications for conventional structural materials used in buildings and modifications contained in this standard shall be followed.

1.2 DEFINITIONS AND NOTATIONS

1.2.1 Definitions

The following definitions apply to the provisions of the entire standard.

ALLOWABLE STRESS DESIGN: A method of proportioning structural members such that elastically computed stresses produced in the members by nominal loads do not exceed specified allowable stresses (also called “working stress design”).

AUTHORITY HAVING JURISDICTION: The organization, political subdivision, office, or individual charged with the responsibility of administering and enforcing the provisions of this standard.

BUILDINGS: Structures, usually enclosed by walls and a roof, constructed to provide support or shelter for an intended occupancy.

DESIGN STRENGTH: The product of the nominal strength and a resistance factor.

ESSENTIAL FACILITIES: Buildings and other structures that are intended to remain operational in the event of extreme environmental loading from flood, wind, snow, or earthquakes.

FACTORED LOAD: The product of the nominal load and a load factor.

HIGHLY TOXIC SUBSTANCE: As defined in 29 CFR 1910.1200 Appendix A with Amendments as of February 1, 2000.

IMPORTANCE FACTOR: A factor that accounts for the degree of risk to human life, health, and welfare associated with damage to property or loss of use or functionality.

LIMIT STATE: A condition beyond which a structure or member becomes unfit for service and is

judged either to be no longer useful for its intended function (serviceability limit state) or to be unsafe (strength limit state).

LOAD EFFECTS: Forces and deformations produced in structural members by the applied loads.

LOAD FACTOR: A factor that accounts for deviations of the actual load from the nominal load, for uncertainties in the analysis that transforms the load into a load effect, and for the probability that more than one extreme load will occur simultaneously.

LOADS: Forces or other actions that result from the weight of all building materials, occupants and their possessions, environmental effects, differential movement, and restrained dimensional changes. Permanent loads are those loads in which variations over time are rare or of small magnitude. All other loads are variable loads (see also “nominal loads”).

NOMINAL LOADS: The magnitudes of the loads specified in this standard for dead, live, soil, wind, snow, rain, flood, and earthquake.

NOMINAL STRENGTH: The capacity of a structure or member to resist the effects of loads, as determined by computations using specified material strengths and dimensions and formulas derived from accepted principles of structural mechanics or by field tests or laboratory tests of scaled models, allowing for modeling effects and differences between laboratory and field conditions.

OCCUPANCY: The purpose for which a building or other structure, or part thereof, is used or intended to be used.

OTHER STRUCTURES: Structures, other than buildings, for which loads are specified in this standard.

P-DELTA EFFECT: The second order effect on shears and moments of frame members induced by axial loads on a laterally displaced building frame.

RESISTANCE FACTOR: A factor that accounts for deviations of the actual strength from the nominal strength and the manner and consequences of failure (also called “strength reduction factor”).

RISK CATEGORY: A categorization of buildings and other structures for determination of flood, wind, snow, ice, and earthquake loads based on the risk associated with unacceptable performance. See Table 1.5-1.

STRENGTH DESIGN: A method of proportioning structural members such that the computed forces produced in the members by the factored loads do not

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released."	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

"Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

exceed the member design strength (also called "load and resistance factor design").

TEMPORARY FACILITIES: Buildings or other structures that are to be in service for a limited time and have a limited exposure period for environmental loadings.

TOXIC SUBSTANCE: As defined in 29 CFR 1910.1200 Appendix A with Amendments as of February 1, 2000.

1.1.2 Symbols and Notations

- F_x A minimum design lateral force applied to level x of the structure and used for purposes of evaluating structural integrity in accordance with Section 1.4.2.
- W_x The portion of the total dead load of the structure, D , located or assigned to Level x .
- D Dead load.
- L Live load.
- L_r Roof live load.
- N Notional load used to evaluate conformance with minimum structural integrity criteria.

- R Rain load.
- S Snow load.

1.3 BASIC REQUIREMENTS

1.3.1 Strength and Stiffness

Buildings and other structures, and all parts thereof, shall be designed and constructed with adequate strength and stiffness to provide structural stability, protect nonstructural components and systems from unacceptable damage, and meet the serviceability requirements of Section 1.3.2.

Acceptable strength shall be demonstrated using one or more of the following procedures:

- a. the Strength Procedures of Section 1.3.1.1,
- b. the Allowable Stress Procedures of Section 1.3.1.2, or
- c. subject to the approval of the authority having jurisdiction for individual projects, the Performance-Based Procedures of Section 1.3.1.3.

for each beam, girder, or truss either directly to its supporting elements or to slabs designed to act as diaphragms. Where the connection is through a diaphragm, the member's supporting element shall also be connected to the diaphragm. The connection shall have the strength to resist a force of 5 percent of the unfactored dead load plus live load reaction imposed by the supported member on the supporting member.

1.4.5 Anchorage of Structural Walls

Walls that provide vertical load bearing or lateral shear resistance for a portion of the structure shall be anchored to the roof and all floors and members that provide lateral support for the wall or that are supported by the wall. The anchorage shall provide a direct connection between the walls and the roof or floor construction. The connections shall be capable of resisting a strength level horizontal force perpendicular to the plane of the wall equal to 0.2 times the weight of the wall tributary to the connection, but not less than 5 psf (0.24 kN/m²).

1.4.6 Extraordinary Loads and Events

When considered, design for resistance to extraordinary loads and events shall be in accordance with the procedures of Section 2.5.

1.5 CLASSIFICATION OF BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES

1.5.1 Risk Categorization

Buildings and other structures shall be classified, based on the risk to human life, health, and welfare associated with their damage or failure by nature of their occupancy or use, according to Table 1.5-1 for

the purposes of applying flood, wind, snow, earthquake, and ice provisions. Each building or other structure shall be assigned to the highest applicable risk category or categories. Minimum design loads for structures shall incorporate the applicable importance factors given in Table 1.5-2, as required by other sections of this Standard. Assignment of a building or other structure to multiple risk categories based on the type of load condition being evaluated (e.g., snow or seismic) shall be permitted.

When the building code or other referenced standard specifies an Occupancy Category, the Risk Category shall not be taken as lower than the Occupancy Category specified therein.

1.5.2 Multiple Risk Categories

Where buildings or other structures are divided into portions with independent structural systems, the classification for each portion shall be permitted to be determined independently. Where building systems, such as required egress, HVAC, or electrical power, for a portion with a higher risk category pass through or depend on other portions of the building or other structure having a lower risk category, those portions shall be assigned to the higher risk category.

1.5.3 Toxic, Highly Toxic, and Explosive Substances

Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances are permitted to be classified as Risk Category II structures if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as part of an overall risk management plan (RMP) that a release of the toxic, highly toxic, or explosive substances is not sufficient to pose a threat to the public.

To qualify for this reduced classification, the owner or operator of the buildings or other structures

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads^a

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_i	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

- r_m = characteristic foundation length as defined by Eq. 19.2-8 (ft or m)
- S_S = mapped MCE_R , 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at short periods as defined in Section 11.4.1
- S_1 = mapped MCE_R , 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at a period of 1 s as defined in Section 11.4.1
- \dot{S}_{aM} = the site-specific MCE_R spectral response acceleration parameter at any period
- S_{DS} = design, 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at short periods as defined in Section 11.4.4
- S_{D1} = design, 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at a period of 1 s as defined in Section 11.4.4
- S_{MS} = the MCE_R , 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at short periods adjusted for site class effects as defined in Section 11.4.3
- S_{M1} = the MCE_R , 5 percent damped, spectral response acceleration parameter at a period of 1 s adjusted for site class effects as defined in Section 11.4.3
- s_u = undrained shear strength; see Section 20.4.3
- \bar{s}_u = average undrained shear strength in top 100 ft (30 m); see Sections 20.3.3 and 20.4.3, ASTM D2166 or ASTM D2850
- s_{ui} = undrained shear strength of any cohesive soil layer i (between 0 and 100 ft [30 m]); see Section 20.4.3
- s_h = spacing of special lateral reinforcement (in. or mm)
- T = the fundamental period of the building
- \bar{T}, \bar{T}_1 = the effective fundamental period(s) of the building as determined in Sections 19.2.1.1 and 19.3.1
- T_a = approximate fundamental period of the building as determined in Section 12.8.2
- T_L = long-period transition period as defined in Section 11.4.5
- T_p = fundamental period of the component and its attachment, Section 13.6.2
- $T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$
- $T_S = S_{D1}/S_{DS}$
- T_4 = net tension in steel cable due to dead load, prestress, live load, and seismic load (Section 14.1.7)
- V = total design lateral force or shear at the base
- V_i = design value of the seismic base shear as determined in Section 12.9.4
- V_x = seismic design shear in story x as determined in Section 12.8.4 or 12.9.4
- \bar{V} = reduced base shear accounting for the effects of soil structure interaction as determined in Section 19.3.1
- \bar{V}_1 = portion of the reduced base shear, \bar{V} , contributed by the fundamental mode, Section 19.3 (kip or kN)
- ΔV = reduction in V as determined in Section 19.3.1 (kip or kN)
- ΔV_1 = reduction in V_1 as determined in Section 19.3.1 (kip or kN)
- v_s = shear wave velocity at small shear strains (greater than 10^{-3} percent strain); see Section 19.2.1 (ft/s or m/s)
- \bar{v}_s = average shear wave velocity at small shear strains in top 100 ft (30 m); see Sections 20.3.3 and 20.4.1
- v_{si} = the shear wave velocity of any soil or rock layer i (between 0 and 100 ft [30 m]); see Section 20.4.1
- v_{so} = average shear wave velocity for the soils beneath the foundation at small strain levels, Section 19.2.1.1 (ft/s or m/s)
- W = effective seismic weight of the building as defined in Section 12.7.2. For calculation of seismic-isolated building period, W is the total effective seismic weight of the building as defined in Sections 19.2 and 19.3 (kip or kN)
- \bar{W} = effective seismic weight of the building as defined in Sections 19.2 and 19.3 (kip or kN)
- W_c = gravity load of a component of the building
- W_p = component operating weight (lb or N)
- w = moisture content (in percent), ASTM D2216
- w_i, w_n, w_x = portion of W that is located at or assigned to Level $i, n,$ or $x,$ respectively
- x = level under consideration, 1 designates the first level above the base
- z = height in structure of point of attachment of component with respect to the base; see Section 13.3.1
- β = ratio of shear demand to shear capacity for the story between Level x and $x - 1$
- $\bar{\beta}$ = fraction of critical damping for the coupled structure-foundation system, determined in Section 19.2.1

- β_0 = foundation damping factor as specified in Section 19.2.1.2
- γ = average unit weight of soil (lb/ft³ or N/m³)
- Δ = design story drift as determined in Section 12.8.6
- Δ_{fallout} = the relative seismic displacement (drift) at which glass fallout from the curtain wall, storefront, or partition occurs
- Δ_n = allowable story drift as specified in Section 12.12.1
- δ_{max} = maximum displacement at Level x , considering torsion, Section 12.8.4.3
- δ_M = maximum inelastic response displacement, considering torsion, Section 12.12.3
- δ_{MT} = total separation distance between adjacent structures on the same property, Section 12.12.3
- δ_{avg} = the average of the displacements at the extreme points of the structure at Level x , Section 12.8.4.3
- δ_n = deflection of Level x at the center of the mass at and above Level x , Eq. 12.8-15
- δ_{xe} = deflection of Level x at the center of the mass at and above Level x determined by an elastic analysis, Section 12.8-6
- δ_{vm} = modal deflection of Level x at the center of the mass at and above Level x as determined by Section 19.3.2
- $\bar{\delta}_n, \bar{\delta}_{x1}$ = deflection of Level x at the center of the mass at and above Level x , Eqs. 19.2-13 and 19.3-3 (in. or mm)
- θ = stability coefficient for P -delta effects as determined in Section 12.8.7
- ρ = a redundancy factor based on the extent of structural redundancy present in a building as defined in Section 12.3.4
- ρ_s = spiral reinforcement ratio for precast, prestressed piles in Section 14.2.3.2.6
- λ = time effect factor
- Ω_0 = overstrength factor as defined in Tables 12.2-1, 15.4-1, and 15.4-2

11.4 SEISMIC GROUND MOTION VALUES

11.4.1 Mapped Acceleration Parameters

The parameters S_S and S_1 shall be determined from the 0.2 and 1 s spectral response accelerations shown on Figs. 22-1, 22-3, 22-5, and 22-6 for S_S and Figs. 22-2, 22-4, 22-5, and 22-6 for S_1 . Where S_1 is less than or equal to 0.04 and S_S is less than or equal to 0.15, the structure is permitted to be assigned to Seismic Design Category A and is only required to comply with Section 11.7.

User Note: Electronic values of mapped acceleration parameters, and other seismic design parameters, are provided at the USGS Web site at <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>, or through the SEI Web site at <http://content.seinstitute.org>.

11.4.2 Site Class

Based on the site soil properties, the site shall be classified as Site Class A, B, C, D, E, or F in accordance with Chapter 20. Where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the site class, Site Class D shall be used unless the authority having jurisdiction or geotechnical data determines Site Class E or F soils are present at the site.

11.4.3 Site Coefficients and Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameters

The MCE_R spectral response acceleration parameter for short periods (S_{MS}) and at 1 s (S_{M1}), adjusted for Site Class effects, shall be determined by Eqs. 11.4-1 and 11.4-2, respectively.

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (11.4-1)$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 \quad (11.4-2)$$

where

S_S = the mapped MCE_R spectral response acceleration parameter at short periods as determined in accordance with Section 11.4.1, and

S_1 = the mapped MCE_R spectral response acceleration parameter at a period of 1 s as determined in accordance with Section 11.4.1

where site coefficients F_a and F_1 are defined in Tables 11.4-1 and 11.4-2, respectively. Where the simplified design procedure of Section 12.14 is used, the value of F_a shall be determined in accordance with Section 12.14.8.1, and the values for F_v , S_{MS} , and S_{M1} need not be determined.

11.4.4 Design Spectral Acceleration Parameters

Design earthquake spectral response acceleration parameter at short period, S_{DS} , and at 1 s period, S_{D1} , shall be determined from Eqs. 11.4-3 and 11.4-4, respectively. Where the alternate simplified design procedure of Section 12.14 is used, the value of S_{DS} shall be determined in accordance with Section 12.14.8.1, and the value for S_{D1} need not be determined.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (11.4-3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (11.4-4)$$

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_l \leq 0.1$	$S_l = 0.2$	$S_l = 0.3$	$S_l = 0.4$	$S_l \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_l .

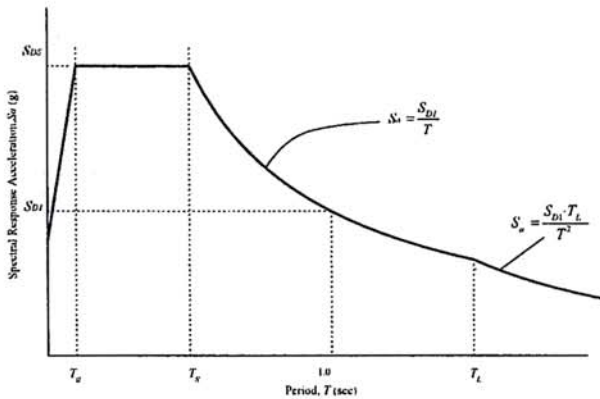


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum.

11.4.5 Design Response Spectrum

Where a design response spectrum is required by this standard and site-specific ground motion procedures are not used, the design response spectrum curve shall be developed as indicated in Fig. 11.4-1 and as follows:

1. For periods less than T_0 , the design spectral response acceleration, S_a , shall be taken as given by Eq. 11.4-5:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (11.4-5)$$

2. For periods greater than or equal to T_0 and less than or equal to T_s , the design spectral response acceleration, S_a , shall be taken equal to S_{DS} .
3. For periods greater than T_s , and less than or equal to T_L , the design spectral response acceleration, S_a , shall be taken as given by Eq. 11.4-6:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (11.4-6)$$

4. For periods greater than T_L , S_a shall be taken as given by Eq. 11.4-7:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (11.4-7)$$

where

S_{DS} = the design spectral response acceleration parameter at short periods

S_{D1} = the design spectral response acceleration parameter at 1-s period

T = the fundamental period of the structure, s

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ and}$$

T_L = long-period transition period (s) shown in Figs. 22-12 through 22-16.

11.4.6 Risk-Targeted Maximum Considered (MCE_R) Response Spectrum

Where an MCE_R response spectrum is required, it shall be determined by multiplying the design response spectrum by 1.5.

11.4.7 Site-Specific Ground Motion Procedures

The site-specific ground motion procedures set forth in Chapter 21 are permitted to be used to determine ground motions for any structure. A site response analysis shall be performed in accordance with Section 21.1 for structures on Site Class F sites, unless the exception to Section 20.3.1 is applicable. For seismically isolated structures and for structures with damping systems on sites with S_1 greater than or equal to 0.6, a ground motion hazard analysis shall be performed in accordance with Section 21.2.

11.5 IMPORTANCE FACTOR AND RISK CATEGORY

11.5.1 Importance Factor

An importance factor, I_C , shall be assigned to each structure in accordance with Table 1.5-2.

11.5.2 Protected Access for Risk Category IV

Where operational access to a Risk Category IV structure is required through an adjacent structure, the adjacent structure shall conform to the requirements for Risk Category IV structures. Where operational access is less than 10 ft from an interior lot line or another structure on the same lot, protection from potential falling debris from adjacent structures shall be provided by the owner of the Risk Category IV structure.

11.6 SEISMIC DESIGN CATEGORY

Structures shall be assigned a Seismic Design Category in accordance with this section.

Risk Category I, II, or III structures located where the mapped spectral response acceleration

parameter at 1-s period, S_1 , is greater than or equal to 0.75 shall be assigned to Seismic Design Category E. Risk Category IV structures located where the mapped spectral response acceleration parameter at 1-s period, S_1 , is greater than or equal to 0.75 shall be assigned to Seismic Design Category F. All other structures shall be assigned to a Seismic Design Category based on their Risk Category and the design spectral response acceleration parameters, S_{DS} and S_{D1} , determined in accordance with Section 11.4.4. Each building and structure shall be assigned to the more severe Seismic Design Category in accordance with Table 11.6-1 or 11.6-2, irrespective of the fundamental period of vibration of the structure, T .

Where S_1 is less than 0.75, the Seismic Design Category is permitted to be determined from Table 11.6-1 alone where all of the following apply:

1. In each of the two orthogonal directions, the approximate fundamental period of the structure, T_u , determined in accordance with Section 12.8.2.1 is less than $0.8T_s$, where T_s is determined in accordance with Section 11.4.5.
2. In each of two orthogonal directions, the fundamental period of the structure used to calculate the story drift is less than T_s .
3. Eq. 12.8-2 is used to determine the seismic response coefficient C_s .

Table 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Table 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-S Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Chapter 20

SITE CLASSIFICATION PROCEDURE FOR SEISMIC DESIGN

20.1 SITE CLASSIFICATION

The site soil shall be classified in accordance with Table 20.3-1 and Section 20.3 based on the upper 100 ft (30 m) of the site profile. Where site-specific data are not available to a depth of 100 ft (30 m), appropriate soil properties are permitted to be estimated by the registered design professional preparing the soil investigation report based on known geologic conditions. Where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the site class, Site Class D shall be used unless the authority having jurisdiction or geotechnical data determine Site Class E or F soils are present at the site. Site Classes A and B shall not be assigned to a site if there is more than 10 ft (10.1 m) of soil between the rock surface and the bottom of the spread footing or mat foundation.

20.2 SITE RESPONSE ANALYSIS FOR SITE CLASS F SOIL

A site response analysis in accordance with Section 21.1 shall be provided for Site Class F soils, unless the exception to Section 20.3.1 is applicable.

20.3 SITE CLASS DEFINITIONS

Site class types shall be assigned in accordance with the definitions provided in Table 20.3-1 and this section.

20.3.1 Site Class F

Where any of the following conditions is satisfied, the site shall be classified as Site Class F and a site response analysis in accordance with Section 21.1 shall be performed.

1. Soils vulnerable to potential failure or collapse under seismic loading, such as liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, and collapsible weakly cemented soils.

EXCEPTION: For structures having fundamental periods of vibration equal to or less than 0.5 s, site response analysis is not required to determine spectral

accelerations for liquefiable soils. Rather, a site class is permitted to be determined in accordance with Section 20.3 and the corresponding values of F_a and F_v determined from Tables 11.4-1 and 11.4-2.

2. Peats and/or highly organic clays [$H > 10$ ft (3 m)] of peat and/or highly organic clay where H = thickness of soil.
3. Very high plasticity clays [$H > 25$ ft (7.6 m) with $PI > 75$].
4. Very thick soft/medium stiff clays [$H > 120$ ft (37 m)] with $s_u < 1,000$ psf (50 kPa).

20.3.2 Soft Clay Site Class E

Where a site does not qualify under the criteria for Site Class F and there is a total thickness of soft clay greater than 10 ft (3 m) where a soft clay layer is defined by $s_u < 500$ psf (25 kPa), $w \geq 40$ percent, and $PI > 20$, it shall be classified as Site Class E.

20.3.3 Site Classes C, D, and E

The existence of Site Class C, D, and E soils shall be classified by using one of the following three methods with \bar{v}_s , \bar{N} , and \bar{s}_u computed in all cases as specified in Section 20.4:

1. \bar{v}_s for the top 100 ft (30 m) (\bar{v}_s method).
2. \bar{N} for the top 100 ft (30 m) (\bar{N} method).
3. \bar{N}_{ch} for cohesionless soil layers ($PI < 20$) in the top 100 ft (30 m) and \bar{s}_u for cohesive soil layers ($PI > 20$) in the top 100 ft (30 m) (\bar{s}_u method).
Where the \bar{N}_{ch} and \bar{s}_u criteria differ, the site shall be assigned to the category with the softer soil.

20.3.4 Shear Wave Velocity for Site Class B

The shear wave velocity for rock, Site Class B, shall be either measured on site or estimated by a geotechnical engineer, engineering geologist, or seismologist for competent rock with moderate fracturing and weathering. Softer and more highly fractured and weathered rock shall either be measured on site for shear wave velocity or classified as Site Class C.

20.3.5 Shear Wave Velocity for Site Class A

The hard rock, Site Class A, category shall be supported by shear wave velocity measurement either

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

on site or on profiles of the same rock type in the same formation with an equal or greater degree of weathering and fracturing. Where hard rock conditions are known to be continuous to a depth of 100 ft (30 m), surficial shear wave velocity measurements are permitted to be extrapolated to assess \bar{v}_s .

20.4 DEFINITIONS OF SITE CLASS PARAMETERS

The definitions presented in this section shall apply to the upper 100 ft (30 m) of the site profile. Profiles containing distinct soil and rock layers shall be subdivided into those layers designated by a number that ranges from 1 to n at the bottom where there are a total of n distinct layers in the upper 100 ft (30 m). Where some of the n layers are cohesive and others are not, k is the number of cohesive layers and m is the number of cohesionless layers. The symbol i refers to any one of the layers between 1 and n .

20.4.1 \bar{v}_s , Average Shear Wave Velocity

\bar{v}_s shall be determined in accordance with the following formula:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (20.4-1)$$

where

d_i = the thickness of any layer between 0 and 100 ft (30 m)

v_{si} = the shear wave velocity in ft/s (m/s)

$$\sum_{i=1}^n d_i = 100 \text{ ft (30 m)}$$

20.4.2 \bar{N} , Average Field Standard Penetration Resistance and \bar{N}_{ch} , Average Standard Penetration Resistance for Cohesionless Soil Layers

\bar{N} and \bar{N}_{ch} shall be determined in accordance with the following formulas:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (20.4-2)$$

where N_i and d_i in Eq. 20.4-2 are for cohesionless soil, cohesive soil, and rock layers.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (20.4-3)$$

where N_i and d_i in Eq. 20.4-3 are for cohesionless soil layers only and $\sum_{i=1}^m d_i = d_s$ where d_s is the total thickness of cohesionless soil layers in the top 100 ft (30 m). N_i is the standard penetration resistance (ASTM D1586) not to exceed 100 blows/ft (305 blows/m) as directly measured in the field without corrections. Where refusal is met for a rock layer, N_i shall be taken as 100 blows/ft (305 blows/m).

20.4.3 \bar{s}_u , Average Undrained Shear Strength

\bar{s}_u shall be determined in accordance with the following formula:

MINIMUM DESIGN LOADS

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (20.4-4)$$

where

$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c$$

d_c = the total thickness of cohesive soil layers in the top 100 ft (30 m)

PI = the plasticity index as determined in accordance with ASTM D4318

w = the moisture content in percent as determined in accordance with ASTM D2216

s_{ui} = the undrained shear strength in psf (kPa), not to exceed 5,000 psf (240 kPa) as determined in accordance with ASTM D2166 or ASTM D2850

ANEXO 2: ACI 350.3-06

STANDARD

Table 4.1.1(a)—Importance factor I

	Tank use	Factor I
III	Tanks containing hazardous materials*	1.5
II	Tanks that are intended to remain usable for emergency purposes after an earthquake, or tanks that are part of lifeline systems	1.25
I	Tanks not listed in Categories II or III	1.0

*In some cases, for tanks containing hazardous materials, engineering judgment may require a factor $I > 1.5$.

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R

Type of structure	R_I		R_C
	On or above grade	Buried*	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

*Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_I value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.

[†] $R_I = 3.25$ is the maximum R_I value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.

[‡]Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

ANEXO 3: IITK-GSDMA

PROVISIONS

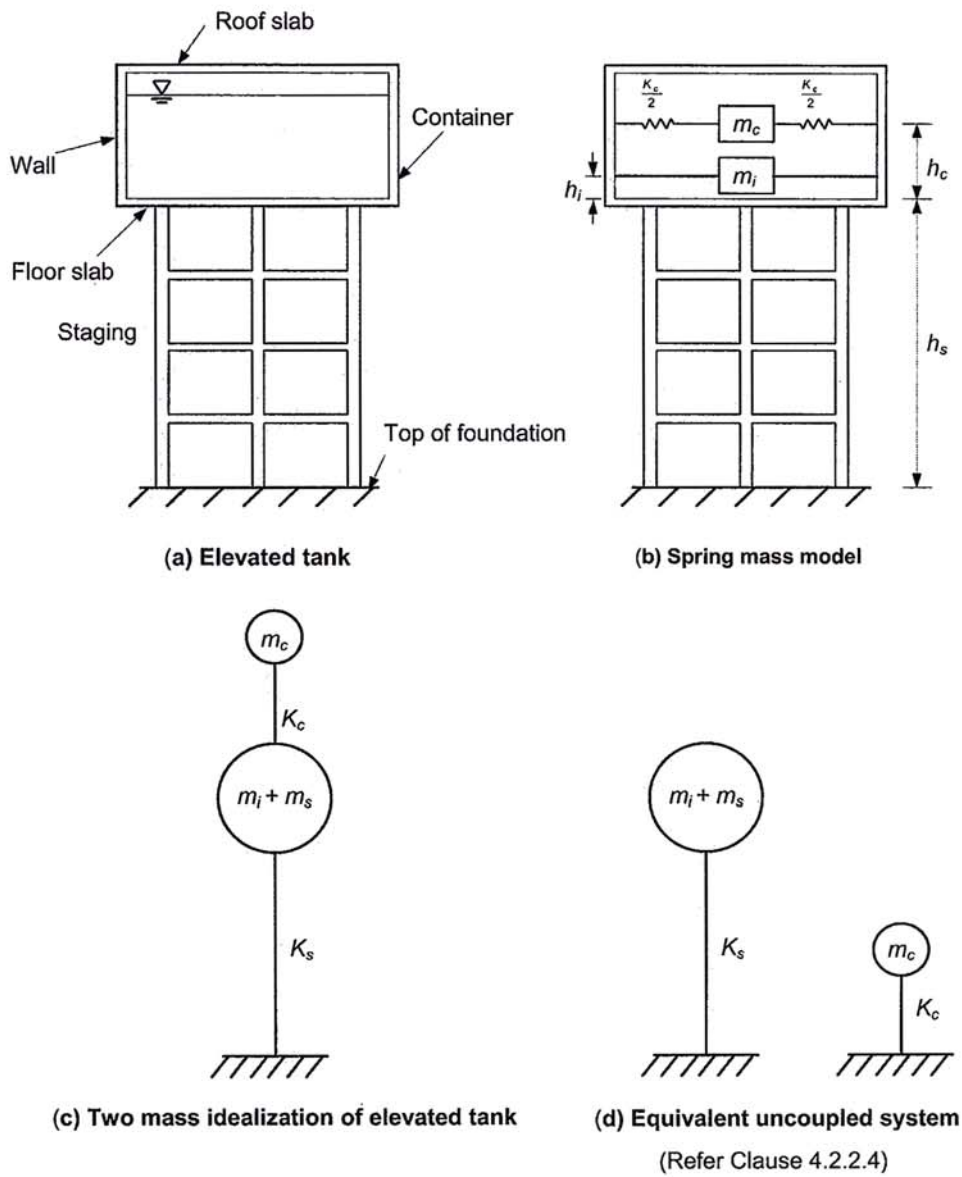


Figure 4 – Two mass idealization for elevated tank

PROVISIONS

4.3.1.3 – Elevated Tank

Time period of impulsive mode, T_i in seconds, is given by

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{K_s}}$$

where

m_s = mass of container and one-third mass of staging, and

K_s = lateral stiffness of staging.

Lateral stiffness of the staging is the horizontal force required to be applied at the center of gravity of the tank to cause a corresponding unit horizontal displacement.

NOTE: The flexibility of bracing beam shall be considered in calculating the lateral stiffness, K_s of elevated moment-resisting frame type tank staging.

COMMENTARY

C4.3.1.3 – Elevated Tank

Time period of elevated tank can also be expressed as:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{g}}$$

where, Δ is deflection of center of gravity of tank when a lateral force of magnitude $(m_s + m_i)g$ is applied at the center of gravity of tank.

Center of gravity of tank can be approximated as combined center of mass of empty container and impulsive mass of liquid. The impulsive mass m_i acts at a height of h_i from top of floor slab.

For elevated tanks with moment resisting type frame staging, the lateral stiffness can be evaluated by computer analysis or by simple procedures (Sameer and Jain, 1992), or by established structural analysis method.

In the analysis of staging, due consideration shall be given to modeling of such parts as spiral staircase, which may cause eccentricity in otherwise symmetrical staging configuration.

For elevated tanks with shaft type staging, in addition to the effect of flexural deformation, the effect of shear deformation may be included while calculating the lateral stiffness of staging.

PROVISIONS

COMMENTARY

4.3.2 – Convective Mode

C4.3.2 – Convective Mode

4.3.2.1 –

Time period of convective mode, in seconds, is given by

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_c}{K_c}}$$

The values of m_c and K_c can be obtained from Figures 2a and 3a respectively, for circular and rectangular tanks.

4.3.2.2 –

Since the expressions for m_c and K_c are known, the expression for T_c can be alternatively expressed as:

(a) Circular Tank: Time period of convective mode, T_c in seconds, is given by

$$T_c = C_c \sqrt{D/g}$$

where

C_c = Coefficient of time period for convective mode. Value of C_c can be obtained from Figure 5, and

D = Inner diameter of tank.

(b) Rectangular Tank: Time period of convective mode of vibration, T_c in seconds, is given by

$$T_c = C_c \sqrt{L/g}$$

where

C_c = Coefficient of time period for convective mode. Value of C_c can be obtained from Figure 7, and

L = Inside length of tank parallel to the

C4.3.2.2 –

Expressions given in Clause 4.3.2.1 and 4.3.2.2 are mathematically same. The expressions for convective mode time period of circular and rectangular tanks are taken from ACI 350.3 (2001), which are based on work of Housner (1963a). The coefficients C_c in the expressions for convective mode time period plotted in Figure 5 and 7 are given below:

(a) For *circular tank*:

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.68 \tanh(3.68h/D)}}$$

(b) For *rectangular tank*:

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16 \tanh(3.16(h/L))}}$$

Convective mode time period expressions correspond to tanks with rigid wall. It is well established that flexibility of wall, elastic pads, and soil does not affect the convective mode time period.

For rectangular tank, L is the inside length of tank parallel to the direction of loading, as described in

PROVISIONS

COMMENTARY

4.6 - Base Shear

C4.6 – Base Shear

4.6.1 - Ground Supported Tank

Base shear in impulsive mode, at the bottom of tank wall is given by

$$V_i = (A_h)_i (m_i + m_w + m_t)g$$

and base shear in convective mode is given by

$$V_c = (A_h)_c m_c g$$

where

$(A_h)_i$ = Design horizontal seismic coefficient for impulsive mode,

$(A_h)_c$ = Design horizontal seismic coefficient for convective mode,

m_i = Impulsive mass of water

m_w = Mass of tank wall

m_t = Mass of roof slab, and

g = Acceleration due to gravity.

C4.6.1 – Ground Supported Tank

Live load on roof slab of tank is generally neglected for seismic load computations. However, in some ground supported tanks, roof slab may be used as storage space. In such cases, suitable percentage of live load should be added in the mass of roof slab, m_t .

For concrete/masonry tanks, mass of wall and base slab may be evaluated using wet density of concrete/masonry.

For ground supported tanks, to obtain base shear at the bottom of base slab/plate, shear due to mass of base slab/plate shall be included. If the base shear at the bottom of tank wall is V then, base shear at the bottom of base slab, V' , will be given by

$$V' = V + (A_h)_i m_b$$

where, m_b is mass of base slab/plate.

4.6.2 – Elevated Tank

Base shear in impulsive mode, just above the base of staging (i.e. at the top of footing of staging) is given by

$$V_i = (A_h)_i (m_i + m_s)g$$

and base shear in convective mode is given by

$$V_c = (A_h)_c m_c g$$

where

m_s = Mass of container and one-third mass of staging.

C4.6.2 – Elevated Tank

Clause 4.6.2 gives shear at the base of staging. Base shear at the bottom of tank wall can be obtained from Clause 4.6.1.

4.6.3 –

Total base shear V , can be obtained by combining the base shear in impulsive and convective mode through Square root of Sum of Squares (SRSS) rule and is given as follows

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

C4.6.3 –

Except Eurocode 8 (1998) all international codes use SRSS rule to combine response from impulsive and convective mode. In Eurocode 8 (1998) absolute summation rule is used, which is based on work of Malhotra (2000). The basis for absolute summation is that the convective mode time period may be several times the impulsive mode period, and hence, peak response of

PROVISIONS

COMMENTARY

4.7 – Base Moment

C4.7 – Base Moment

4.7.1 – Ground Supported Tank

C4.7.1 – Ground Supported Tank

4.7.1.1 –

Bending moment in impulsive mode, at the bottom of wall is given by

$$M_i = (A_h)_i (m_i h_i + m_w h_w + m_t h_t) g$$

and bending moment in convective mode is given by

$$M_c = (A_h)_c m_c h_c g$$

where

h_w = Height of center of gravity of wall mass, and

h_t = Height of center of gravity of roof mass.

C4.7.1.1 –

For obtaining bending moment at the bottom of tank wall, effect of hydrodynamic pressure on wall is considered. Hence, m_i and m_c are considered to be located at heights h_i and h_c , which are explained in Figures C-1a and C-1c and Clause 4.2.1.1.

Heights, h_i and h_c are measured from top of the base slab or bottom of wall.

Sometimes it may be of interest to obtain bending moment at the intermediate height of tank wall. The bending moment at height, y from bottom will depend only on hydrodynamic pressure and wall mass above that height. Following Malhotra (2004), bending moment at any height y from the bottom of wall will be given by

$$M_i = (A_h)_i \left[m_i h_i \mu_i + m_w h_w (1 - y/h)^2 / 2 + m_t h_t (1 - y/h) \right] g$$

$$M_c = (A_h)_c m_c h_c \mu_c g$$

The value of μ_i and μ_c can be obtained from Figure C-5.

Second term in the expression of M_i is obtained by considering tank wall of uniform thickness.

4.7.1.2 –

Overturning moment in impulsive mode to be used for checking the tank stability at the bottom of base slab/plate is given by

$$M_i^* = (A_h)_i \left[m_i (h_i^* + t_b) + m_w (h_w + t_b) + m_t (h_t + t_b) + m_b t_b / 2 \right] g$$

and overturning moment in convective mode is given by

C4.7.1.2 –

For obtaining overturning moment at the base of tank, hydrodynamic pressure on tank wall as well as tank base is considered. Hence, m_i and m_c are considered to be located at h_i^* and h_c^* , which are described in Figures C-1b and C-1d.

PROVISIONS

COMMENTARY

$$M_c^* = (A_h)_c m_c (h_c^* + t_b) g$$

where

m_b = mass of base slab/plate, and

t_b = thickness of base slab/plate.

4.7.2 – Elevated Tank

Overturning moment in impulsive mode, at the base of the staging is given by

$$M_i^* = (A_h)_i [m_i (h_i^* + h_s) + m_s h_{cg}] g$$

and overturning moment in convective mode is given by

$$M_c^* = (A_h)_c m_c (h_c^* + h_s) g$$

where

h_s = Structural height of staging, measured from top of footing of staging to the bottom of tank wall, and

h_{cg} = Height of center of gravity of empty container, measured from top of footing.

4.7.3 –

Total moment shall be obtained by combining the moment in impulsive and convective modes through Square of Sum of Squares (SRSS) and is given as follows

$$M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2}$$

$$M^* = \sqrt{M_i^{*2} + M_c^{*2}}$$

4.7.4 –

For elevated tanks, the design shall be worked out for tank empty and tank full conditions.

C4.7.2 – Elevated Tank

Structural mass m_s , which includes mass of empty container and one-third mass of staging is considered to be acting at the center of gravity of empty container.

Base of staging may be considered at the top of footing.

C4.7.3 –

See commentary of Clause 4.6.3

C4.7.4 –

For tank empty condition, convective mode of vibration will not be generated. Thus, empty elevated tank has to be analyzed as a single degree of freedom system wherein, mass of empty container and one-third mass of staging must be considered.

As such, ground supported tanks shall also be analysed for tank empty condition. However, being very rigid, it is unlikely that tank empty condition will become critical for ground supported tanks.

PROVISIONS

COMMENTARY

and Duncan, J.M. (1991)). Similarly, a deformation of 1, 2, and 4% of the wall height is required to activate the passive resistance of these sands. Therefore, determination of dynamic active and passive pressures may not be necessary when wall deformations are small. Dynamic earth pressure at rest should be included, however, as given by the following equation by Clough and Duncan (1991)

$$F = k_h \gamma_s H_s^2$$

where k_h is the dynamic coefficient of earth pressure; γ_s is the density of the soil; and H_s is the height of soil being retained. This force acting at height $0.6h$ above the base should be used to increase or decrease the at-rest pressure when wall deformations are small.

4.13.4 – Shear Transfer

The lateral earthquake force generates shear between wall and base slab and between roof and wall. Wall-to-base slab, wall-to-roof slab and wall-to-wall joints shall be suitably designed to transfer shear forces. Similarly in elevated tanks, connection between container and staging should be suitably designed to transfer the shear force.

4.13.5 – P-Delta Effect

For elevated tanks with tall staging (say, staging height more than five times the least lateral dimension) it may be required to include the P-Delta effect. For such tall tanks, it must also be confirmed that higher modes of staging do not have significant contribution to dynamic response.

C4.13.5 – P-Delta Effect

P-delta effect could be significant in elevated tanks with tall staging. P-delta effect can be minimized by restricting total lateral deflection of staging to $h_s/500$, where h_s is height of staging.

For small capacity tanks with tall staging, weight of staging can be considerable compared to total weight of tank. Hence, contribution from higher modes of staging shall also be ascertained. If mass excited in higher modes of staging is significant then these shall be included in the analysis, and response spectrum analysis shall be performed.