

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO SISMICO DE TANQUES DE HORMIGON SEGÚN
ACI 350**

VELIZ NAVARRO JAVIER ADOLFO

Dirección de tesis:

DIRECTOR: ING BURASCHI JAVIER

CODIRECTOR: DRA JACA ROSSANA

INGENIERIA CIVIL

Neuquén, 10 MARZO 2018

INTRODUCCION

En nuestra región, los tanques de almacenamiento de agua que alimentan a las redes de agua potable urbana son materializados mediante contenedores cilíndricos de hormigón armado de gran diámetro (10 a 20 m). Dependiendo de las características topográficas del área de servicio, estos tanques podrán estar directamente apoyados sobre una elevación del terreno (Bardas en el caso de Neuquén) o bien sobre-elevados mediante una estructura de elevación (zonas llanas, Cipolletti).

El diseño estructural de estos elementos debe contemplar todas las acciones previstas por la normativa y, en particular, por la acción sísmica.

Durante la ocurrencia de un terremoto el movimiento de las paredes genera presiones en el fluido que se adicionan a la distribución hidrostática.

Para tanques de forma rectangular, estas presiones hidrodinámicas son usualmente consideradas mediante el artificio de una “masa agregada” cuya distribución responde a la solución de **Westergaard**. Sin embargo, su aplicación a tanques de forma circular, si bien frecuente en la práctica, no tiene sustento alguno.

Por otra parte, en la normativa vigente en nuestro país este tema no es considerado particularmente, generándose un “vacío” en cuanto a los requerimientos para el diseño.

Aun así, el propio cuerpo normativo **CIRSOC** direcciona como referencia de consulta al conjunto de documentos emitidos por el **ACI** que, si bien no constituyen una Norma de diseño, sus recomendaciones son recogidas por numerosos países y plasmadas en su propio cuerpo normativo.

En particular, las recomendaciones para el diseño de contenedores de líquidos de hormigón armado se encuentran incorporadas en el cuaderno “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures”, estándar **ACI 350.3-01**.

Sin embargo, la aplicación del citado cuaderno no es inmediata toda vez que contiene referencias directas de aplicación en su país de origen, las cuales necesitan ser reinterpretadas y redefinidas para su utilización en el ámbito local.

En síntesis, este trabajo se fundamenta en la necesidad de desarrollar análisis estructurales de tanques ajustados a las recomendaciones internacionales sobre el tema, particularmente en aquellas regiones en donde la acción sísmica resulta determinante para su diseño, como es el caso en nuestra zona.

ABSTRACT

In our region, the storage tanks of water that feed the urban drinking water networks are materialized by cylindrical containers of reinforced concrete of large diameter (10 to 20 m). Depending on the topographic characteristics of the service area, these tanks may be directly supported on an elevation of the terrain (Bardas in the case of Neuquén) or over-elevated by an elevation structure (flat areas, Cipolletti).

The structural design of these elements must contemplate all the actions foreseen by the regulations and, in particular, by the seismic action.

During the occurrence of an earthquake the movement of the walls generates pressure in the fluid that affects the hydrostatic distribution in its interior and, particularly, in the interface with the structure.

For rectangular-shaped tanks, these hydrodynamic pressures are usually considered by the artifice of an "aggregate mass" whose distribution responds to the Westergaard solution. However, its application to tanks in a circular way, although frequent in practice, has no physical support whatsoever.

On the other hand, in the current regulations in force in the country, this topic is not considered particularly, generating a "vacuum" in terms of design requirements.

Even so, the regulatory body itself CIRSOC addresses as reference the set of documents issued by the ACI that, while not constituting a design standard, its recommendations are collected by many countries and reflected in its own regulatory body.

In particular, the recommendations for the design of reinforced concrete liquid containers are incorporated in the "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures" notebook, standard ACI 350.3-01.

However, the application of the aforementioned notebook is not immediate since it contains direct references of application in its country of origin, which need to be reinterpreted and redefined for use at the local level.

In summary, this work is based on the need to develop structural analysis of tanks adjusted to international recommendations on the subject, particularly in those regions where seismic action is decisive for its design.

AGRADECIMIENTOS

A mis hermanos, Marcos y Carolina por el apoyo incondicional en todo momento y aspecto de la vida.

A mis tíos Miriam y Víctor por ser como mis padres y estar pendiente de lo que necesitara.

Mi padre y familia completa por apoyarme y siempre creer que ibas a poder.

A Lia por acompañarme en este ultimo y difícil tiempo de trabajo.

A amigos y compañeros de facultad por los momentos y experiencias vividas en estos años.

A Carolina Vidal y Jorge Roel por el apoyo la confianza y por permitirme avanzar en el aspecto laboral.

A Javier y Rossana por acompañarme en este largo camino que fue la tesis.

Y en especial a la mujer a la que le debo todo en la vida, mi madre, que jamás dejo que nos hiciera falta algo a mis hermanos y a mí, priorizándonos por encima de todo, a ella le quiero agradecerle todo lo logrado, sea poco o mucho.

INDICE:

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN	12
CAPITULO 2 – BASES TEÓRICAS - METODO DE HOUSNER.....	14
2.1_ENFOQUE GENERAL	15
2.1.1_COMPONENTES IMPULSIVAS	15
2.1.2_COMPONENTES CONVECTIVAS	18
2.2_ENFOQUE PARTICULAR A CONTENEDORES CILÍNDRICOS.....	23
2.2.1_COMPONENTE IMPULSIVA	23
2.2.2_COMPONENTE CONVECTIVA	26
CAPITULO 3 – ANÁLISIS DE LA NORMA ACI 350.3	29
3.1_CARGAS GENERADAS POR EL TERREMOTO DE DISEÑO.....	29
3.2_INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO	33
3.3_DISTRIBUCION DE CARGAS PRODUCIDAS POR EL TERREMOTO.....	34
3.4_DISTRIBUCION DE FUERZAS DINAMICAS	37
3.5_TENSIONES.....	41
3.6_BORDE LIBRE.....	41
3.7_PRESIONES DE TIERRA INDUCIDAS POR EL TERREMOTO	42
3.8_MODELO DINAMICO BÁSICO	43
3.9_PROPIEDADES DEL MODELO DINAMICO SIMPLIFICADO	45
CAPITULO 4 _MODELO NUMERICO.....	52
4.1_INTRODUCCION	52
4.2_UNIDADES	53
4.3_DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.....	54
4.4_MATERIALES.....	55
4.4.1_HORMIGON	55
4.4.2_ACERO	55
4.5_PARAMETROS GEOTECNICOS.....	56
4.6_CARGAS	56
4.6.1_CARGAS PERMANENTES (D)	56
4.6.2_EMPUJE DE SUELOS (S).....	56
4.6.3_NIVEL FREÁTICO (S)	57
4.6.4_SISMO Y EMPUJES HIDRODINAMICOS (E).....	57
4.6.4.1_DETERMINACIÓN DE ACELERACIONES ESPECTRALES	61



4.6.2.2_ CÁLCULO DE PRESIONES DINÁMICAS.	68
4.7_ COMBINACION DE CARGAS	73
4.8_ ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	74
4.8.1_ DETERMINACION DE LAS ACCIONES SOBRE LA BASE.....	74
4.8.1.1_ CORTE EN LA BASE	74
4.8.1.2. MOMENTO DE VUECLO	74
4.8.2_ ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO	75
4.8.3_ ESTABILIDAD AL VUELCO	76
4.8.4. TENSIONES SOBRE EL CIMIENTO.....	77
4.9_ ANALISIS ESTRUCTURAL	78
4.9.1_ MODELO DE CÁLCULO.....	78
4.9.2_ CONDICIONES DE APOYO	79
4.10_ RESULTADOS	80
4.10.1_ PLATEA DE FUNDACIÓN	80
4.10.1.1 DEFORMADA	80
4.10.1.2_ ESFUERZOS	81
4.10.1.3_ ARMADURA REQUERIDA	82
4.10.2_ PAREDES DEL TANQUE	87
4.10.2.1_ DEFORMADA	87
4.10.2.2_ ESFUERZOS	87
4.10.2.3_ ARMADURAS	88
4.10.2.4_ CONTROL DE AGRIETAMIENTO.....	92
4.10.3_ ANILLO PERIMETRAL	101
4.10.3.1_ ESFUERZOS	101
4.10.3.2_ ARMADURAS	103
4.10.4_ CUPULA DE CIERRE	104
4.10.4.1_ DEFORMADA	104
4.10.4.2_ ESFUERZOS	105
4.10.4.3_ ARMADURA	106
CAPITULO 5	109
5.1_ SINTESIS Y CONCLUSIONES	109
APENDICE	110
ANEXOS	110
A.1_ PRINCIPIO DE HAMILTON	110



BIBLIOGRAFIA113

NOTACION:

A_c = Aceleración espectral, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , obtenida de un espectro de respuesta específico de sitio correspondiente al periodo natural del primer modo (por convección) de chapoteo, T_c , al 0,5% del amortiguamiento crítico.

A_i = Aceleración espectral, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , a partir de un espectro de respuesta específico de sitio, correspondiente al periodo natural del tanque y la componente impulsiva del líquido almacenado, T_i , al 5% del amortiguamiento crítico.

A_s = Área de sección transversal del cable de base, filamento, o refuerzo convencional cm^2 .

A_v = Aceleración espectral, expresada como una fracción de la aceleración debida a la gravedad, g , a partir de un espectro de respuesta específico de sitio, correspondiente al periodo natural de vibración del movimiento vertical, T_v , del tanque y el líquido almacenado, al 0,5% del amortiguamiento crítico.

B = Longitud interior de un tanque circular, perpendicular a dirección de la fuerza del terremoto, (m).

C = Factor de amplificación espectral, dependiente del Periodo.

C_c = Factor de amplificación espectral dependiente del periodo para el movimiento horizontal de la componente convectiva, para 0,5% del amortiguamiento crítico.

C_i = Factor de amplificación espectral dependiente del Periodo para el movimiento horizontal de la componente impulsiva, para 0,5% del amortiguamiento crítico.

C_l, C_w = Coeficiente para la determinación de la frecuencia fundamental del depósito de líquido.

C_v = Factor de amplificación espectral dependiente del Periodo para el movimiento vertical del líquido contenido.

d, d_{max} = Borde libre, altura medida desde la superficie del líquido en reposo.

D =Diámetro interior del tanque circular (m).

EBP =Excluyendo la presión de base (línea de referencia sólo encima de la base de la pared del tanque)

E_c =Modulo de elasticidad del hormigón (Mpa).

E_s =Módulo del acero (Mpa).

g =Aceleración de la gravedad.

h_c =(EBP)

h'_c =(IBP) = Altura sobre la base al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva. (m).

h_i =(EBP)

h'_i =Altura sobre la base de la pared al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva. (m)

h_r =Altura desde la base de la pared al centro de gravedad del techo del tanque. (m)

h_w =Altura desde la base de la pared al centro de gravedad del casco del tanque. (m)

H_L =Profundidad de diseño del líquido almacenado. (m)

I =Factor de importancia.

IBP =Incluyendo la presión en la base (línea de referencia en la base del tanque incluyendo los efectos del fondo del tanque y estructura de soporte).

k^* =Rigidez distribuida de los resortes.

k_c =Rigidez equivalente para el primer modo convectivo.

k_a =Coeficiente de presión lateral activa de tierra.

k_0 =Coeficiente de presión en reposo de tierra.

m =Masa $m_i + m_w$, ($kN \cdot s^2/m^4$)

m_i =Masa impulsiva del líquido contenido, ($kN \cdot s^2/m^4$)

m_w =Masa de la pared por unidad de ancho de un tanque rectangular, ($kN \cdot s^2/m^4$)

M_0 =Momento de vuelco en la base del tanque incluyendo el fondo del tanque y apoyando estructura, (kN. m)

P_{vy} =Unidad de presión hidrodinámica equivalente debido al efecto de la aceleración vertical, (Mpa)

P_c =Fuerza total convectiva lateral asociado con W_c , (kN)

P_{cy} =Fuerza convectiva lateral debido a W_c , por unidad de altura de la pared del tanque,(kN. m)

P_h =Fuerza hidrostática que ocurre en la longitud total de B de un tanque rectangular o diámetro D de un tanque circular, (kN)

P_{hy} =Fuerza hidrostática lateral por unidad de altura la pared del tanque,(kN/m)

P_i =Fuerza impulsiva lateral total asociada con W_i , (kN)

P_{iy} =Fuerza impulsiva lateral debido a W_i , por unidad de altura de la pared del tanque,(kN/m)

P_r =Fuerza de inercia lateral del techo acelerando, W_r , (kN)

P_w =Fuerza de inercia lateral de la aceleración de la pared,, W_w , (kN)

P_{wy} = Fuerza de inercia lateral debido a W_w , por unidad altura de la pared del tanque,(kN/m)

P_y =Combinación de fuerzas (debido a la componentes impulsivas y convectivas del líquido acelerando; la inercia de la pared y la presión hidrodinámica debido a la aceleración vertical) a una altura y por encima la base del tanque, libras por pie de pared altura (kN/m)

q_{hy} =Unidad de presión hidrostática a nivel y de líquido por encima de la base del tanque

R =Radio interior del tanque circular (m)

R_w = Coeficiente de disipación, un coeficiente numérico que representa el efecto combinado de la ductilidad de la estructura, capacidad de disipar energía, y redundancia estructural, (R_{wc} para la componente convectiva de la aceleración del líquido; R_{wi} para la componente impulsiva).

s =Segundos.

S = Coeficiente de sitio que representa el perfil del suelo, características que se relacionan con la estructura.

$S_{1,2}$ =Espaciamiento de centro a centro de las barras de acero, (cm)

t_w =Espesor medio de pared, (cm)

T_c =Periodo natural del primer modo (convección), s

T_i =Periodo fundamental de oscilación del tanque (más el componente impulsivo de los contenidos), en s

T_v = Período natural de vibración del movimiento verticales del líquido, s

\ddot{u}_v =Aceleración espectral efectiva vertical de un espectro de respuesta inelástico, que se deriva de escalar un espectro de respuesta elástico horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g

V = Corte total horizontal en la base (kN)

W_c = Masa equivalente de la componente convectiva del líquido almacenado, ($kN \cdot s^2/m$)

W_e = Masa dinámica efectiva de la estructura del tanque (paredes y techo), ($kN \cdot s^2/m$)

W_i = Masa equivalente de la componente impulsiva del líquido almacenado, ($kN \cdot s^2/m$)

W_l = Masa total del líquido almacenado, ($kN \cdot s^2/m$)

W_r = Masa del techo del tanque, además superpuesta parte correspondiente de la carga de nieve considerado como carga muerta, ($kN \cdot s^2/m$)

W_w = Masa de la pared del tanque (cascara), ($kN \cdot s^2/m$)

W'_w = En un tanque rectangular, la masa de una de las paredes perpendicular a la dirección de la fuerza terremoto, ($kN \cdot s^2/m$)

y = Nivel de líquido en el que se está investigando la pared (medida desde la base del tanque), m

z = Factor de zona sísmica.

β = Porcentaje del amortiguamiento crítico



γ_c = Peso específico del hormigón, para concreto de peso normal

γ_l =Peso específico del líquido contenido, ($kN \cdot m^3$)

γ_w =Peso específico del agua, ($9.807kN \cdot m^3$)

ε =Coeficiente de masa efectiva (relación de masa equivalente dinámica del casco del tanque a su masa real total).

ρ_c =Densidad de la masa de hormigón [$(2,4 kN \cdot s^2/m^4)$]para concreto de peso normal]

ρ_l =Densidad de la masa del líquido contenido ($kN \cdot s^2/m^4$)

ρ_w =Densidad de masa del agua.

ω_c =Frecuencia angular de oscilación (convectiva) del primer modo, rad/s

ω_i =Frecuencia angular del modo impulsivo de vibración, rad/s

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN

Debido al gran uso que tienen los tanques de hormigón, tanto en el sector industrial o en el ámbito público para el almacenamiento de agua potable o para el tratamiento de residuos cloacales, se hace necesario disponer de una guía o norma de diseño que permita garantizar un comportamiento satisfactorio del mismo ante las cargas especificadas por la normativa de diseño. Considerando su tamaño y las condiciones de seguridad que deben satisfacerse para evitar posibles interrupciones de abastecimiento de agua o pérdida de productos que resulten nocivos para las personas o el medio ambiente, son estructuras con cierta complejidad en su cálculo, en las que se requiere adoptar algunas precauciones particulares al diseñarlas.

Esta cuestión adquiere más relevancia en aquellas regiones donde la normativa requiere considerar la actividad sísmica. Por este motivo es necesario realizar un análisis riguroso de estas estructuras bajo la acción del terremoto, considerando que las mismas son incluidas dentro de la categoría A0 de nuestra normativa, es decir, estructuras que en caso de ocurrencia de un terremoto, deberán permanecer en servicio para atender las emergencias.

Dentro de las incógnitas adicionales a un problema estructural estándar, está la necesidad de determinar las sobrepresiones que ejercen los fluidos sobre las paredes del recipiente y así poder realizar un correcto detallado de las armaduras de refuerzo, que otorgue condiciones de resistencia y durabilidad adecuada al contenedor.

Dentro de ello, un factor muy importante en el análisis, será determinar la altura que tendrá el oleaje dentro del recipiente, para evitar que se produzcan presiones no contempladas sobre la cúpula del tanque, si la tuviera, que pudiera conducir a una falla de la misma o en la unión cúpula-paredes. Por otra parte, en aquellos tanques sin tapa, es necesario evitar que el oleaje sobrepase los bordes del mismo y produzca erosión en las fundaciones, como se puede ver en la Fig 1.1, dejando a la estructura fuera de servicio. Esta es una de las principales fallas que se producen en este tipo de estructuras bajo la acción de los sismos.



Fig 1.1 Falla de la fundación por licuefacción

Complementariamente, deberán verificarse correctamente los momentos de vuelco debidos a las presiones dinámicas a los efectos de verificar las condiciones de estabilidad al vuelco del conjunto y, si correspondiera, permitir diseñar los anclajes requeridos.

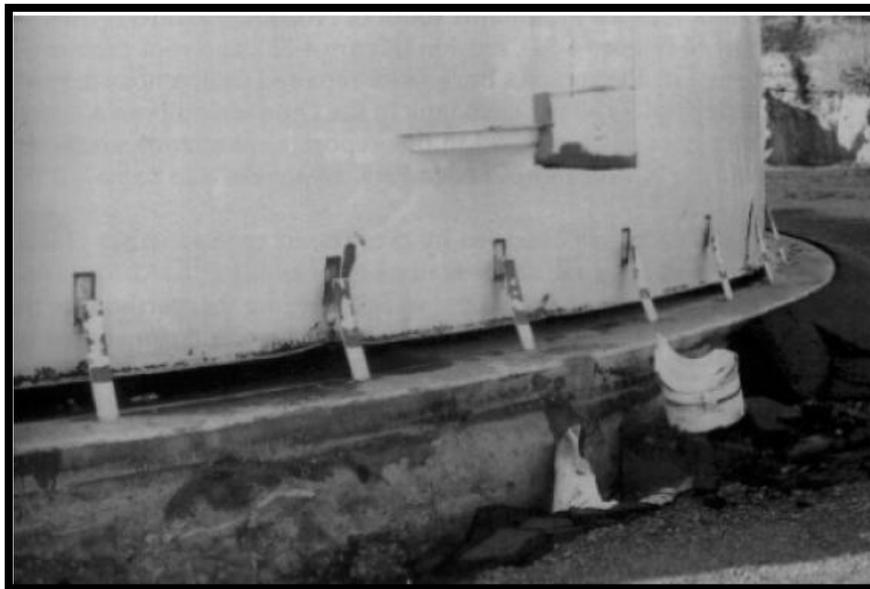


Fig 1.2 Falla de los anclajes por levantamiento de la base

Estas y otras fallas, como por ejemplo el pandeo de las paredes del recipiente, la cual comúnmente se conoce como “pata de elefante”, se deben poder prevenir y la única forma es tener herramientas para determinar correctamente los esfuerzos que solicitaran a la estructura en cuestión.

CAPITULO 2 – BASES TEÓRICAS - METODO DE HOUSNER

Se trata aquí el procedimiento desarrollado por Housner [II] para la obtención de expresiones aproximadas para la determinación de las presiones hidrodinámicas sobre las paredes de contenedores rectangulares como una base y posteriormente circulares.

Las presiones dinámicas en el fluido desarrolladas durante un terremoto son de importancia en el diseño de estructuras como las presas y tanques. La primera solución del problema fue proporcionada por Westergaard (1933) [VII], quien determinó las presiones sobre una presa rígida vertical en un canal rectangular semi-infinito, sometida al efecto de una aceleración horizontal en su base.

Jacobsen (1949) [IV] resolvió el correspondiente problema de presiones para los casos de contenedores cilíndricos y muelles cilíndrico rodeado por el fluido. Werner y Sundquist (1949) [VI], extendieron el trabajo de Jacobsen a geometrías de recipientes rectangular, de canal semicircular y triangular, y un recipiente tipo semiesférico. Graham y Rodríguez (1952) [III] dieron un análisis muy exhaustivo de las presiones impulsivas y convectivas en un recipiente rectangular. Hoskins y Jacobsen (1934) [IV] determinaron las presiones impulsivas del fluido experimentalmente. Ayre (1951) realizó mediciones en donde obtuvo resultados similares.

Todos los análisis anteriores fueron llevados a cabo de la misma manera, esto es, buscando por diferentes caminos la solución de la ecuación de Laplace, que gobierna el comportamiento del fluido en tales casos, y que satisface las condiciones de contorno. Es posible obtener satisfactoriamente soluciones por un método aproximado que evita abordar ecuaciones diferenciales parciales y soluciones en serie. El método aproximado apela a la intuición física y hace que el movimiento del fluido sea fácil de visualizar, resultando particularmente adecuado para aplicaciones de ingeniería.

Análisis más exactos demuestran que las magnitudes de presión pueden considerarse como la suma de dos componentes: una impulsiva y otra convectiva. Las presiones impulsivas son las relacionadas con las fuerzas de inercia producida por los movimientos de las paredes del recipiente. En este caso las presiones desarrolladas resultan directamente proporcionales a la aceleración de las paredes del recipiente. Las

presiones convectivas, en cambio, son las producidas por la oscilación del fluido dentro del propio contenedor.

En el acápite 2.2 las componentes de presiones impulsivas y convectivas se examinan por separado. Para ello se supone que el fluido es incompresible, y los desplazamientos del fluido dentro del tanque son pequeños y las paredes del mismo resultan ser totalmente rígidas.

2.1_ENFOQUE GENERAL

2.1.1_COMPONENTES IMPULSIVAS

Housner [II] trata en primer lugar el caso del tanque rectangular para una mejor comprensión de fenómeno físico. Considera un recipiente con paredes laterales verticales y fondo horizontal, simétrico con respecto a los planos verticales x-y y z-y, cuyas paredes están sujetas a una aceleración “impulsiva” u_0 en la dirección x.

La aceleración de las paredes dará lugar a un movimiento del fluido con componentes espaciales de velocidad u, v, w en la dirección de los ejes coordenados x, y, z respectivamente, donde los ejes x e y se pueden ver en la Fig 2.1, mientras que el eje z resulta perpendicular a la sección mostrada en la misma figura.

Para un tanque rectangular puede verificarse que w (la componente de velocidad perpendicular al plano del papel) es cero para las condiciones impuestas al problema. Jacobsen (1949) [IV] demostró que para un tanque cilíndrico w también puede considerarse igual a cero. En lo que sigue supuso que la relación de w a u es o bien igual a 0 o tan pequeña que puede no ser tenida en cuenta. Físicamente, esto es equivalente a tener restringido el fluido en membranas delgadas verticales, espaciadas dx , que obligan el movimiento del fluido a tener lugar solo en el plano x, y . Es entonces suficiente analizar las presiones impulsivas desarrolladas en solo una lámina de líquido.

x = coordenada horizontal medida desde el centro del tanque

y = coordenada vertical medida desde el pelo de agua

$u =$ velocidad horizontal del fluido

$\dot{u} =$ aceleracion horizontal del fluido

$u_0 =$ aceleracion inicial en las paredes del recipiente

$v =$ velocidad vertical del fluido

$\dot{v} =$ aceleracion vertical del fluido

$\rho =$ densidad de masa del fluido

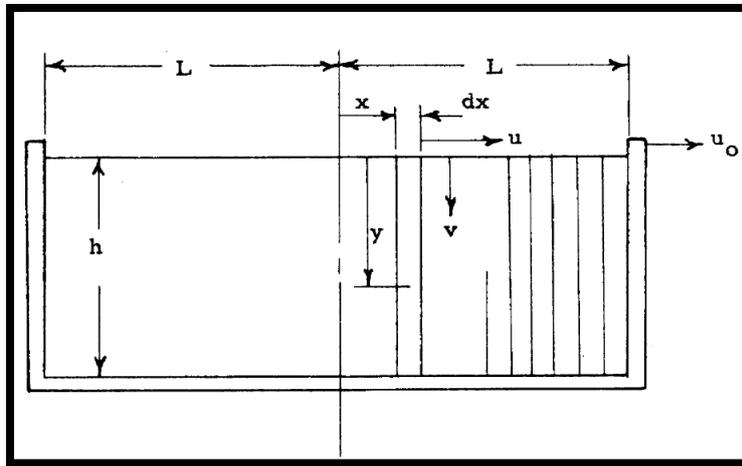


Fig 2.1 aceleraciones horizontales dentro del fluido

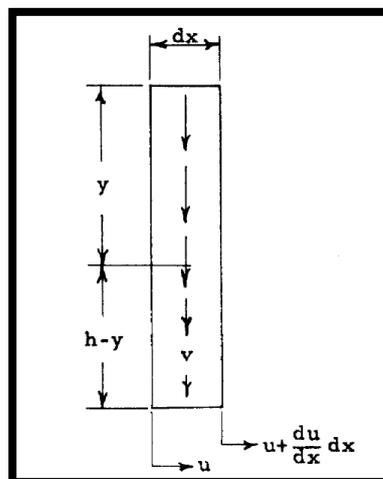


Fig 2.2 aceleraciones verticales dentro del fluido.

Considera una lámina de líquido de espesor unitario, ver Fig 2.2 con las paredes sometidas a una aceleración horizontal u_0 como se menciona anteriormente. Se supone que la componente horizontal de la velocidad u es una función de la coordenada x mientras que es totalmente independiente de la coordenada y . Físicamente es lo mismo que si el líquido estuviera limitado por membranas verticales delgadas, sin masa, inicialmente distanciadas un espacio dx , y libres de moverse en la dirección horizontal.

$$v = (h - y) * \frac{du}{dx} \quad (1)$$

La ecuación (1) establece la condición de conservación de la masa del elemento mostrado en la Fig 2.2 .Como se consideró al fluido incompresible, las aceleraciones satisfacen la misma ecuación, por lo que

$$\dot{v} = (h - y) * \frac{d\dot{u}}{dx} \quad (1i)$$

De la ecuación de Bernoulli, la presión dentro del fluido resulta:

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\rho \dot{v} \quad (2)$$

La ecuación 2 se puede escribir de la siguiente manera si se reemplaza \dot{v} y se integra en la altura del recipiente.

$$p = -\rho \int_0^y (h - y) * \frac{d\dot{u}}{dx} dy = -\rho h^2 \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \frac{d\dot{u}}{dx} \quad (3)$$

Donde ρ es la densidad del fluido. La fuerza horizontal total en una de las membranas analizadas es

$$P = \int_0^h p * dy \quad (4)$$

Si se integra la expresión 4 reemplazando las presiones del elemento analizado, resulta la siguiente expresión

$$P = -\rho h^2 \int_0^h \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \frac{d\dot{u}}{dx} dy = -\frac{\rho h^3}{3} \frac{d\dot{u}}{dx}$$

La aceleración \dot{u} se determina a partir del movimiento horizontal del fluido contenido entre dos de las membranas que encierran el elemento. Si el elemento de fluido mostrado en la Fig 2.2 se acelerará en la dirección x debe existir una diferencia de presión entre las dos membranas. La ecuación de movimiento es

$$\frac{dP}{dx} * dx = -\rho * h * dx * \dot{u}$$

Utilizando el valor P de la ecuación (4) resulta

$$\frac{d^2\dot{u}}{dx^2} - \frac{3}{h^2} * \dot{u} = 0 \quad (5)$$

Cuya solución es:

$$\dot{u} = C_1 * \cosh \sqrt{3} \frac{x}{h} + C_2 * \sinh \sqrt{3} \frac{x}{h} \quad (6)$$

Las ecuaciones (4) y (6) permiten determinar las presiones de fluido, y son estrictamente aplicables sólo cuando la superficie del fluido es horizontal, pero si se limita a la consideración de pequeños desplazamientos de líquido las ecuaciones se pueden usar incluso cuando la superficie del fluido este en movimiento (oleaje).

2.1.2_COMPONENTES CONVECTIVAS

Cuando las paredes de un contenedor de fluido son sometidas a aceleraciones, su superficie oscila y este movimiento oscilatorio genera sobre presiones tanto en las paredes del recipiente como en el fondo. Las presiones adicionales llamadas “convectivas” causadas por este movimiento, deben considerarse junto con las presiones impulsivas, para determinar la fuerza total que ejerce el fluido sobre el recipiente.

Para examinar el primer modo de vibración del “fluido” (para estructuras que contienen n grados de libertad, se pueden encontrar n movimientos armónicos de vibración, en que todas las masas de la estructura se mueven en fase con la misma frecuencia. Los movimientos de un sistema sin amortiguación se llaman modos de vibración normal o natural. A menudo usamos la frase de “primer modo de vibración” o

“fundamental” al referirnos al modo asociado con la frecuencia más baja), se considera que esta limitado entre membranas rígidas, sin masa, horizontales que están libres de girar alrededor de un eje horizontal, en este caso sería el eje z mostrado en la Fig 2.3. La sección en donde gira el pelo de agua se puede ver en la Fig 2.4.

θ = rotacion del elemento restringido por las dos membrana

$\dot{\theta}$ = velocidad angular

$\ddot{\theta}$ = aceleracion angular

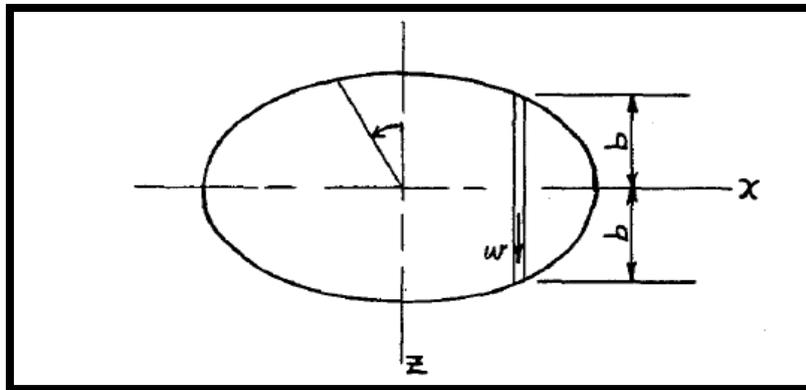


Fig 2.3 aceleraciones en planta dentro del fluido

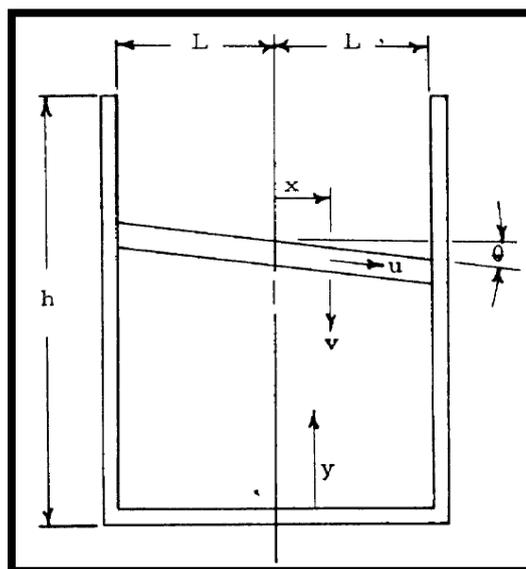


Fig 2.4 aceleraciones de la componente convectiva dentro del fluido.

La conservación de la masa requiere que el flujo total de fluido a través de un elemento de control sea igual al aumento de volumen del elemento Fig 2.5.

$$u dy = \frac{1}{2} \left(x \frac{d\dot{\theta}}{dy} dy + L \frac{d\dot{\theta}}{dy} dy \right) (L - x)$$

Lo que resulta

$$u = \frac{(L^2 - x^2)}{2} \frac{d\dot{\theta}}{dy} \quad (7)$$

$$v = \dot{\theta} x \quad (8)$$

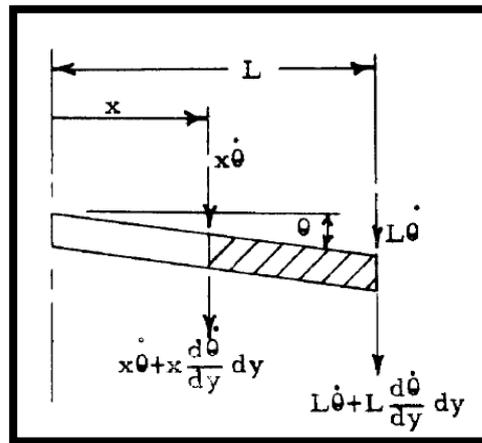


Fig 2.5 Elemento de fluido.

La ecuación hidrodinámica para la presión del fluido entre las membranas está dada por la expresión de Bernoulli.

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \dot{u}$$

Derivando la ecuación (7) y sustituyéndola en la ecuación hidrodinámica de presiones.

$$p = -\rho \frac{L^3}{2} \left[\frac{x}{L} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right] \frac{d\ddot{\theta}}{dy} \quad (9)$$

La ecuación que gobierna el movimiento de una “rebanada” de fluido puede derivarse igualando la variación de la velocidad del momento angular de un elemento de fluido alrededor de su eje de rotación al momento que actúa sobre el elemento (torque).

$$I\ddot{\theta} = \text{momento}$$

Para cualquier elemento $dx \cdot dy$.

$$\text{momento} = \text{fuerza} * \text{radio} = -\frac{\partial p}{\partial y}(dx dy)x \sin x$$

Para θ pequeños

$$\text{momento} = -\frac{\partial p}{\partial y}(dx dy)x$$

La velocidad de cambio del momento angular del fluido entre dos membranas es.

$$\rho \frac{(2L)^3}{12} \ddot{\theta} dy$$

Al Igualar esta expresión al momento total del elemento fluido entre dos membranas resulta.

$$\int_{-L}^{+L} \frac{\partial p}{\partial y} x dx dy = -\rho \frac{(2L)^3}{12} \theta \ddot{y}$$

Integrando esta ecuación se obtiene

$$\frac{d^2 \ddot{\theta}}{dy^2} = \frac{5}{2} \frac{\ddot{\theta}}{L^2} \quad (10)$$

Al aplicar las condiciones de contorno y considerando las oscilaciones sinusoidales se obtiene la siguiente expresión para la oscilación del fluido.

$$\theta = \theta_0 \frac{\sinh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{y}{L}}{\sinh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} \sin \omega t \quad (11)$$

Donde

$\theta_0 = \text{maxima rotacion angular medida desde el centro del tanque}$

Mediante el principio de Hamilton, (descrito en el apéndice A), igualando la máxima energía cinética del fluido oscilante a su máxima energía potencial, se obtiene la expresión de la frecuencia natural de vibración del fluido.

$$T = \int_0^h \int_{-L}^L \frac{1}{2} \rho (u^2 + v^2) dx dy = \frac{L^4 \rho \theta_0^2 \omega^2 (\cos \omega t)^2}{3 \sqrt{\frac{5}{2}} \tanh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}}$$

$$V = \int_{-L}^L \frac{1}{2} \rho g x^2 \theta_0^2 (\sin \omega t)^2 dx = \frac{L^3}{3} \rho g \theta_0^2 (\sin \omega t)^2$$

Sustituyendo las ecuaciones 7 y 8 por las expresiones anteriores e integrando se obtiene la expresión para la frecuencia natural del sistema.

$$\omega^2 = \frac{g}{L} \sqrt{\frac{5}{2}} \tanh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} \quad (12)$$

Es válido aclarar que esta es la expresión de la frecuencia para un contenedor rectangular.

Sustituyendo la ecuación (11) en la ecuación (9) se obtiene la presión sobre la pared del recipiente, en este caso rectangular.

$$p_w = \rho \frac{L^2}{3} \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{\cosh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{y}{L}}{\sinh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} \omega^2 \theta_0 \sin \omega t \quad (13)$$

Como se mencionó estas ecuaciones son válidas para recipientes rectangulares, donde se consideró que las velocidades perpendiculares al plano de trabajo x-y o son 0 o muy pequeñas.

En el siguiente capítulo se presentan las ecuaciones para un tanque circular, que resulta ser la sección con la cual se realizara el ejemplo práctico.

2.2_ENFOQUE PARTICULAR A CONTENEDORES CILÍNDRICOS

2.2.1_COMPONENTE IMPULSIVA

Housner [II] considera un tanque cilíndrico como se muestra en la Fig 2.6, sometido a una aceleración horizontal u_0 y dejando que el líquido quede limitado entre dos membranas fijas paralelas al eje x, Jacobsen (1949), [IV] ha demostrado que un impulso u_0 no genera una componente de velocidad w , de esta manera se pueden aplicar las ecuaciones desarrolladas para un tanque rectangular y las mismas condiciones de contorno para resolver la ecuación (6).

$$(\dot{u} = \dot{u}_0) \text{ para } x = \pm l$$

Para lo cual la ecuación (6) resulta en:

$$\dot{u} = \dot{u}_0 \frac{\cosh \sqrt{3} \frac{x}{h}}{\cosh \sqrt{3} \frac{l}{h}}$$

Por lo tanto la ecuación (3) para tanques circulares deriva en:

$$p = -\rho \dot{u}_0 h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \frac{\sinh \sqrt{3} \frac{x}{h}}{\cosh \sqrt{3} \frac{l}{h}}$$

Integrando

$$P = -\rho u_0 \frac{h^2 \sinh \sqrt{3} \frac{x}{h}}{3 \cosh \sqrt{3} \frac{l}{h}}$$

La aceleración de la pared u_0 , produce un aumento de la presión sobre una de las paredes y por lo tanto una disminución de la presión en la pared opuesta.

$$p_w = -\rho u_0 h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \cos \phi \right) \quad (14)$$

La presión en la parte inferior del tanque es

$$p_b = -\rho u_0 h \frac{\sqrt{3} \sinh \sqrt{3} \frac{x}{h}}{2 \cosh \sqrt{3} \frac{l}{h}} \quad (15)$$

Según Housner [II], no resulta conveniente utilizar las ecuaciones anteriores para el cálculo de la fuerza total ejercida por el fluido. La siguiente modificación produce valores más precisos para R/h pequeña y sobreestima algo la presión cuando R/h no es pequeña.

$$p_w = -\rho u_0 h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \sqrt{3} \cos \phi \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right) \quad (16)$$

Al integrar esta ecuación en altura y en todo el perímetro del tanque resulta la fuerza total ejercida sobre la pared.

$$P = \int_0^h \int_0^{2\pi} p_w \cos \phi R d\phi dy = -\rho u_0 \pi R^2 h \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} \quad (17)$$

De la ecuación (17) puede considerarse que la fuerza resultante total ejercida sobre las paredes es equivalente a una producida por una masa M_0 acelerada con el tanque, donde

$$M_0 = M \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} \quad (18)$$

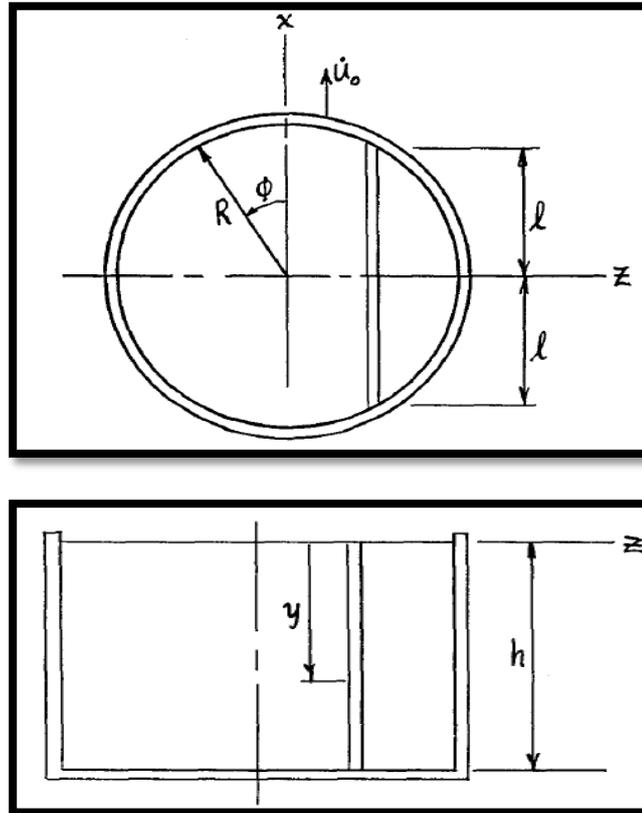


Fig 2.6 Sección del tanque analizado.

Al comparar esta ecuación con Jacobsen (1949) [IV] que realizó cálculos analíticos, Housner [II] determinó que la ecuación (18) sobrestima M_0 con un error máximo de menos de 4 por ciento.

Para ejercer un momento respecto de la base igual al ejercido por la presión del fluido en la pared, la masa M_0 debe considerarse ubicada a una altura por encima del fondo.

$$h_0 = \frac{3}{8} h \quad \left(\frac{h}{R} \leq 1.5 \right) \quad (19)$$

Si en el momento ejercido se incluyen las presiones sobre el fondo del tanque, la masa equivalente M_0 , debe considerarse a una altura.

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left(1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}} \right) - 1 \right) \left(\frac{h}{R} \leq 1.5 \right) \quad (20)$$

Comparando con Jacobsen (1949) [IV] se encuentra que la ecuación (20) subestima h_0 con un error máximo de menos de 6%.

2.2.2_COMPONENTE CONVECTIVA

Para un recipiente de sección circular, las oscilaciones libres del fluido (primer modo) se determina a partir de las ecuaciones (21). Para la sección circular Housner [II] obtiene las siguientes ecuaciones para la frecuencia y la variación del ángulo del pelo de agua.

$$\theta = \theta_h \frac{\sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{y}{R}}{\sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}}$$

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \quad (21)$$

Las presiones convectivas sobre las paredes de un contenedor circular son obtenidas de la misma manera que se realizó con el contenedor rectangular de la sección 2.1 y están dadas por las siguientes ecuación.

$$p = -\rho \frac{R^3}{3} \left(\frac{x}{R} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{R} \right)^3 - \frac{1}{4} - \frac{x}{R} \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right) \frac{\partial \ddot{\theta}}{\partial y}$$

$$\frac{\partial \ddot{\theta}}{\partial y} = - \left(\frac{\sqrt{27} \frac{1}{8} \frac{\cosh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{y}{R}}}{\sinh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{h}{R}}} \right) \theta_h \omega^2 \sin \omega t$$

La presión en la pared sobre el plano x-y correspondiente al eje de simetría del tanque en la dirección del sismo resulta ser.

$$p_w = -\rho \frac{R^3}{3} \frac{\partial \ddot{\theta}}{\partial y} \left(1 - \frac{\cos \phi^2}{3} - \frac{\sin \phi^2}{4} \right) \cos \phi \quad (22)$$

La fuerza horizontal resultante ejercida en la pared es

$$P = -\pi \frac{11}{48} \rho \omega^2 R^4 \theta_h \sin \omega t \quad (23)$$

$$P = \frac{12}{11} M_1 g \theta_h \sin \omega t$$

Esta fuerza es la misma que la producida por una masa equivalente M_1 oscilante en un plano horizontal con el movimiento.

$$x_1 = A_1 \sin \omega t$$

$$M_1 = M \frac{1}{4} \left(\frac{11}{12} \right)^2 \sqrt{\frac{27}{8} \frac{R}{h}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{h}{R}} \quad (24)$$

$$A_1 = \theta_h \frac{\frac{12}{11} h}{\sqrt{\frac{27}{8} \frac{R}{h}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{h}{R}}}$$

A fin de que M_1 ejerza el mismo momento que la presión del fluido en la pared, debería ser considerada a una elevación por encima de la base del tanque igual a :

$$h_1 = h \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8} \frac{R}{h}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{h}{R}}} \right) \quad (25)$$

La presión ejercida sobre el fondo del tanque es

$$p_b = -\rho\omega^2 \sqrt{\frac{3}{8}} \frac{R^2}{\sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \left(\frac{x}{R} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{R} \right)^3 - \frac{1}{4} - \frac{x}{R} \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right) \theta_h \sin \omega t \quad (26)$$

Esto ejerce un momento alrededor del eje z igual a

$$\frac{5}{32} \sqrt{\frac{3}{8}} \frac{\pi R^5 \rho \omega^2}{\sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}}$$

Incluyendo este, el momento total correcto en el tanque se obtiene considerando:

$$h_1 = h \left(1 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} - \frac{135}{88}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{R}{h} \sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right) \quad (24)$$

Esta resulta la altura a la que se debería colocar la masa convectiva para calcular el momento total de vuelco de la estructura, ya que la misma tiene en cuenta las presiones que el fluido en movimiento ejerce sobre las paredes y el fondo de la estructura.

CAPITULO 3 – ANÁLISIS DE LA NORMA ACI 350.3

En lo siguiente se presenta en detalle cada uno de los puntos incorporados en la norma Americana a los efectos de desarrollar un procedimiento que sea de aplicación compatible con los requerimientos de diseño sísmico de nuestro país.

La norma ACI350-03 proporciona instrucciones para el diseñador de estructuras de hormigón contenedoras de líquidos, referidas al cálculo de las fuerzas sobre la estructura originadas en la acción del sismo. Deben tenerse en cuenta al momento del desarrollo de la ingeniería de detalle los efectos de las fuerzas sísmicas sobre los componentes no estructurales, fuera del alcance de este documento, tales como tuberías, equipos (por ejemplo, mecanismos de decantación), y pasarelas de conexión, donde los movimientos verticales o horizontales entre las estructuras adyacentes o el relleno que las rodea podría influir negativamente en la capacidad de la estructura para funcionar correctamente. Por otra parte, fuerzas sísmicas aplicadas en la interface de tuberías o pasarelas con la estructura también puede introducir tensiones de flexión o de corte apreciables en esas conexiones.

A continuación se describe y analizan los aspectos más significativos de la normativa.

3.1_CARGAS GENERADAS POR EL TERREMOTO DE DISEÑO

3.1.1_FUERZAS COMPONENTE HORIZONTAL:

Las paredes de la estructura deben ser diseñadas para las siguientes fuerzas dinámicas, además de las presiones estáticas.

- (a) Fuerzas de inercia P_w y P_f de las paredes y cúpula respectivamente.
- (b) Fuerza impulsiva hidrodinámica P_i del líquido contenido.
- (c) Fuerza convectiva hidrodinámica P_c del líquido contenido.

(d) Fuerza dinámica de suelos secos y saturados sobre la porción enterrada de pared

(e) Los efectos de aceleración vertical.

Las expresiones que definen cada una de estas sollicitaciones son expuestas en el capítulo 4 de la norma ACI 350-03, Fig 3.1 y resultan:

$$\begin{aligned}
 P_w &= ZSIC_i \times \frac{\epsilon W_w}{R_{wi}} \\
 P_w' &= ZSIC_i \times \frac{\epsilon W_w'}{R_{wi}} \\
 P_r &= ZSIC_i \times \frac{W_r}{R_{wi}} \\
 P_i &= ZSIC_i \times \frac{W_i}{R_{wi}} \\
 P_c &= ZSIC_c \times \frac{W_c}{R_{wc}}
 \end{aligned}$$

Fig 3.1 Expresiones para cada una de las componentes dinámicas.

Debe reconocerse la similitud con las expresiones para determinar el corte basal normalmente encontrado en las secciones de los códigos de construcción y diseño sísmico.

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

Debido a que las componentes impulsivas y convectivas no están en fase, la práctica habitual y lo que realiza la norma es combinarlas con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

El movimiento impuesto por el terremoto está representado por un espectro de respuesta elástica, ya sea que derive de un registro real del sitio o bien surja de la

normativa local para el sitio de emplazamiento de la obra. El perfil del espectro de respuesta se define por el producto ZC . El factor Z representa el máximo efectivo de la máxima aceleración del suelo para el sitio, mientras que C_i y C_c resultan factores dependientes del período para las componentes impulsivas y convectivas respectivamente.

El factor I , Factor de Importancia, proporciona al ingeniero un medio para aumentar el factor de seguridad para aquellas estructuras destinadas a desarrollar un rol primario en la atención de emergencias (hospitales, centros de reunión, etc.). Los factores de modificación de respuesta R_{wc} y R_{wi} reducen el espectro elástico de respuesta de diseño a los efectos de tener en cuenta los mecanismos de disipación de energía por comportamiento elastoplástico a partir de la ductilidad disponible de la estructura. Es necesario tener en cuenta que estos factores de reducción pueden ser diferentes entre ellos debido a los mecanismo de disipación de energía, con lo cual al momento de hacer practico y correcto el modelo se necesitan realizar modificaciones en las masas convectivas e impulsivas que veremos más adelante.

De la comparación de las expresiones citadas anteriormente con aquellas especificadas en la normativa CIRSOC 103 del año 1991 vigente en argentina resultan las siguientes equivalencias inmediatas:

$$\text{Factor de importancia } I \equiv \gamma_d$$

$$Z.C \equiv S_a$$

Donde:

$$S_a = \text{pseudoaceleracion elastica}$$

$$\gamma_d = \text{factor de riesgo}$$

En cuanto a la equivalencia de los niveles de riesgo sísmico pueden adoptarse las previsiones establecidas en la propia Normativa ACI350-03 para el caso de espectros de respuesta elásticos específicos. Para estos casos, ACI350-03 determina que los espectros elásticos a utilizar deberán corresponder a una probabilidad de falla de 10% en 50 años, esto es, con un $Tr = 475$ años.

Puede notarse que la recurrencia especificada coincide exactamente con aquella correspondiente a los espectros detallados en nuestra normativa CIRSOC 103, resultando entonces los mismos enteramente aplicables, para todo el alcance del cálculo con la sola previsión de considerar ZC igual a S_a , tal como se indicara.

3.1.2. MOMENTOS:

Para el caso de los momentos de vuelco, la norma ACI350-03 presenta dos modos de cálculo de las alturas a la que deben considerarse tanto la masa convectiva como la impulsiva Fig 3.2, y las diferencian como IBP y EBP. Por este motivo se encuentran dos expresiones de momentos, diferenciados por las siglas antes mencionadas. Considerando que las componentes impulsivas y convectivas se encuentran desfasadas en el tiempo, ACI350-03 especifica que la determinación del momento máximo deber realizarse mediante el promedio geométrico de los valores máximos impulsivos y convectivos, esto es mediante la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados, como el caso de las fuerzas.

$$\begin{aligned}M_w &= P_w \times h_w \\M_r &= P_r \times h_r \\M_i &= P_i \times h_i \\M_c &= P_c \times h_c \\M_b &= \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2}\end{aligned}$$

Fig 3.2 Expresiones para cada una de momento.

3.1.3_FUERZAS COMPONENTE VERTICAL:

De la misma manera que CIRSOC 103, ACI350-03 establece las acciones generadas por el efecto de la componente vertical, la cual también genera esfuerzos sobre la estructura.

Esta formulación se puede encontrar en la sección 4.1.4 de la norma americana.

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

Donde

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

Fig 3.3 Expresiones para determinar carga y aceleraciones verticales

3.2_INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO

Como se indicó anteriormente, ACI350-03 considera la utilización de espectros de respuesta elástica con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años

En cuanto al amortiguamiento, se especifica un valor de 5% de amortiguación (coef de amortiguamiento $\beta=5$) para la componente impulsiva y un 0,5% de amortiguación (coef de amortiguación $\beta=0,5$) para la componente convectiva.

Los espectros de la Normativa CIRSOC 103 corresponden a amortiguamientos del 5% del crítico, que es el valor especificado para las estructuras de hormigón. No es el caso de la componente convectiva que necesitaría espectros construidos con valores del 0,5% del amortiguamiento crítico. Es claro que estos dos sistemas, tanto el convectivo como el impulsivo, no presentan los mismos mecanismos de disipación de energía. Para este problema ACI350-03 presenta coeficientes de modificación de los espectros para amortiguamientos distintos del 5%.

Cuando un espectro de respuesta específico es utilizado para un coeficiente de amortiguación β distinto del 5% del crítico las aceleraciones espectrales deben ser modificadas por un factor η_i que tiene en cuenta la influencia espectral de amplificación de la amortiguación.

Para $0 s < (T_i o T_v) < 0,31s$

$$\eta_i = \frac{2.706}{4.38 - 1.04 \ln \beta}$$

Para $0.31 \text{ s} < (T_i \text{ o } T_v) < 4 \text{ s}$

$$\eta_i = \frac{2.302}{3.38 - 0.67 \ln \beta}$$

Para $\beta = 5\%$ $\eta_i = 1$

Cuando el espectro de respuesta específico de sitio sea para un coeficiente de amortiguamiento β distinto de 0,5% del crítico la aceleración espectral dada por ese espectro depende del periodo y debe ser modificada por la relación η_c que tiene en cuenta la influencia espectral en la amplificación de la amortiguación de la siguiente manera definida por:

$$\eta_c = \frac{3.043}{2.73 - 0.45 \ln \beta}$$

Para $\beta = 0.5\%$ $\eta_c = 1$

En el caso de argentina cada vez que se calculen las aceleraciones para el primer modo convectivo con los espectros de la norma CIRSOC 103 se deberá modificar la aceleración por este factor.

3.3_DISTRIBUCION DE CARGAS PRODUCIDAS POR EL TERREMOTO

Como ya se mencionara lo que se busca con la norma es poder proporcionar una forma de cálculo sencilla, por lo cual, ACI 350-03 presenta distribuciones de esfuerzos en las estructura, producidos por los diferentes estados de carga. Uno de los más importantes que se puede mencionar es el corte basal. El análisis de estos esfuerzos la

Norma los realiza para cada una de las formas que pueda adoptar el tanque y para las diferentes uniones que se disponga entre la pared y la base del tanque.

TANQUES CIRCULARES

Los tanque circulares de base fija y articulada, que en la ACI se denominan (tipo 2.1 y 2.2) el cortante basal producidos por los efectos del terremoto son transmitido parcialmente por una membrana (tangencial) de corte y el resto por corte radial que provoca flexión vertical. La norma menciona que para un tanque con una proporción de 1:4 entre el diámetro y la altura ($D/H=4$) aproximadamente el 20% de la fuerza de corte se transmite por la reacción radial de la base a flexión vertical. El 80% restante se transmite por transferencia de corte tangencial Q , esta proporción se torna coherente en estos casos ya que las paredes “paralelas” a la dirección de la fuerza toman una mayor proporción por tener mayor rigidez en el sentido de análisis. Caso contrario es el de las paredes perpendiculares que por su baja rigidez en ese sentido toman poca proporción de este esfuerzo. Transmitir esta fuerza de corte Q requiere una fuerza distribuida q en la interfaz pared/pie donde

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

La distribución se ilustra en la Fig 3.4

El corte tangencial máximo se produce en un punto de la pared del depósito, orientada 90 grados del la dirección del sismo que se está. Viene dada por

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

El corte radial se crea por la respuesta a la flexión de la pared cerca de la base, es por lo tanto proporcional a la fuerza hidrodinámica que se muestra en la Fig 3.5. El corte radial alcanza su máximo valor en los puntos de la pared orientados a 0 y 180 grados de la dirección del movimiento del suelo y debe ser determinado utilizando la teoría de cascaras delgadas cilíndricas y las dimensiones del tanque. El diseño de la interfaz pared pie debe tomar en cuenta el corte radial.

La norma además presenta diferentes alternativas para los valores de corte, dependiendo de unión que se desee o que convenga en la intersección base-pared.

Como se menciona en párrafos anteriores el cálculo del corte radial puede ser determinado con programas de elementos finitos, si no se dispusiera de alguno se lo podría realizar de manera sencilla y simplificada utilizando teoría de cascaras debido a su práctica geometría.

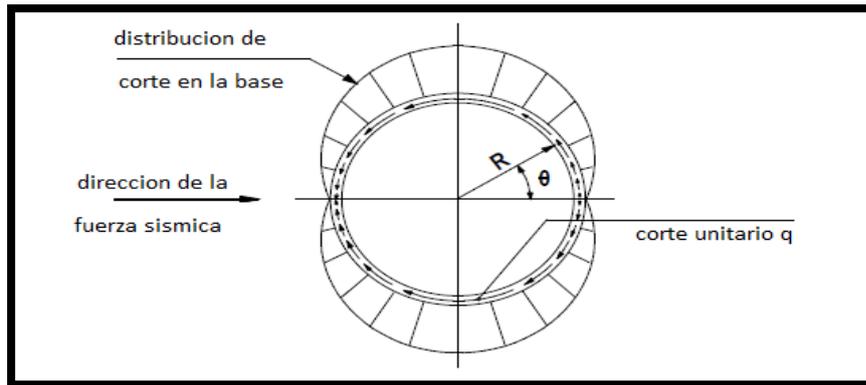


Fig 3.4 Transferencia por corte en la base del tanque.

Esta distribución de cortes se simplifica de gran manera en tanques de secciones rectangulares ya que estos esfuerzos no variarían de gran manera en el perímetro de la estructura. Se verán grandes cortes en las paredes paralelas a la dirección del tanque y flexiones en las paredes perpendiculares.

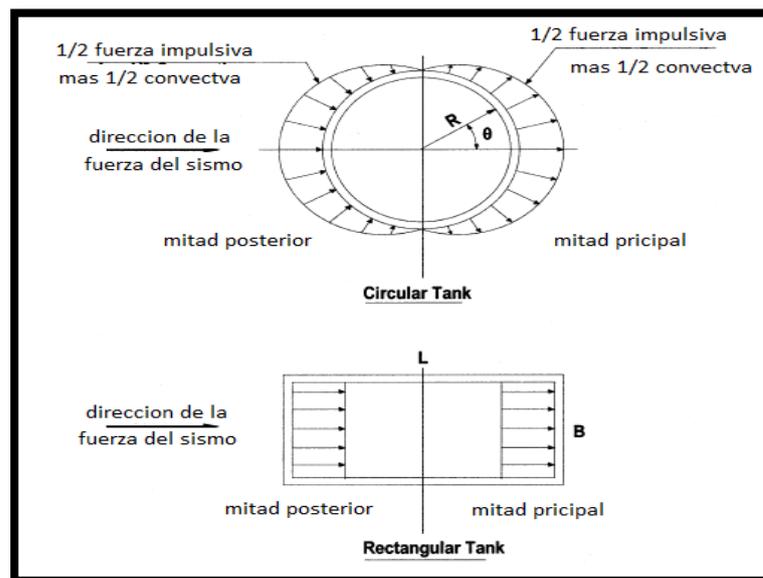


Fig 3.5 Distribución de presiones hidrodinámicas.

3.4_DISTRIBUCION DE FUERZAS DINAMICAS

Como se mencionara anteriormente, en la normativa ACI350-03 se especifican en su capítulo 5 la dirección y distribución de las fuerzas dinámicas a ser aplicadas sobre las paredes de la estructura. Las fuerzas a ser aplicadas perpendicularmente a las paredes, están compuestas tanto por las fuerzas de inercia propia de la pared como por las fuerzas impulsivas y convectivas mencionadas anteriormente. Obviamente la componente inercial será proporcional a la masa que contenga cada una de las paredes, mientras que, las fuerzas convectivas e impulsiva dependerán de la geometría del tanque a proyectar.

3.4.1_TANQUES RECTANGULARES

Las paredes paralelas a la dirección de la fuerza del terremoto serán cargadas en su propio plano por: (a) fuerza de inercia propia de la pared P_w' ; A estas fuerzas de inercia les serán superpuestas las presiones hidrodinámicas que actúan sobre la pared debido a los efectos de la aceleración vertical P_{VY} que serán iguales en todo el perímetro de la estructura cualquiera sea su geometría.

En cuanto a las paredes perpendiculares a la dirección de la aceleración del suelo, como se mencionara anteriormente la distribución de presiones impulsivas y convectivas es considerada por ACI350-03 en forma simplificada mediante una variación lineal en altura, como se puede apreciar en la figura Fig 3.6. En la misma figura se pueden ver las expresiones que linealizan estas distribuciones. Las mismas dependen de las fuerzas impulsivas y convectivas además de las características del recipiente.

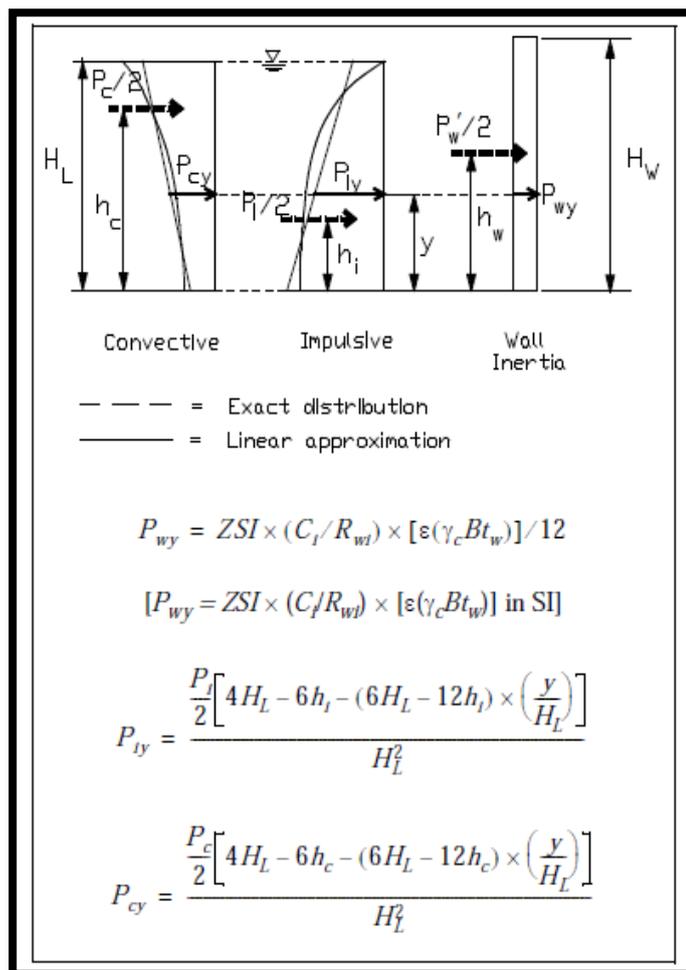


Fig 3.6 Distribución de fuerzas verticales: Tanques rectangulares.

3.4.2_ TANQUES CIRCULARES

En el caso de tanques circulares las paredes deberán ser cargadas por, (a) la fuerza de inercia propia de la pared la cual, de acuerdo ACI350-03, se considera distribuida uniformemente alrededor de toda la circunferencia; (b) la mitad de la fuerza impulsiva P_i aplicada simétricamente a $\vartheta=0$ y actúa hacia el exterior en una mitad de la pared y la mitad de P_i simétricamente alrededor de $\vartheta=180$, actuando hacia adentro, en la mitad opuesta de la pared; (c) la mitad de la fuerza convectiva P_c actuando sobre la mitad de la pared alrededor de $\vartheta=0$ y la mitad de P_c simétricamente alrededor de $\vartheta=180$, actuando hacia adentro en la mitad opuesta de la pared, la distribución horizontal de p_i y P_c se puede ver gráficamente en la Fig 3.5 (d) la presión de tierra y agua subterránea contra la mitad posterior de la parte enterrada de la pared.

A estas fuerzas desequilibradas laterales, le será superpuesta la fuerza hidrodinámica lateral axisimétrica resultante de la presión hidrostática P_{hy} que actúa en las paredes del tanque.

ACI350-03 para el caso de recipientes circulares también proporciona una expresión simplificada de la distribución de presiones para cada una de las componentes Fig 3.7.

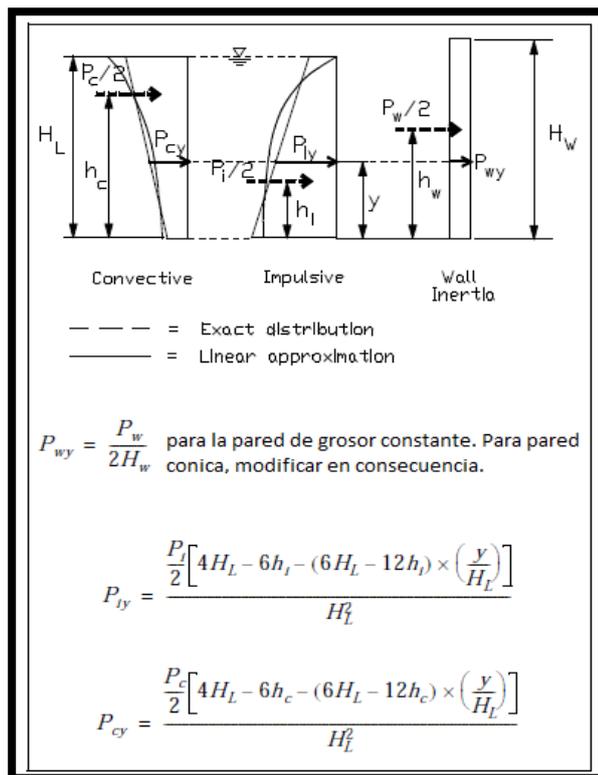


Fig 3.7 Distribución de fuerzas verticales: Tanques circulares.

En la Fig 3.7 se pueden ver las distribuciones de presiones tanto exacta, como aproximada para los ángulos 180 y 0.

Volviendo al capítulo 2 del trabajo se puede encontrar la expresión exacta proporcionada por Jacobsen (1949) [IV] de la presión impulsiva, sobre las paredes de un recipiente circular.

$$p_w = -\rho u_0 h \sqrt{3} \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \sqrt{3} \cos \phi \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right) \quad (16)$$

Graficando esta expresión Fig 3.8 para un recipiente cualquiera se puede ver que distribución es de la misma “forma” que la propuesta por la norma norteamericana, por lo cual es válido en principio utilizarla ya que el grafico se elabora para una aceleración arbitraria.

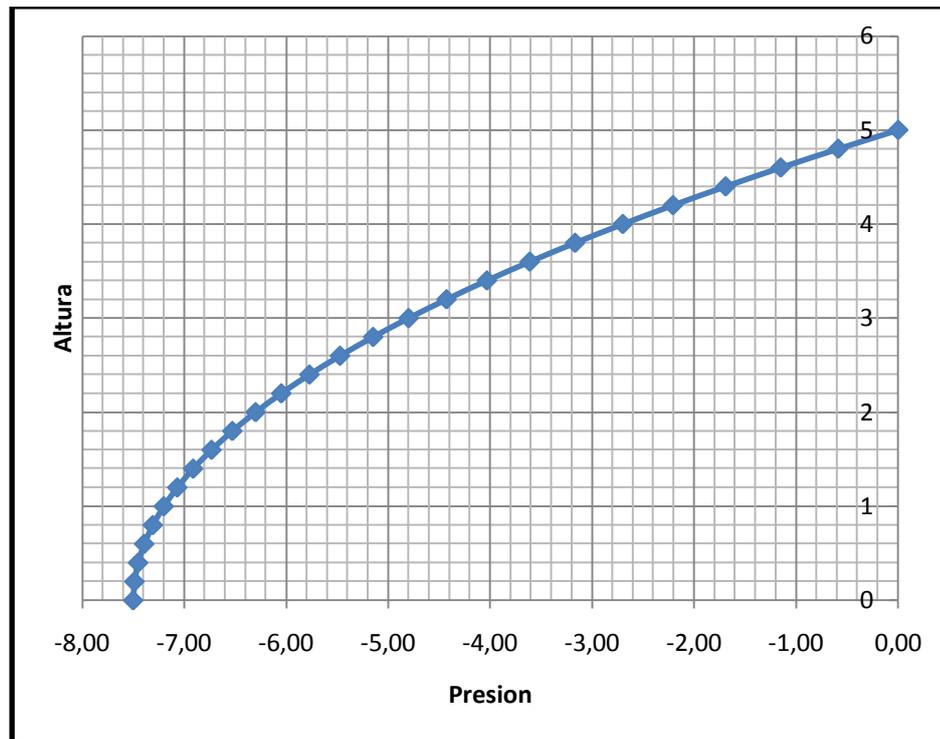


Fig 3.8 Distribución exacta de presiones impulsivas

También se puede encontrar la expresión exacta de las presiones convectivas (22), sobre las paredes de los recipientes, las cuales coinciden gráficamente de la misma manera que las impulsivas.

$$p_w = -\rho \frac{R^3}{3} \frac{\partial \ddot{\theta}}{\partial y} \left(1 - \frac{\cos \phi^2}{3} - \frac{\sin \phi^2}{4} \right) \cos \phi \quad (22)$$

De esta manera comparando gráficamente se puede ver que las distribuciones tanto aproximadas de la norma como las exactas se comportan de la misma manera. En el ejemplo numérico se podrá ver una comparación de ambas sobre un mismo modelo.

3.5_TENSIONES

Una vez obtenidas cada una de las componentes y distribuciones de fuerzas que se producen en un tanque durante un sismo, se hace necesario poder determinar los esfuerzos a los que están solicitados todos los componentes de la estructura ya que el fin, es poder determinar dimensiones y cantidades de acero para la fabricación de los mismos.

Podemos tomar en principio dos caminos diferentes, si se cuenta con un software de cálculo estructural, resulta sencillo poder obtener tanto tensiones de flexión como tensiones de corte si podemos modelar adecuadamente el funcionamiento de un reservorio bajo solicitaciones sísmicas. De no contar con herramientas de este tipo, podemos obtener de la norma en su capítulo 6, ecuaciones sencillas para en calculo de dicha tensiones. Estas relaciones dependen de las condiciones de vinculo de la estructura y del tipo de uniones que tenga el mismo entre base- paredes y paredes-techo. En este capítulo se pueden encontrar las expresiones de anulares a las que estará sometida la estructura y tensiones de corte en sus diferentes elementos.

3.6_BORDE LIBRE

Un parámetro muy importante a tener en cuenta a la hora de dimensionar un tanque es la altura que sobrepasará la estructura el máximo nivel del fluido.

La aceleración horizontal del terremoto, causa el oleaje del fluido contenido produciendo un desplazamiento vertical de la superficie del fluido. Este desplazamiento puede ser calculado mediante las siguientes expresiones, propuesta por la ACI350.03 dependiendo del tipo de recipiente.

$$d_{max} = (L/2) * (ZSI * C_c) \textit{ rectangular}$$

$$d_{max} = (L/2) * (ZSI * C_c) \textit{ circular}$$

Según la norma ACI350-03 el borde libre requerido para el diseño de recipientes será variable. Donde el desbordamiento es tolerable, ninguna restricción de borde libre es necesaria. Donde se deba impedir la pérdida de líquidos (por ejemplo, tanques para el almacenamiento de líquidos tóxicos) o donde el desbordamiento pueda resultar en el lavado de los materiales de cimentación (como se muestra en la Fig 1.1 de este trabajo) o daños en las tuberías, techo o ambos, entonces deberían ser tomadas algunas de las siguientes medidas.

- PROPORCIONAR UN BORDE LIBRE
- DISEÑAR LA ESTRUCTURA DEL TECHO PARA RESISTIR EL LEVANTAMIENTO RESULTANTE DE PRESIONES SOBRE LA CUBIERTA
- PROPORCIONAR UN ALIVIADERO

3.7_PRESIONES DE TIERRA INDUCIDAS POR EL TERREMOTO

Esta condición deberá ser evaluada cuando se esté dimensionando un recipiente parcial o totalmente enterrado.

El empuje dinámico del suelo se tendrá en cuenta cuando se calcula el cortante en la base de una estructura total o parcialmente enterrada y en el diseño de las paredes del recipiente contenedor del líquido.



Fig 3.9 Reservorio parcialmente enterrado.

Estas presiones variaran dependiendo de si en el lugar del emplazamiento del tanque se encuentra presente o no el nivel freático.

La norma aclara que se deberá usar el coeficiente de empuje lateral de suelos en reposo k_0 , pudiendo usarse el coeficiente de presión activa k_a de Rankine, si se puede demostrar que la estructura tiene el suficiente desplazamiento como para que fallen las cuñas y comiencen a funcionar las presiones activas de suelos.

Para un análisis pseudo-estático, la resultante de la componente sísmica del empuje se deberá asumir actuando en un punto 0,6 de la altura de la tierra por encima de la base; y cuando una parte o la totalidad de la estructura está por debajo del nivel freático, se supondrá un incremento de la presión de agua, la resultante del incremento actuando en un punto a 1/3 de la profundidad del agua encima de la base.

El tanque bajo estudio se considera aéreo, es decir, sin partes enterradas, por lo cual no se profundizará este punto en el marco de este trabajo.

3.8 MODELO DINAMICO BÁSICO

La idea principal de cualquier norma es facilitar al estructuralista herramientas sencillas para poder realizar un correcto cálculo de esfuerzos y así realizar un buen dimensionado de las estructuras. Para poder llegar a esto, se plantean hipótesis simplificativas, pruebas de laboratorio, modelos matemáticos, que en principio simplifiquen lo complejo de cualquier análisis, y de todas formas poder obtener resultados satisfactorios acordes a la realidad.

La Fig 3.10 muestra un modelo dinámico equivalente propuesto por Housner [II], para calcular las fuerzas dinámicas resultantes que actúan en la base de un recipiente de líquido con paredes rígidas sobre la tierra al efecto de poder evaluar las condiciones de estabilidad global del mismo, esto es, deslizamiento y vuelco.

Como se mencionara en los antecedentes teóricos una de estas simplificaciones es considerar las paredes del recipiente totalmente rígidas.

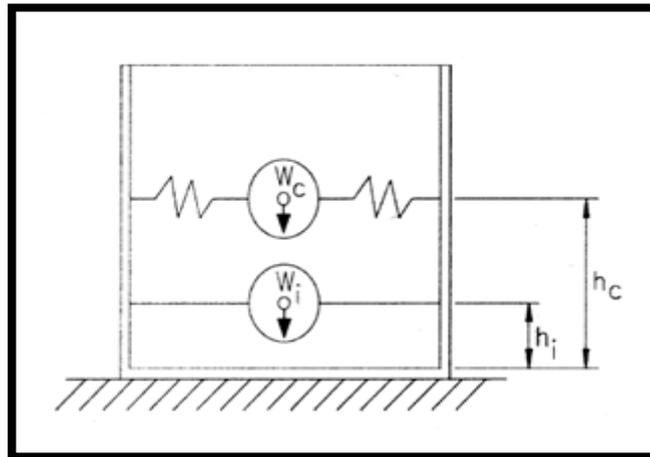


Fig 3.10 Modelo dinámico simplificado del reservorio.

En el modelo de la Fig 3.10, W_i representa el efecto de la presión sísmica impulsiva resultante en las paredes del tanque (por una masa equivalente), W_c representa la resultante de las presiones del fluido por el oleaje (también representado por una masa equivalente). En este modelo, W_i es fijado a las paredes del tanque a una altura h_i por encima del fondo del tanque, que corresponde a la ubicación de la fuerza impulsiva resultante P_i . W_i se mueve junto con las paredes del tanque, ya que durante el movimiento del suelo el fluido es supuesto como incompresible. Las presiones impulsivas son generadas por las aceleraciones sísmicas de las paredes del tanque de manera que la fuerza P_i se divide uniformemente en una fuerza de presión sobre la pared, acelerando el fluido, y una fuerza de “succión” sobre la pared trasera. Durante un terremoto, la fuerza P_i cambia varias veces de dirección por segundo correspondiente al cambio en la dirección de la aceleración de base generando un momento que tiende a volcar el tanque, para la componente impulsiva no es de relevancia.

W_c es la masa equivalente del fluido oscilante que representa la resultante P_c de las presiones convectivas sobre las paredes del tanque. Esta fuerza equivalente considera que actúa a una altura h_c por encima de la parte inferior del tanque. W_c se considera fijada a las paredes del tanque por resortes de una rigidez tal que da lugar a un periodo de vibración igual al correspondiente al periodo de oleaje del fluido. El periodo de oscilación del oleaje depende de la relación de profundidad y el diámetro del tanque y por lo general resulta ser de varios segundos.

El momento de vuelco ejercido por P_c actúa durante un tiempo suficiente para tender a elevar la pared del tanque, si es que las restricciones que se hayan realizado o el peso propio de la estructura fueran insuficientes. Las fuerzas P_i y P_c actúan independientemente y simultáneamente en el tanque. La fuerza P_i (y sus presiones asociadas) actuarán principalmente sobre las paredes del tanque, mientras que la P_c actúa principalmente para elevar la pared del tanque, esto debido a su periodo de vibración relativamente largo y gran “brazo de palanca”.

Las rápidas fluctuaciones de la fuerza P_i significan que las tensiones y momentos de flexión en la pared de un tanque rectangular también varían rápidamente (el efecto no es como una fuerza constante que actúa sobre la pared).

La fuerza P_c fluctúa sinusoidalmente con un período de vibración que depende de las dimensiones del tanque y puede ser de varios segundos o más. La duración del oleaje puede ser de 20 a 40 seg para los terremotos de magnitud 6,5 a 7,5, si se tiene en cuenta que la amortiguación del oleaje del agua es pequeña, aproximadamente 0,5% a 1% del amortiguamiento crítico y las características geométricas del recipiente. Los aumentos de oleaje, disminuyen la presión del fluido en las paredes contrarias a donde se dirige el oleaje. Normalmente esto es menor que el efecto impulsivo, pero si no hay suficiente peso muerto, el tanque tenderá a elevarse.

3.9_PROPIEDADES DEL MODELO DINAMICO SIMPLIFICADO

En esta sección se presentarán y compararán las expresiones de los parámetros suministrados por la Norma ACI350-03 con las expresiones teóricas generales propuestas por Housner [II]. Esta comparación se realiza para contenedores circulares ya que el análisis concuerda para el resto de secciones, además de que el ejemplo práctico que se realizara será con tanques de esta forma.

La ACI350-03 en su capítulo 9 comienza dando expresiones de las frecuencias impulsivas y convectivas del primer modo de vibración en ambos casos, para las distintas tipologías de tanques, las mismas son las siguientes.

Para tanques del tipo 2.1 y 2.2

$$\omega_i = C_l * \frac{12}{H_L} * \sqrt{\frac{E_C}{\rho_L}}$$

$$\omega_i = C_l * \frac{1}{H_L} * \sqrt{\frac{10^3 * E_C}{\rho_L}} \text{ para SI}$$

$$C_l = C_w * 10 \sqrt{\frac{t_w}{12R}}$$

$$C_l = C_w * \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \text{ para SI}$$

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

Para el tipo 2.3

$$T_i = \sqrt{\frac{8\pi * (W_w + W_r + W_i)}{g * D * k_a}}$$

Estos periodos por normativa no deberán superar los 1.25 seg

$$k_a = 144 \left[\left(\frac{A_s * E_s * \cos^2 \alpha}{L_s * S_s} \right) + \left(\frac{2G_p * w_p * L_p}{t_p * S_p} \right) \right]$$

$$k_a = 10^3 \left[\left(\frac{A_s * E_s * \cos^2 \alpha}{L_s * S_s} \right) + \left(\frac{2G_p * w_p * L_p}{t_p * S_p} \right) \right] \text{ para SI}$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

En donde

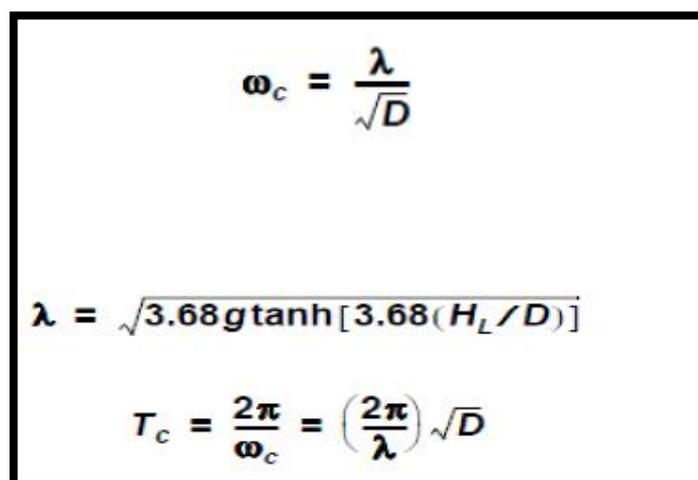
$$\lambda = \sqrt{3.68 * g * \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D}$$

En este caso la expresión de la frecuencia impulsiva ω_i depende de las propiedades geométricas de la estructura y del contenido que tenga el mismo, para este parámetro Housner [II] no presenta ningún resultado debido a las consideraciones de rigidez que supone la estructura rígida. Si ahora se compara la formula de la frecuencia convectiva ω_c se puede ver una expresión totalmente “diferente en principio” para la frecuencia de vibración del primer modo convectivo. Volviendo al capítulo 2 del trabajo, Housner [II] presentaba mediante integración de la ecuación diferencial la siguiente expresión para la frecuencia convectiva.

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8} \frac{h}{R}} \quad (21)$$

Mediante desarrollo matemático esta expresión resulta totalmente idéntica a la proporcionada por la norma ACI350.03 en su capítulo número 9 Fig 3.11



$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh [3.68 (H_L / D)]}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D}$$

Fig 3.11 Expresiones de frecuencia convectiva ACI350.03.

De la misma manera que para las frecuencias naturales de cada uno de estos modos la ACI350-03 proporciona expresiones y gráficos para la obtención de las masas. A continuación se presentan las formula de las relaciones de masas impulsiva y convectiva con la masa total del fluido.

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

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

Su respectivo grafico.

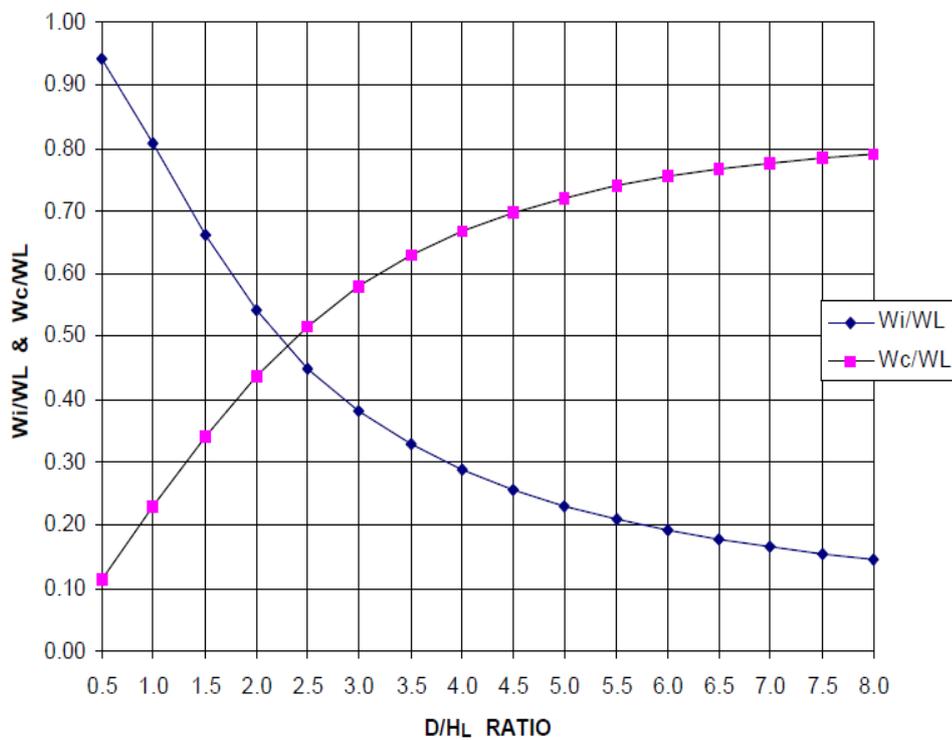


Fig 3.12 Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus relación D/H_L para tanques ciculares.

Ahora recordando la expresión de las presiones impulsiva p_w sobre las paredes del recipiente propuesta por Housner [II] y realizando una integral de volumen se obtiene la expresión del fuerza impulsiva presentada en el capítulo 2

$$P = \int_0^h \int_0^{2\pi} p_w \cos \phi R d\phi dy = -\rho u_0 \pi R^2 h \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} \quad (17)$$

Se puede ver que la masa del líquido contenido está afectada por una aceleración arbitraria del suelo y un término dependiente de sus dimensiones.

$$M_0 = M \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

De esta expresión resulta que la fuerza resultante de la componente impulsiva es proporcional a la totalidad de la masa contenida en el recipiente y directamente dependiente de la aceleración del suelo. Además comparándola con la expresión proporcionada por la norma resultan totalmente equivalentes.

Realizando el mismo proceso de integración de las presiones convectivas sobre toda la superficie de las paredes del tanque, para obtener la fuerza resultante, se obtiene

$$M_1 = M \frac{1}{4} \left(\frac{11}{12} \right)^2 \sqrt{\frac{27 R}{8 h}} \tanh \sqrt{\frac{27 h}{8 R}}$$

Si de igual manera a esta expresión se la compara con la expuesta por la Norma ACI 350-03 resulta idéntica.

Generalizando se puede ver que en ambos casos la fuerza resultante ejercida por las componentes de presión, pueden ser expresadas mediante masas equivalentes proporcionales a la totalidad de la masa del fluidos.

Mediante la formulación expuesta en todo el capítulo 2 Housner [II] determina que aquellas masas actúan acopladas a la estructura por ser proporcional a la aceleración de base, en el caso de las presiones impulsivas. En cambio para las convectiva moviéndose de forma sinusoidal sujeta al contenedor.

Ahora bien, una vez calculadas ambas masas tanto convectivas como impulsivas, las mismas se deben “posicionar” a una altura tal que produzcan el mismo efecto (momento de vuelco) que las presiones ejercidas por el fluidos. Para esto la ACI350-03 proporciona las alturas a la cual se deberían colocar estas masas, dependiendo si se tiene en cuenta o no las presiones sobre el fondo del recipiente. (Presiones ejercidas por el mismo movimiento del fluido).

Para el caso en que no se tienen en cuenta las presiones del fluido sobre el fondo del recipiente la norma proporciona las siguientes ecuaciones.

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

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333 \qquad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Ahora volviendo a la fundamentación del capítulo 2 y comparando ambas expresiones, las del desarrollo de Housner [II] con las que proporciona la ACI350-03 se puede ver que resultan equivalentes.

$$h_0 = \frac{3}{8}h \qquad \left(\frac{h}{R} \leq 1.5 \right) \qquad (19)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left(1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}} \right) - 1 \right) \left(\frac{h}{R} \leq 1.5 \right) \quad (20)$$

Para el caso en que se tiene en cuenta las presiones sobre el fondo de la estructura la ACI350-03 presenta las siguientes expresiones.

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

$$\frac{D}{H_L} \geq 0.75 \quad \frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 * (D/H_L)}{2 * \tanh [0.866 * (D/H_L)]} - \frac{1}{8}$$

CAPITULO 4 _MODELO NUMERICO

4.1_INTRODUCCION

En el siguiente ejemplo se presenta el cálculo estructural y detallado de armaduras de un tanque contenedor de agua ubicado en las bardas Neuquinas, destinado al abastecimiento de agua potable.

4.2_UNIDADES

FUERZA.....	[<i>kN</i>]
LONGUITUD.....	[<i>m</i>]
AREA.....	[<i>m</i> ²]
MASA.....	[<i>kN</i> · <i>s</i> ² / <i>m</i>]
SECCIONES DE ARMADURA.....	[<i>cm</i> ²]

4.3 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El trabajo bajo análisis corresponde a un tanque utilizado para reserva de agua potable, destinada al consumo humano. El mismo resulta de hormigón reforzado con acero, con unión entre piso y paredes del tipo del tipo 2.1. (1) según la norma ACI 350-03.

La estructura de contención de agua está formada por una platea de fundación apoyada sobre el terreno, y paredes de hormigón coronadas por una viga perimetral (la cual a su vez funciona como elemento de unión entre las paredes y la cúpula). La cúpula es un casquete piramidal con una lucarna central que permite el acceso al interior para tareas de limpieza y mantenimiento

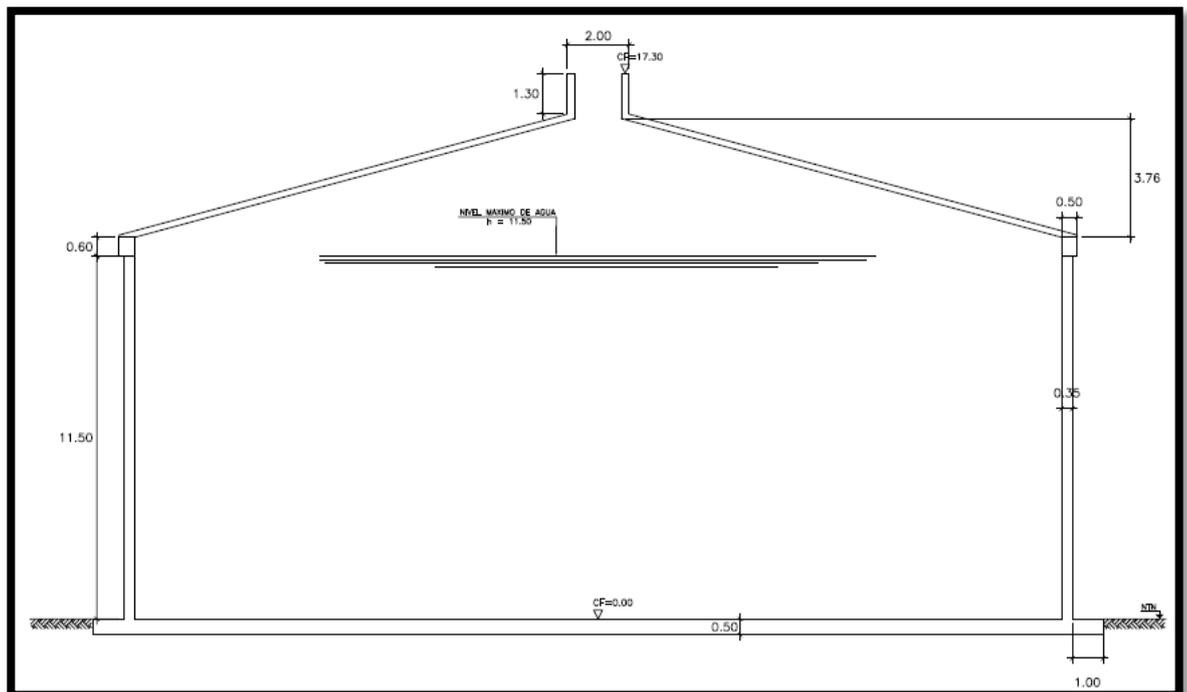


Fig 4.1 Figura descriptiva.

Datos técnicos		
altura pelo de agua	11,5	m
Diámetro interior	30	m
Diámetro exterior	30,7	m
Altura coronamiento	12	m
Altura total	17,3	m
Espesor de paredes	0,35	m
Espesor de cúpula	0,20	m
Espesor losa de fundación	0,5	m
Vuelo losa de fundación	1	m

4.4 MATERIALES

4.4.1 HORMIGON

- Clase de Exposición: Q2 (Tabla 2.2 del CIRSOC 201) (*)
- Resistencia a la compresión mínima, $f'_c = 35 \text{ Mpa}$ (Tabla 2.5 requisitos de durabilidad, CIRSOC 201)
- Relación agua/cemento máxima: 0,45
- Hormigón Tipo H-35
- Modulo de Elasticidad: $E = 4700\sqrt{f'_c} = 25743 \text{ Mpa}$
- $\mu = 0,2$
- $\gamma_H = 2,4 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$

(*) Según el estudio de suelos, que indica un potencial grado de agresividad despreciable. Sin embargo por algunos antecedentes que se disponen del área se recomienda adoptar un grado de agresividad fuerte.

4.4.2 ACERO

Para el armado de la estructura se utilizara un acero torsionado comercial con las siguientes características.

- $f_y = 420 \text{ Mpa}$
- $E_s = 200000 \text{ Mpa}$
- $\gamma_A = 7,95 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^3$

4.5_PARAMETROS GEOTECNICOS

Del estudio geotécnico en la zona de bardas donde será emplazado el tanque resultaron los siguientes parámetros.

- Angulo de fricción interna $\varphi = 34^\circ - 36^\circ$
- $\sigma_{adm\ neta} = 4,6\ kg/cm^2$
- $K_{1s} = 10\ kg/cm^3$ para un plato de carga cuadrado de 30 cm

4.6_CARGAS

A continuación se resumen aquellas acciones o sollicitaciones que han sido consideradas como relevantes para la evaluación de estabilidad global del tanque y su cálculo estructural.

4.6.1_CARGAS PERMANENTES (D)

La carga permanente incorporada a los cálculos incluye el peso propio de las estructuras obtenidos a partir de sus dimensiones y del valor de densidad señalado en el apartado de materiales. Además se considera como cargas permanentes las cargas de agua sobre el fondo del tanque y sus paredes (estáticas), por la poca aleatoriedad de las mismas y por existir elementos que permiten controlar el nivel máximo de agua y producir un rebalse en caso de que el mismo sea superado.

4.6.2_EMPUJE DE SUELOS (S)

No son considerados ya que la estructura se encuentra situada en su totalidad sobre el nivel del suelo.

4.6.3_NIVEL FREATICO (S)

Mediante el estudio de suelos se determino que no existen napas freáticas a de la fundación del tanque.

4.6.4_SISMO Y EMPUJES HIDRODINAMICOS (E)

Para la determinar las cargas dinámicas sobre el contenedor se utilizara el apéndice A de la norma ACI350-03, realizando los ajustes necesarios para adaptar el análisis a lo especificado en los reglamentos que integran el cuerpo normativo CIRSOC.

CÁLCULO DE LAS MASAS EFECTIVAS DE LAS COMPONENTES CONVECTIVAS E IMPULSIVAS.

$$\varepsilon = \left[0.0151 * \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 * \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1$$

$$W_e = \varepsilon * W_w + W_r$$

Masa del muro (Ww)	961,10	kNs2/m
Masa de la Cúpula (Wr)	367,18	kNs2/m
Coeficiente de masa efectiva (ε)	0,61	
Masa efectiva (We)	956,28	kNs2/m

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

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

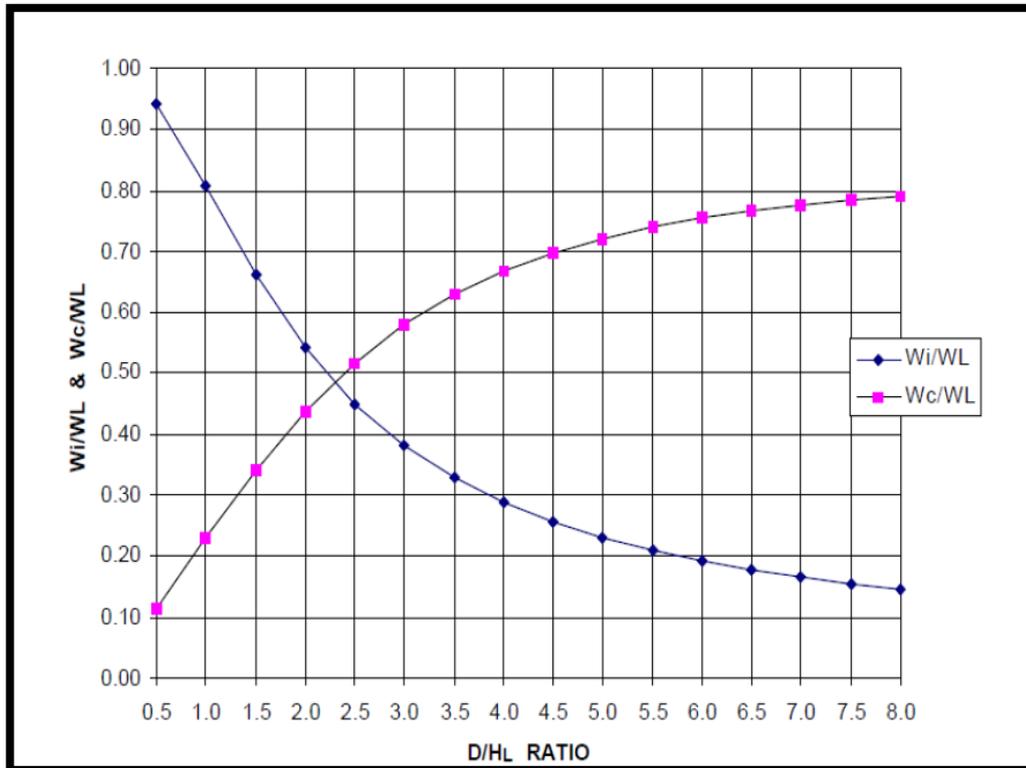


Fig 4.2 Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus relación D/H_L para tanques circulares.

Masa total del liquido almacenado (wl)	7775.460	kNs2/m
D/HL	2.727	
Wi/WL	0.416	
Wc/WL	0.548	
Masa equivalente de la comp impulsiva (Wi)	3234.18	kNs2/m
Masa equivalente de la comp convectiva (Wc)	4262.28	kNs2/m

CÁLCULO DE LA FRECUENCIA NATURAL DE LA ESTRUCTURA COMBINADA CON LA COMPONENTE IMPULSIVA DEL FLUIDO CONTENIDO EN EL TANQUE.

$$\omega_i = C_l * \frac{12}{H_L} * \sqrt{\frac{E_c}{\rho_c}}$$

$$C_l = C_w * 10 * \sqrt{\frac{t_w}{12R} T_i} = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

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

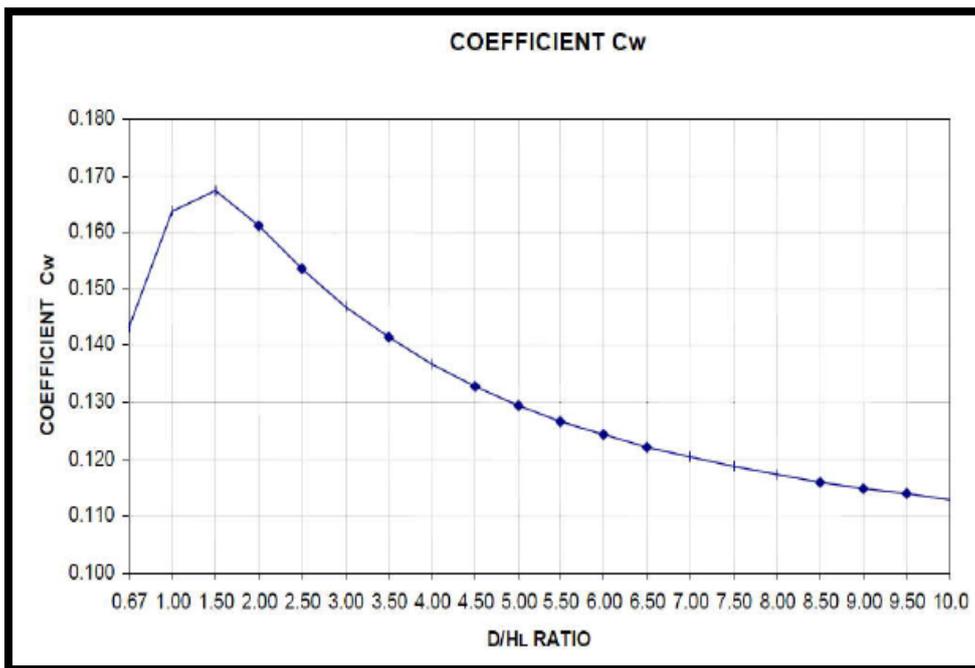


Fig 4.3 Coeficiente c_w para tanques circulares.

HI	11	m
HI/D	0,37	
Coeficiente para frecuencia fund (Cw)	0,15	
Coeficiente para frecuencia fund tan- liq (Cl)	0,066	
Espesor del muro (tw)	0,35	m
Radio circular interno R	15	m
Resistencia hormigón (f'c)	30000	kN/m2
Modulo de elasticidad (Ec)	25742960,20	kN/m2
Densidad del hormigón	2,40	kNs2/m4
Frecuencia de impulsiva (Wi)	237,13	rad/s
Per funda comp impulsiva	0,026	s

CÁLCULO DE LA FRECUENCIA NATURAL DE LA COMPONENTE CONVECTIVA DEL FLUIDO CONTENIDO EN EL TANQUE.

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 * g * \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad ; \quad T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) * \sqrt{D}$$

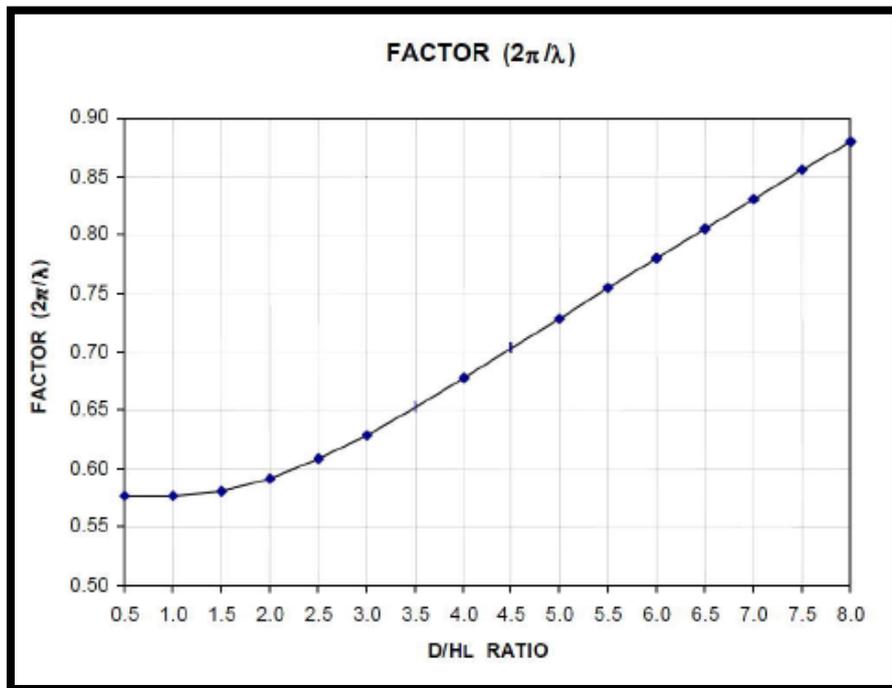


Fig 4.4 Relación $2\pi/\lambda$ para tanques circulares.

Aceleración de la gravedad	9,81	m/s ²
λ	5,617	
Frec primer modo convectivo	1,025	rad/seg
Periodo funda comp convectiva	6,127	s

4.6.4.1_ DETERMINACIÓN DE ACELERACIONES ESPECTRALES

Como se mencionara, en base a las equivalencias realizadas en el capítulo 3 es posible hacer el siguiente reemplazo de la norma ACI350-03 para el modo impulsivo usando el espectro del cuerpo normativo CIRSOC.

$$A_i \text{ corresponde a } ZC_i$$

Y

$$A_c \text{ corresponde a } ZC_c$$

Donde A_i se obtiene del siguiente espectro de respuesta para un 5% del amortiguamiento critico ya que se trata de una estructura de hormigón armado. El siguiente espectro corresponde al suministrado por el CIRSOC 103 para la zona 1 que es el lugar donde se encuentra emplazado el tanque.

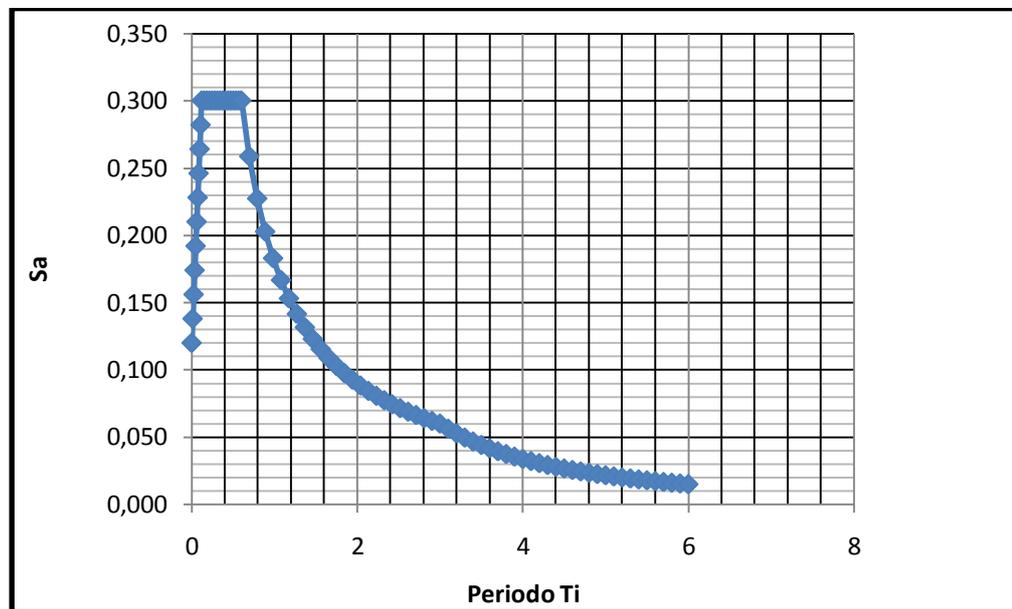


Fig 4.5 Espectro de pseudo aceleraciones para la componente impulsiva (elástico).

Para el caso de A_c , al espectro proporcionado por el reglamento se le debe realizar un pequeño ajuste ya que estos están hechos para estructuras con un 5% del amortiguamiento critico como se menciona en el capítulo 3. Como en el caso de la componente convectiva ese amortiguamiento es considerado de un 0.5%, el espectro debe ser ajustado por el siguiente valor proporcionado por la propia norma ACI350-03.

$$\eta_c = \frac{3.043}{2.73 - 0.45 \ln \beta}$$

η	1.517	Factor de amplificación amortig
β	5.000	amortiguamiento

Resultando el siguiente espectro.

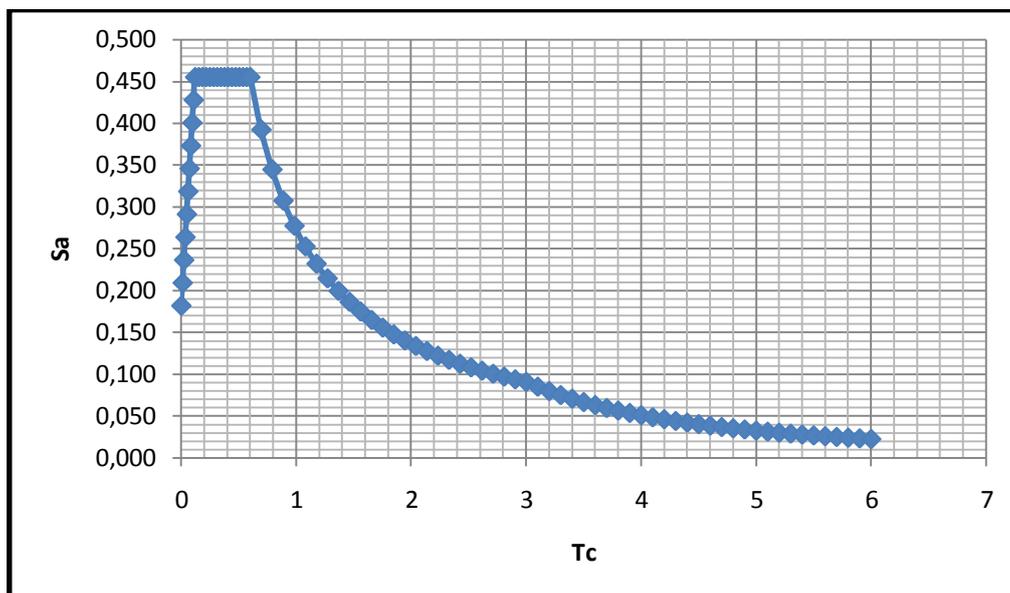


Fig 4.6 Espectro de pseudo aceleraciones para la componente convectiva (elástico).

CÁLCULO DEL MÁXIMO DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE LA OLA.

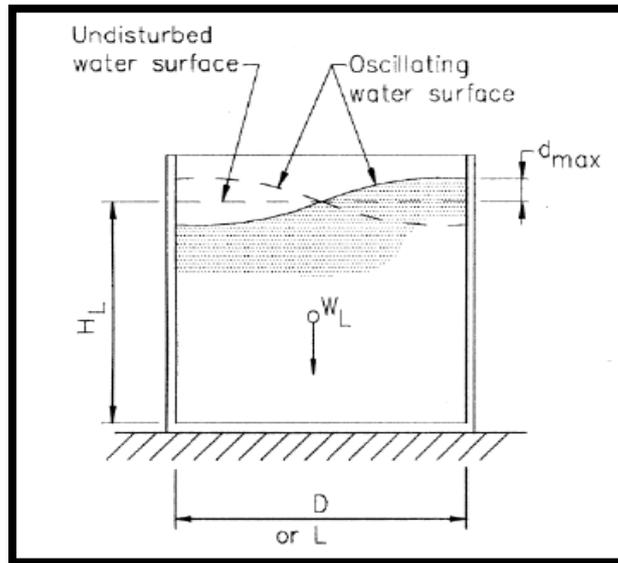


Fig 4.7 Esquema movimiento del fluido.

$$d_{max} = \left(\frac{D}{2}\right) * (A_c * I)$$

Desplazamiento máximo dmax	0,46	m
Factor de importancia I	1,4	

CÁLCULO DE LAS ALTURAS EQUIVALENTES

En esta sección se puede ver el cálculo de las alturas a las que se deberá sujetar tanto la masa convectiva como impulsiva, para que logren el mismo efecto que las presiones Fig 4.8. (Teniendo en cuenta las presiones que el líquido acelerado genera sobre la base y no teniéndolas en cuenta).

Incluyendo la presión en la base:

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

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

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

hi'/HL	1.077	
Altura al centro componente impulsiva	11.848	m
hc'/HL	0.981	
Altura al centro componente convectiva	10.786	m

Excluyendo la presión en la base.

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

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

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

hi/HL	0.375	
Altura al centro componente impulsiva	4.125	m
hc/HL	0.564	
Altura al centro componente convectiva	6.206	m

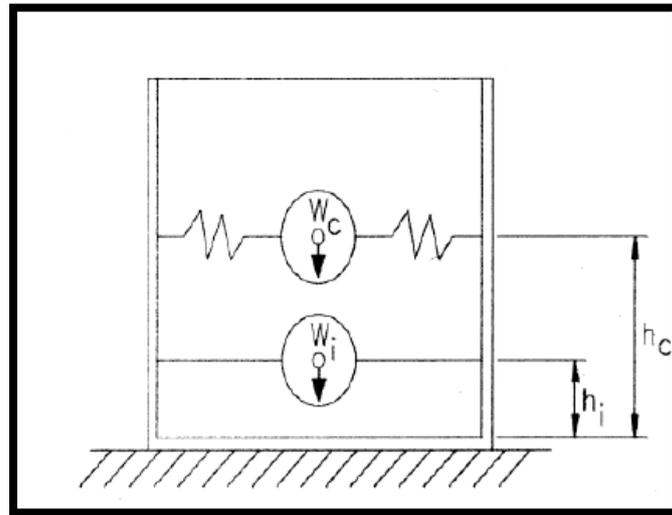


Fig 4.8 disposición de masas y alturas equivalentes.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS DINÁMICAS SEGÚN LA NORMA ACI350-03 PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO

$$P_w = A_i * I * \frac{\epsilon W_w}{R_{wi}}$$

$$P_r = A_i * I * \frac{W_r}{R_{wi}}$$

$$P_i = A_i * I * \frac{W_i}{R_{wi}}$$

$$P_c = A_c * I * \frac{W_c}{R_{wc}}$$

Pseudo Aceleración (Ac)	0,022	
Pseudo Aceleración (Ai)	0,156	
Aceleración de la gravedad	9,810	m/s ²
Factor de importancia (I)	1,400	
Coef. Modificación de respuesta imp (Rwi)	2,750	
Coef. Modificación de respuesta con (Rwc)	1,000	
Masa mod paredes del tanque (εWw)	589,109	kNs ² /m
Masa del la cúpula del tanque (Wr)	367,175	kNs ² /m
Masa impulsiva equivalente (Wi)	3234,178	kNs ² /m
Masa convectiva equivalente (Wc)	4262,282	kNs ² /m
Fuerza inercial de las paredes del tanque (Pw)	458,970	kN
Fuerza inercial de la cúpula del tanque (Pr)	286,063	kN
Fuerza lateral impulsiva (Pi)	2519,723	kN
Fuerza lateral convectiva (Pc)	1288,836	kN

El corte basal total de las fuerzas dinámicas es calculado como la raíz de la suma de sus cuadrados ya que sus máximos actúan sobre las paredes del recipiente en diferente espacio de tiempo.

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

Corte Basal total (V)	3509,948	kN
-----------------------	----------	----

CÁLCULO DE MOMENTOS RESULTANTES SEGÚN LA NORMA ACI350.03 PARA EL ANÁLISIS SEUDO- ESTÁTICO.

En este caso se presentan los momentos resultantes de cada una de las componentes dinámicas. Estos datos resultan de interés para el análisis de estabilidad global y para la selección del tipo de fundación para la estructura.

Momentos resultantes para el caso donde se incluyen las presiones en la base.

$$M_w = P_w * h_w$$

$$M_r = P_r * h_r$$

$$M'_i = P_i * h'_i$$

$$M'_c = P_c * h'_c$$

$$M_0 = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M_c'^2}$$

Momento debido a paredes del tanque (Mw)	2524,336	kN.m
Momento debido a cúpula (Mr)	3289,728	kN.m
Momento debido a presiones imp (M'i)	29853,289	kN.m
Momento debido a presiones conv (M'c)	13901,726	kN.m
Momento total de base (Mo)	38280,779	kN.m

Momentos resultantes para el caso donde se excluyen las presiones en la base.

$$M_w = P_w * h_w$$

$$M_r = P_r * h_r$$

$$M_i = P_i * h_i$$

$$M_c = P_c * h_c$$

$$M_0 = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2}$$

Momento debido a paredes del tanque (Mw)	2524,336	kN.m
Momento debido a cúpula (Mr)	3289,728	kN.m
Momento debido a presiones imp (Mi)	10393,859	kN.m
Momento debido a presiones conv (Mc)	7998,758	kN.m
Momento total de base (Mb)	18074,205	kN.m

CALCULO DE L PERIODO FUNDAMENTAL DE LA COMPONENTE VERTICAL.

De la norma se puede obtener la siguiente expresión para el periodo del movimiento vertical del fluido.

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

Periodo fundamental vertical	0,0257	s
Peso específico del líquido (γ_L)	9,807	kN/m ³
espesor del muro (tw)	0,35	m
modulo de elasticidad del hormigón (Ec)	25742960,2	kN/m ²

A los efectos de obtener la componente vertical de aceleración utilizando la normativa argentina, se multiplica el espectro de diseño de la componente impulsiva por un factor dependiente de la zona en que se encuentre emplazada la estructura. En el

CIRSOC 103 se lo denomina f_v , el cual para la zona 1 vale 0,4. Por lo tanto el espectro resulta de la siguiente manera.

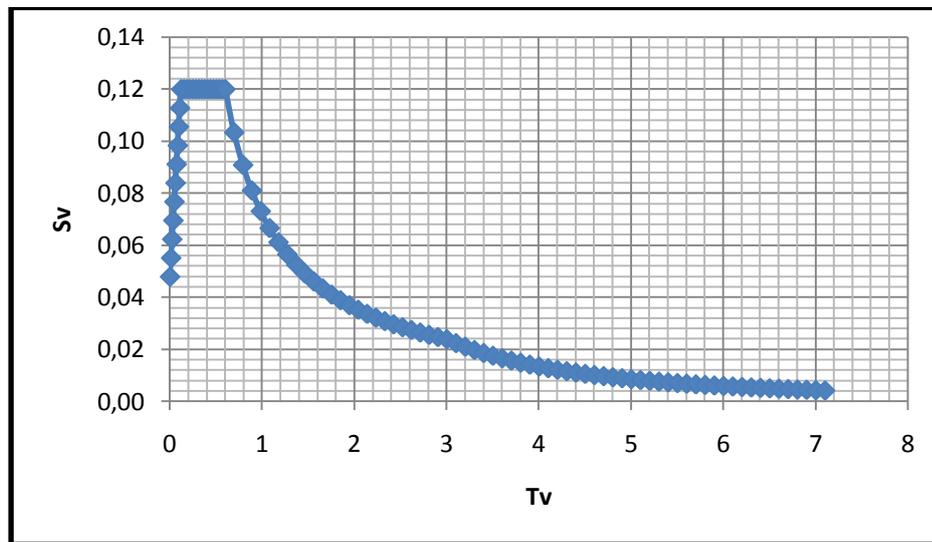


Fig 4.9 Espectro de pseudo aceleraciones para la componente vertical (elástico).

Con el periodo antes calculado y el espectro de aceleraciones verticales se obtienen las sobre presiones provocadas por la aceleración vertical.

4.6.2.2_CÁLCULO DE PRESIONES DINÁMICAS.

A los efectos de incorporar las presiones originadas por el sismo, se considera la distribución propuesta por ACI350-03 para cada una de las componentes (impulsivas, convectivas, inerciales), para tanques circulares, las cuales varían verticalmente y horizontalmente como muestra la siguiente Fig 4.10.

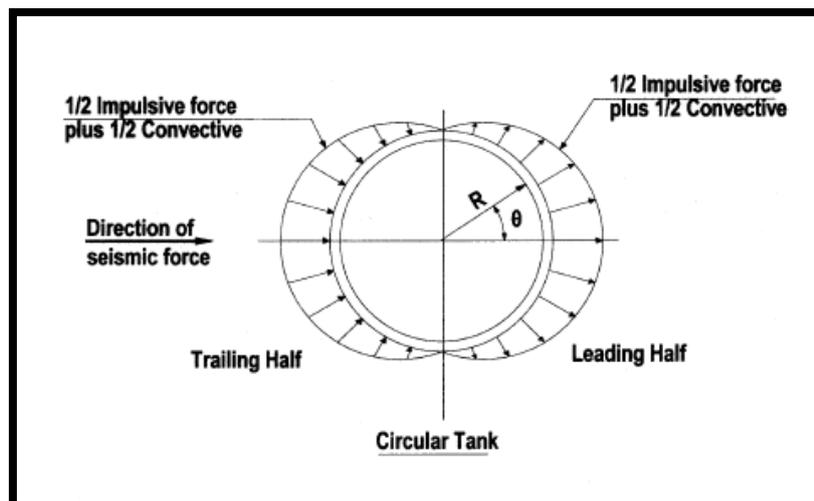


Fig 4.10 Distribución de presiones horizontales en tanques circulares.

De acuerdo a la ACI350-03 las presiones presentan la siguiente variación vertical, tanto para sus componentes impulsivas como convectivas, para los ángulos 0 y 180 orientados según la dirección del sismo.

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

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

Para el caso particular estudiado, resultan los siguientes valores de presión en kN/m

Piy	Pcy	Y=m
1,215	3,061	11
1,878	2,907	10
2,541	2,752	9
3,204	2,597	8
3,867	2,442	7
4,529	2,287	6
5,192	2,133	5
5,855	1,978	4
6,518	1,823	3
7,181	1,668	2
7,844	1,514	1
8,507	1,359	0

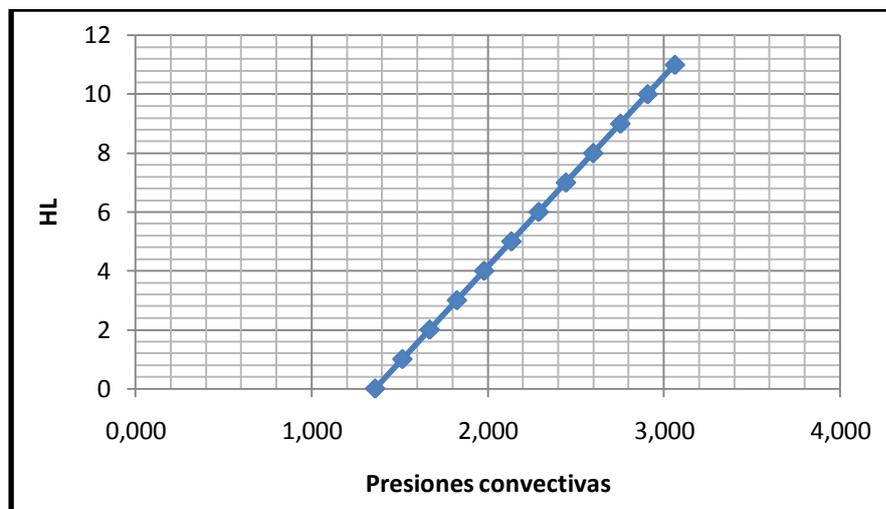


Fig 4.11 Presiones convectivas en altura.

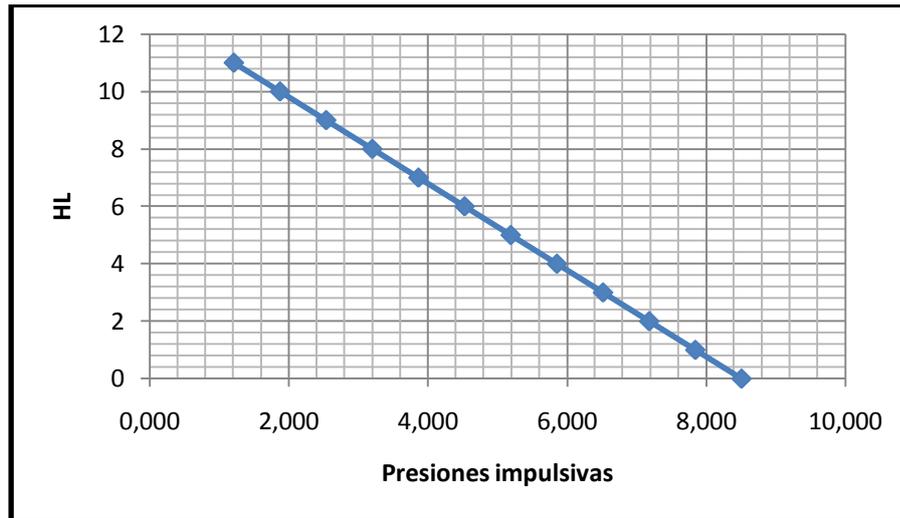


Fig 4.12 Presiones impulsivas en altura.

Para obtener las presiones en un ángulo diferente a los mencionados anteriormente se utiliza la formula de distribución horizontal propuestas por la ACI350-03. A continuación se presentan las expresiones analíticas de la variación horizontal de cada una de las componentes dinámicas que actúan sobre la estructura.

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad ; \quad p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} * \cos \theta$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} * \cos \theta \quad ; \quad p_{hy} = \ddot{u}_v * q_{hy}$$

En la Fig 4.13 se puede ver la variación de las presiones impulsivas tanto verticalmente como horizontalmente sobre la cara donde esta componente actúa como presión. Sobre la otra mitad estas salen del elemento, generando “succión”. O lo que sería más correcto, descargar las paredes posteriores.

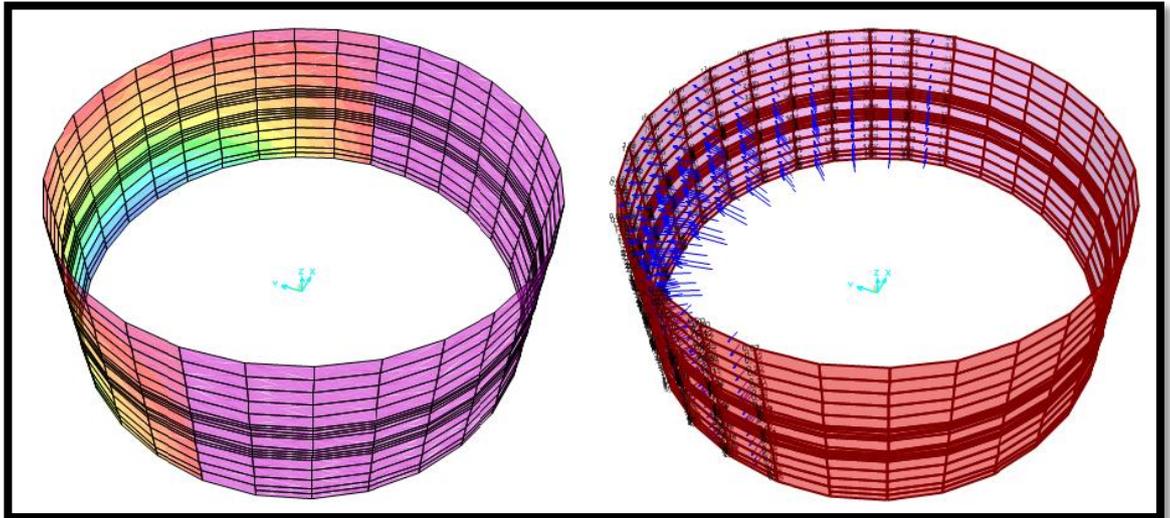


Fig 4.13 Distribución de presiones e isovalores impulsivas sobre las paredes.

En relación a las presiones en la base, no son consideradas en forma explícita por la Normativa ACI 350. En función de ello se incluirán aquí formas linealizadas de las expresiones de propuestas por Housner [II], para ambas componentes, impulsiva y convectivas según se representa en las figuras siguientes.

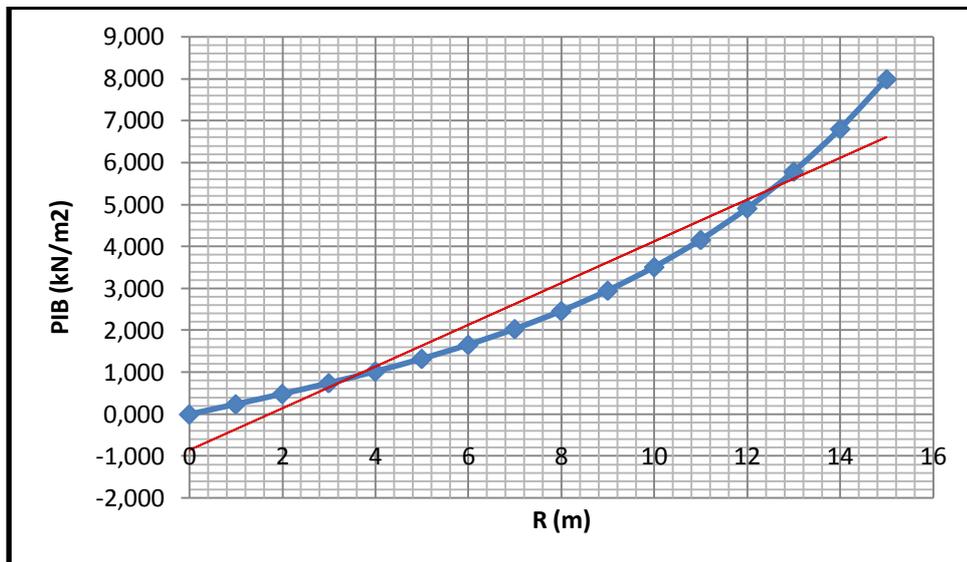


Fig 4.13 Presiones impulsivas sobre la base

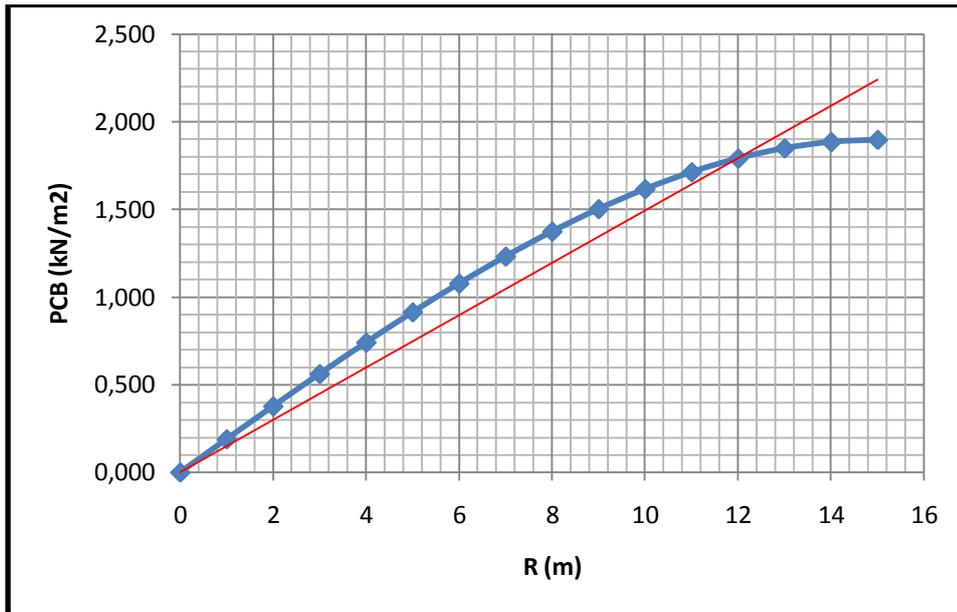


Fig 4.14 Presiones convectivas sobre la base

De los gráficos y valores mostrados en las figuras 4.13 y 4.14, se obtienen las siguientes expresiones aproximadas para las presiones en la base del tanque debido a las presiones impulsivas y convectivas:

Presiones impulsivas:

$$PIB = 0,45 * x$$

Presiones Convectivas:

$$PCB = 0,149 * x$$

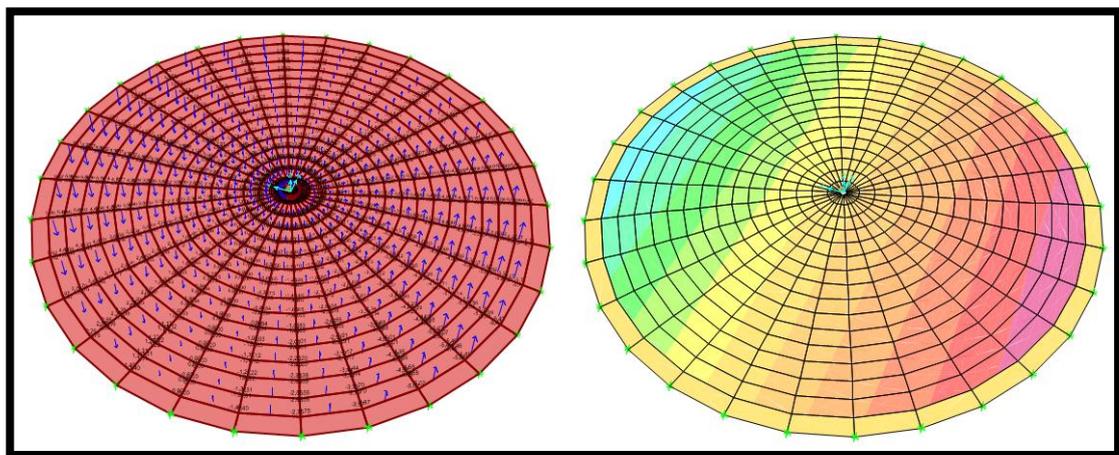


Fig 4.15 Distribución de presiones e isovalores impulsivas sobre la base.

En la Fig 4.15 se pueden ver las sobrepresiones impulsivas que produce el fluido sobre la base del tanque debido a las acciones sísmicas.

En cuanto a componente de fuerzas inerciales en la propia estructura la norma ACI350-03 propone la siguiente expresión para su distribución como se viera en el Capítulo 3 la resultante inercial de las paredes se distribuye uniformemente en las paredes.

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

4.7_COMBINACION DE CARGAS

Además de las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas, para el cálculo estructural se debe considerar actuando sobre la estructura las cargas de viento, nieve, sobrecarga de usos, obtenidas de sus respectivos reglamentos “CIRSOC 101 Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas”; “CIRSOC 102 Acciones de Viento”; “CIRSOC 104 Cargas de Nieve y Hielo”. ”. A los efectos del dimensionado del hormigón armado esas cargas son mayoradas y combinadas entre sí siguiendo las recomendaciones especificadas en la norma CIRSOC 201.

Las combinaciones que el Proyectista o Diseñador Estructural debe analizar, como mínimo, son:

- $U = 1,4 (D+F)$ (9-1)
- $U = 1,2 (D +F+T) + 1,6 (L+ H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-2)
- $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$ (9-3)
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-4)
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$ (9-5)
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$ (9-6)
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (9-7)

Fig 4.16 Combinaciones mínimas a realizar

4.8_ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

Se presentan a continuación las verificaciones de estabilidad general de la estructura.

- Verificación al vuelco
- Verificación al deslizamiento
- Tensiones sobre el suelo

4.8.1_ DETERMINACION DE LAS ACCIONES SOBRE LA BASE

Como se viera en el apartado 4.6.4

4.8.1.1_ CORTE EN LA BASE

El corte basal total de las fuerzas dinámicas es calculado como la raíz de la suma de sus cuadrados ya que sus máximos actúan sobre las paredes del recipiente en diferente espacio de tiempo.

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

Corte Basal total (V)	3509,948	kN
-----------------------	----------	----

4.8.1.2. MOMENTO DE VUECLO

En este caso se presentan los momentos resultantes de cada una de las componentes dinámicas. Estos datos resultan de interés para el análisis de estabilidad global y para la selección del tipo de fundación para la estructura.

Momentos resultantes para el caso donde se incluyen las presiones en la base.

$$M_w = P_w * h_w$$

$$M_r = P_r * h_r$$

$$M'_i = P_i * h'_i$$

$$M'_c = P_c * h'_c$$

$$M_0 = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'_c{}^2}$$

Momento debido a paredes del tanque (Mw)	2524,336	kN.m
Momento debido a cúpula (Mr)	3289,728	kN.m
Momento debido a presiones imp (M'i)	29853,289	kN.m
Momento debido a presiones conv (M'c)	13901,726	kN.m
Momento total de base (Mo)	38280,779	kN.m

4.8.2_ ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para la verificación al deslizamiento de la estructura también se debe cumplir la siguiente relación. Donde V es el corte basal provocado por la acción sísmica.

$$FS_{des} = \frac{N * tg \phi_D}{V} \geq 1,5$$

Donde

$$\phi_D = 2/3 \phi \quad \phi \text{ Angulo de rozamiento interno del suelo}$$

$$FS_{des} = \frac{10068,8 \frac{kN \cdot s^2}{m} * 9,81 \frac{m}{s^2} * tg 30}{3509 kN} \geq 1,5$$

$$FS_{des} = 14,34 \geq 1,5 \text{ verifica}$$

4.8.3_ESTABILIDAD AL VUELCO

Para la verificación al vuelco se debe cumplir la siguiente relación.

$$FS_{vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{actuantes}} \geq 1,5$$

Para el caso del tanque, la verificación al vuelco se debe realizar con las fuerzas inerciales suministradas por la norma, la cual tienen en cuenta las presiones sobre la base producidas por el movimiento sísmico.

Donde

$$\sum M_{actuantes} = M_0 = 38280 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{estabilizadores} = P_{est \ y \ flui} * \frac{D}{2}$$

Las fuerzas que provocan los momentos estabilizadores son los pesos de la estructura y del fluido.

$$W_w = 961,1 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} \text{ masa de las paredes}$$

$$W_r = 367,18 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} \text{ masa de la cupula}$$

$$W_L = 7775,40 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} \text{ masa del fluido}$$

$$W_P = 965,1 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} \text{ masa de la platea}$$

Entonces

$$\sum M_{estabilizadores} = 10068,8 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} * 16\text{m} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\sum M_{estabilizadores} = 1580395,7 \text{ kN.m}$$

$$FS_{vuelco} = 41,3 \geq 1,5 \text{ verifica}$$

4.8.4. TENSIONES SOBRE EL CIMIENTO

Los valores de tensión en el suelo, excentricidad equivalente para los momentos proporcionados por la norma en estudio se pueden ver en la Fig 4.17.

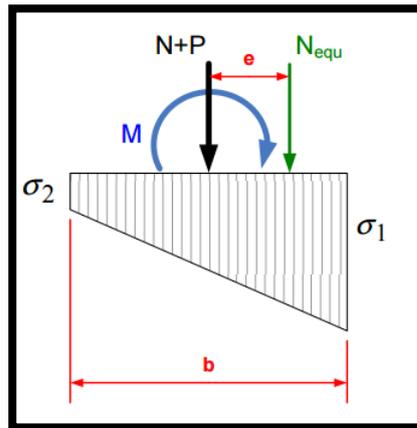


Fig 4.17 Tensiones sobre el terreno

$$\sum M_{actuales} = M_0 = 38280 \text{ kN.m}$$

$$N = 10068,8 \frac{\text{kN.S}^2}{\text{m}} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 98774,9 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_0}{W} = \frac{98774,9 \text{ kN}}{804,2 \text{ m}^2} + \frac{38280 \text{ kN.m}}{3216,9 \text{ m}^3} = 134,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_0}{W} = \frac{98774,9 \text{ kN}}{804,2 \text{ m}^2} - \frac{38280 \text{ kN.m}}{3216,9 \text{ m}^3} = 110,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Con estos resultados se puede ver que el total del área de la fundación para los casos de acciones sísmicas estará apoyada sobre el suelo, en compresión.

Como se advierte, los valores indicados anteriormente resultan significativamente inferiores a las tensiones admisibles para el terreno.

4.9_ ANALISIS ESTRUCTURAL

4.9.1_MODELO DE CÁLCULO

Para resolver el modelo computacional del tanque se recurrió al programa SAP 2000, el cual posee amplias y poderosas capacidades de modelaje para una amplia gama de estructuras como son los puentes, represas, edificios, tanques como es este caso y muchas otras alternativas. El programa permite introducir todos los estados de carga necesarios para representar el comportamiento de la estructura bajo cargas sísmicas.

En este caso para modelar cada una de las secciones que componen el tanque se utilizan elementos Shell. La forma de cada elemento depende del lugar en el tanque que se encuentre, resultando algunos rectangulares y otros trapezoidales.

La unión física entre la base y las paredes se considero empotrada, mientras que la unión entre las paredes y la cúpula se materializo mediante una viga perimetral que a la vez sirve de atado.

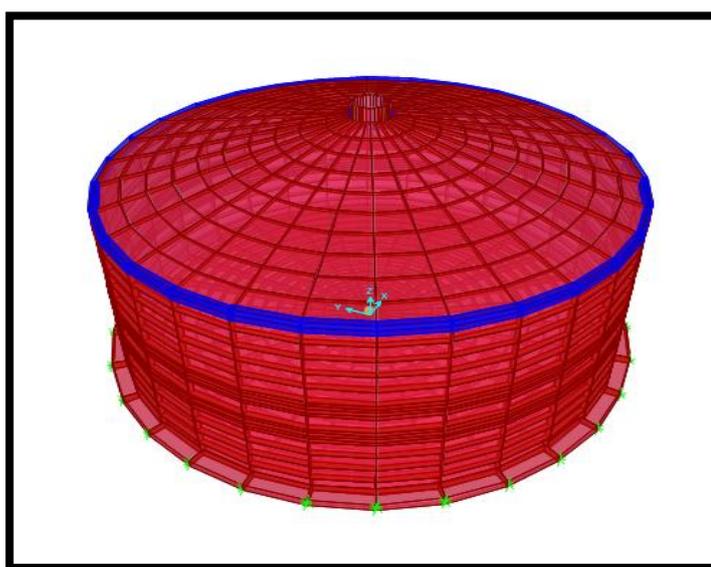


Fig 4.18 Modelo de elementos finitos

4.9.2_CONDICIONES DE APOYO

En la modelización interviene el comportamiento del suelo donde se va a fundar la estructura, para lo cual se recurrió al estudio geotécnico. Del mismo se obtiene un coeficiente de balasto de:

$$K_{1s} = 10 \text{ kg/cm}^3 \text{ Para un plato de carga cuadrado de 30 cm}$$

Para extrapolarlo a las dimensiones reales del tanque, debido a las cargas predominaste se supone rígida la base, “independientemente de su espesor”. En base a esta suposición, que solo vale para la determinación del coeficiente de balasto se sustituye la sección circular de 32 metros de diámetro a una cuadrada de lado equivalente $L= 28,35\text{m}$ y se utiliza la siguiente fórmula para obtener un coeficiente de balasto medio para esa fundación ya que el mismo no resulta un parámetro intrínseco del suelo.

$$K = K_{30} \left(\frac{b + 0,30}{2b} \right)^2$$

$$K = 2553,2 \text{ t/m}^3$$

Con este coeficiente de balasto se modelo la interacción vertical del suelo y la estructura para determinar los asentamientos a corto plazo que tendrá la estructura, (los cuales fueron los únicos tenidos en cuenta en el cálculo) y obtener secciones y armaduras más eficientes. Con los mismos datos de asentamientos y teniendo el coeficiente se pueden determinar los esfuerzos a los que está sometido el suelo bajo la estructura.

4.10_RESULTADOS

4.10.1_PLATEA DE FUNDACIÓN

4.10.1.1 DEFORMADA

En la siguiente figura se pueden ver la envolvente de desplazamientos verticales para cargas de servicio de la base planteada suministrados por el modelo numérico. En donde se ven valores máximos de 0,81 cm en los bordes del tanque y desplazamientos promedios de 0,5cm en el resto de la estructura.

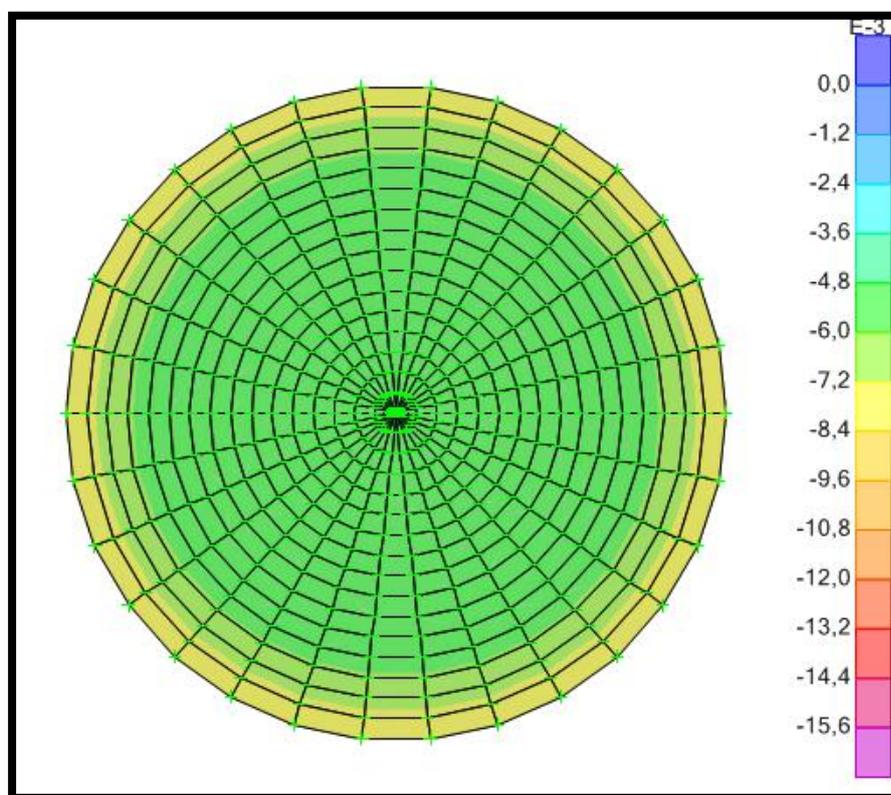


Fig 4.19 Desplazamientos verticales de la fundación m.

Mediante la Fig 4.19 y analizando los datos se puede ver que en ningún momento (cargas de servicio) se ve levantamiento de algún punto de la losa, incluso si se analizan los efectos debido a las acciones sísmicas, este resultado ya se había mencionado en el análisis de estabilidad general de la estructura. Si se observa el

elemento con mayor desplazamiento en el mayado, en promedio se desplazo 0,79 cm con lo cual ese elemento ejerce sobre el suelo una presión de

$$\sigma_s = 2553.2 \text{ t/m}^3 * 0.0079\text{m}$$

$$\sigma_s = \mathbf{20,17 \text{ t/m}^2}$$

Esta resulta serla presión en el borde del reservorio para las combinaciones de servicio que deberá soportar el suelo, bajo la estructura del tanque y realizando lo mismo para el resto de los puntos en que apoya la estructura se puede apreciar que:

$$\sigma_s = 2553.2 \text{ t/m}^3 * 0.005\text{m}$$

$$\sigma_s = \mathbf{12.76 \text{ t/m}^2}$$

Estos valores resultan dentro de lo esperado ya que analizando las presiones resultantes solo del peso del fluido como mínimo deberían ser de 11 t/m^2 sin contar el peso de la estructura. También se puede ver que estos valores no superan las tensiones admisibles suministradas por el estudio de suelos.

4.10.1.2_ ESFUERZOS

En la Fig 4.20 se pueden ver los momentos en la dirección 2 de la base, para la envolvente de esfuerzos, estos son los que mayores requerimientos de armadura producen sobre la fundación. Se pueden ver valores de 140 kN.m/m

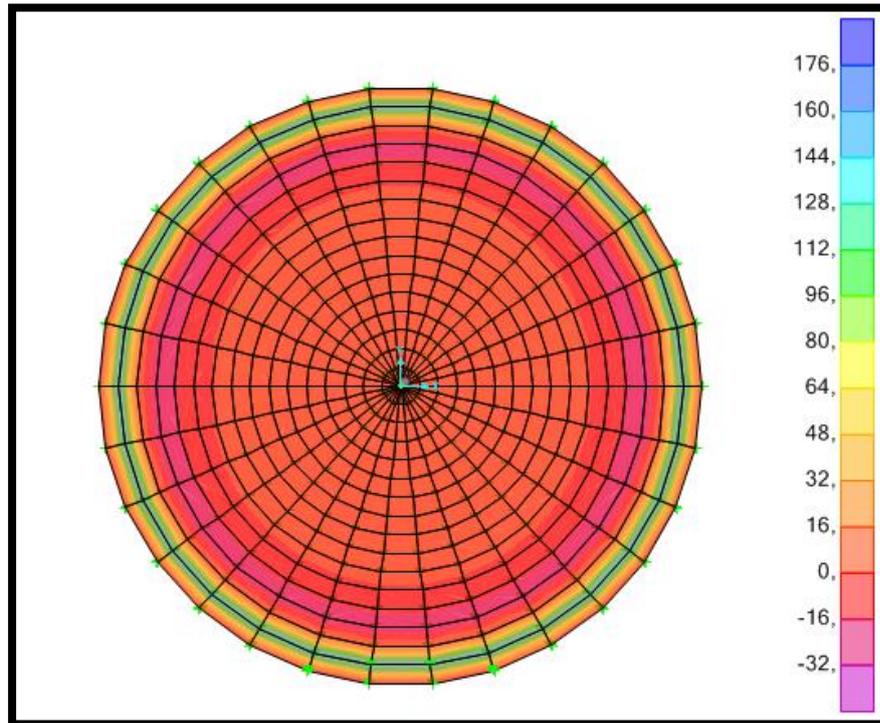


Fig 4.20 Momentos flectores en dirección 2 kNm/m.

4.10.1.3_ARMADURA REQUERIDA

Para el dimensionado de la estructura se utiliza el criterio de resistencia última, del CIRSOC 201-05[X], además se realiza la verificación del agrietamiento bajo cargas de servicio para las paredes del recipiente bajo las normas ACI224-01 [IX].

Como se mencionara anteriormente se trabaja con una fundación tipo platea de 50 cm de espesor. Según el código ACI 350-06 [XI]. Los recubrimientos mínimos deben ser de 7,5 cm para elementos apoyados permanentemente sobre el terreno. Para los elementos solicitados a flexión como son las losas estructurales y zapatas la norma propone una cuantía mínima que viene dada por la tabla en la sección 7.12.2.1 dependiente entre otras cosas de la separación entre juntas de dilatación. En este caso la losa deberá cumplir con una cuantía de 0,006 con lo cual la armadura mínima para la sección en estudio resulta de.

$$A_{s,min} = 0,006 * 100cm * 50cm$$

$$A_{s,min} = 30cm^2$$

Esta armadura será repartida en ambas caras y en las dos direcciones principales del elemento estructural.

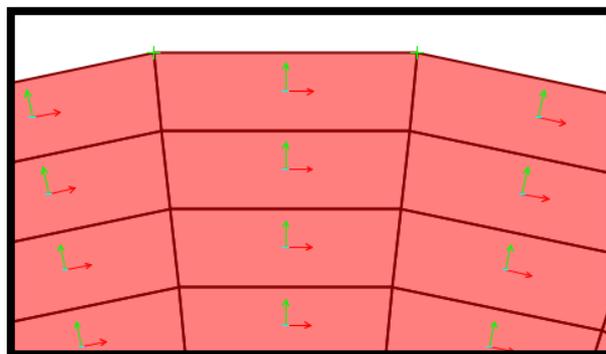


Fig 4.21 Ejes locales de los elementos.

En la Fig 4.21 se ven los ejes locales de cada elemento, en donde el eje de color rojo representa el eje local 1 mientras que el verde representa el eje local dos. En base a ellos se realiza el detallado de la armadura en cada una de las direcciones y posiciones.

En las siguientes figuras se puede ver la base del tanque con las cuantías de acero necesaria para soportar los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas mayoradas antes expuestas

ARMADURA SUPERIOR DIRECCION 2.

En la Fig 4.22 se puede ver de forma representativa la cuantía necesaria en la cara superior de la base en la dirección 2 (radial) de los ejes locales en cm^2 de armadura por cm de de base. En la misma se pueden encontrar valores máximos de $0,083 \text{ cm}^2/\text{cm}$ en la zona naranja, mientras que en la mayor parte de la superficie $0,05 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Ambas cuantías son cubiertas con los requerimientos de armadura mínima de $0,15 \text{ cm}^2/\text{cm}$

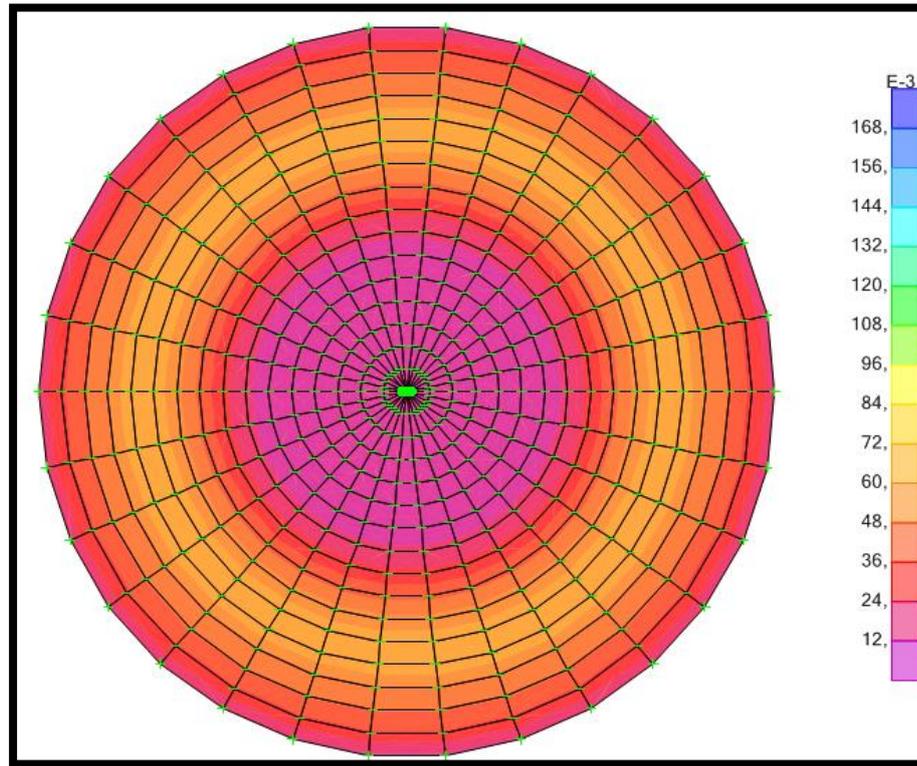


Fig 4.22 Cuantía superior dirección 2 (cm^2/cm)

ARMADURA INFERIOR DIRECCION 2.

En la Fig 4.23 se puede ver la acuantia de armadura de fundación en la cara inferior del tanque dirección del eje local 2. En la misma las hay cuantías máximas de $0,12cm^2/cm$ bajo las paredes del tanque y en el resto de la superficie una máxima de $0,008 cm^2/cm$. Igual que en el caso anterior las mismas son cubiertas con los requerimientos de cuantías mínimas.

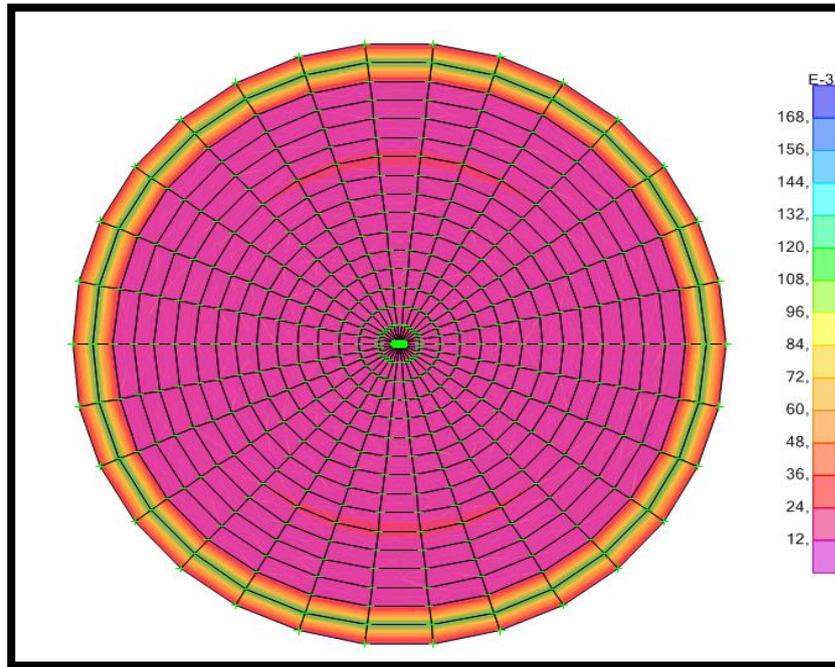


Fig 4.23 Cuantía inferior dirección 2 (cm^2/cm)

ARMADURA SUPERIOR DIRECCION.

En las siguientes figuras Fig 4.24 y Fig 4.25 se ven las cuantías de armaduras superior e inferior de la base en dirección del eje local 1, con sus respectivos cuadros de cuantías.

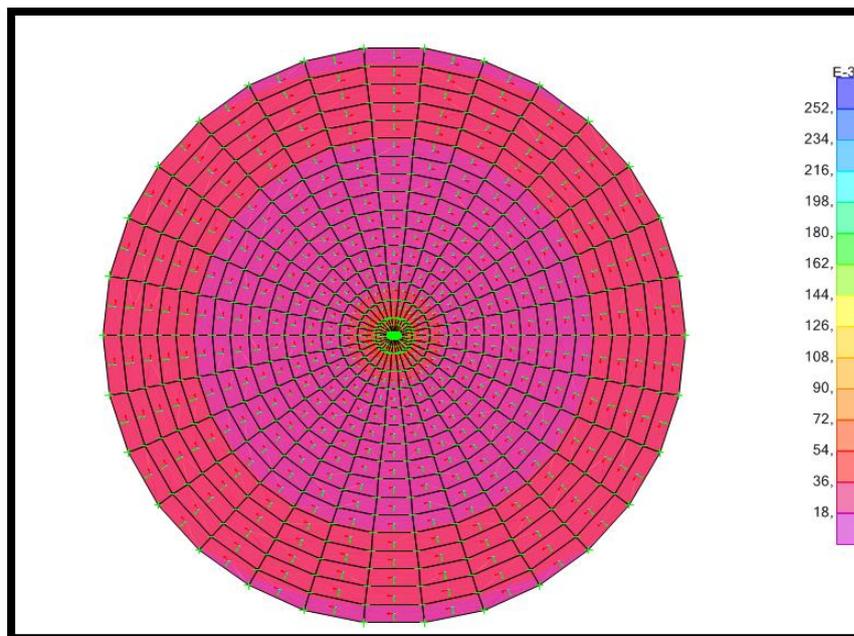


Fig 4.24 Cuantía superior dirección 1(cm^2/cm)

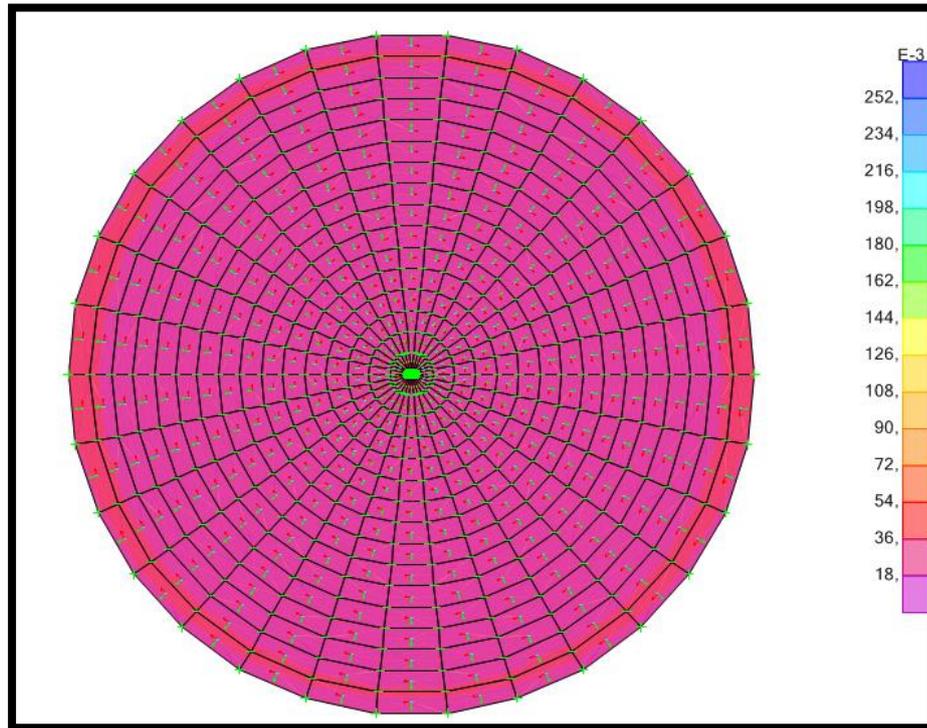


Fig 4.25 Cuantía inferior dirección 1 (cm^2/cm)

En ambos casos los requerimientos de cuantías mínimas son suficientes para tomar los esfuerzos impuestos por las cargas. En la Fig 4.26 se pueden ver el amado de la losa de fundación, la cual resulta igual para ambas caras de la losa.

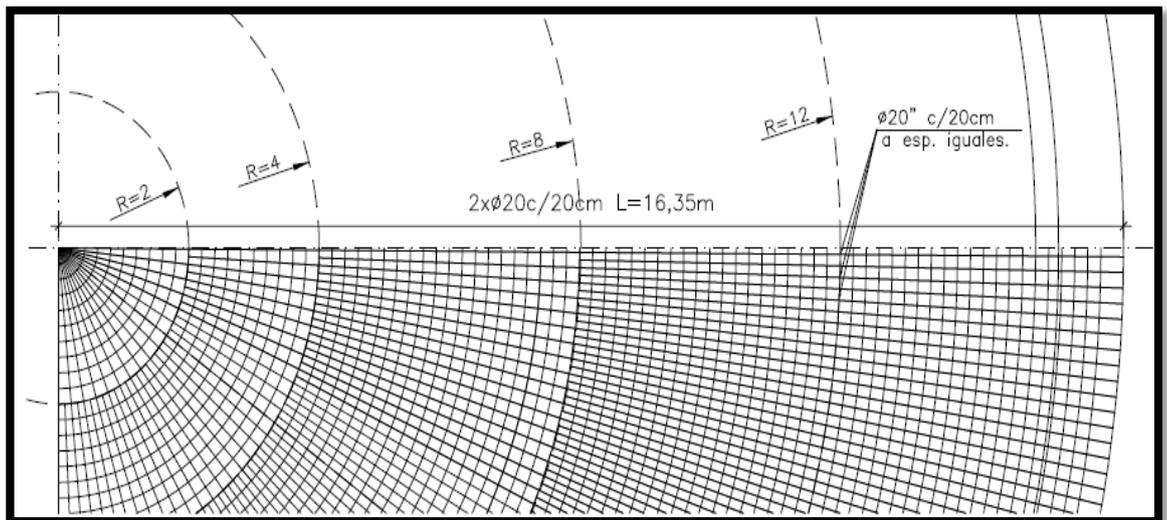


Fig 4.26 Esquema de armado (inferior y superior)

4.10.2_PAREDES DEL TANQUE

4.10.2.1_ DEFORMADA

En la Fig 4.27 se pueden ver las deformaciones que sufre la estructura para cargas hidrostáticas. En la misma se puede identificar cuáles serán los sectores donde será necesaria a priori armadura de tracción. También se pueden apreciar desplazamientos máximos de 0,17 cm para esa condición de carga.

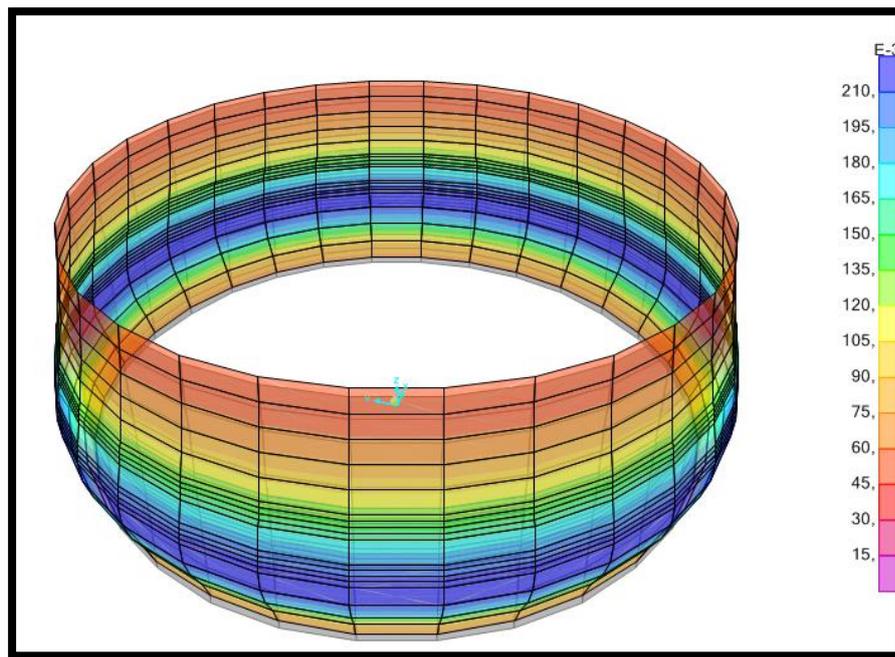


Fig 4.27 deformación bajo carga hidrostática (m)

De igual manera que para el caso de la fundación el eje rojo será el eje local 1 de elemento mientras que el verde será el 2.

4.10.2.2_ESFUERZOS

En la siguiente figura se pueden ver los momentos flectores producidos por la presión hidrostática del fluido, que además en la condición de carga que genera las máximas demandas de armadura. De igual manera que para el caso de la fundación el eje rojo será el eje local 1 de elemento mientras que el verde será el 2.

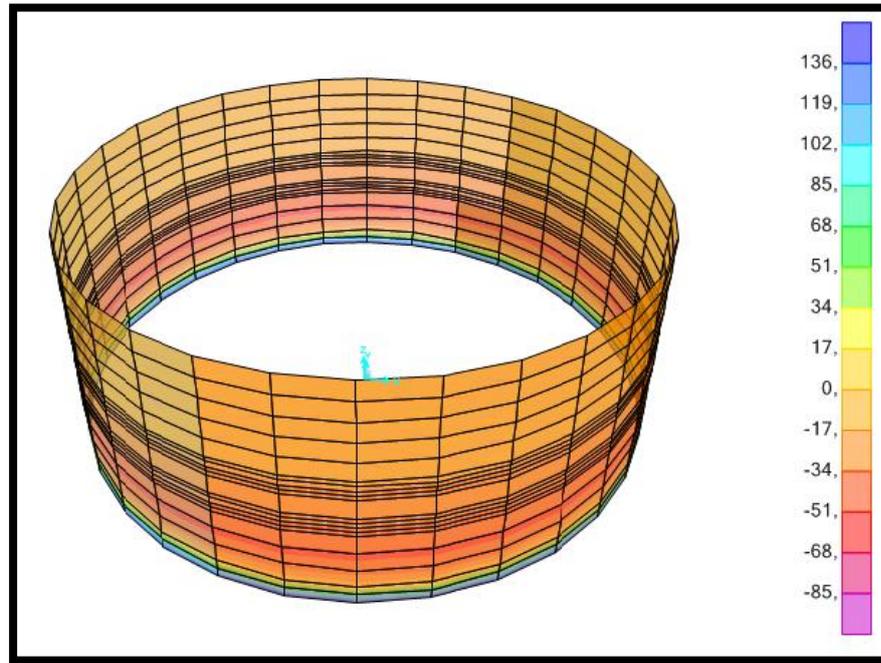


Fig 4.28 momentos flectores para la dirección 2 (carga hidrostática) kN.m/m

En la Fig 4.28 se pueden ver valores de momentos en la base de 135 kN.m/m y de 35 kN.m/m en el tramo, aproximadamente a 3m de altura desde la base de tanque. Estos sectores será donde se deberá suministrar la mayor cantidad de acero.

4.10.2.3_ARMADURAS

Al que en la losa de fundación la ACI 350-06 [XI] tiene requerimientos de armadura mínima para los muros que contienen fluidos. En su capítulo 14.3.2 determina que para la armadura vertical (flexión) la cuantía de acero no debe ser menor que 0.003 y para la cuantía horizontal (tracción) depende de la separación de entre juntas de movimientos al igual que en losa de fundación, y no debe ser menor que 0,006 con lo cual:

$$A_{s,min} = 0,003 * 100cm * 35cm$$

$$A_{s,min} = 10,5 \text{ cm}^2 \text{ vertical}$$

$$A_{s,min} = 0,006 * 100cm * 35cm$$

$$A_{s,min} = 21cm^2 \text{ horizontal}$$

ARMADURA VERTICAL EXTERIOR

En este caso se ve la representación grafica de las cuantías para la envolvente de esfuerzos, en la cara exterior del tanque en la dirección vertical del elemento.

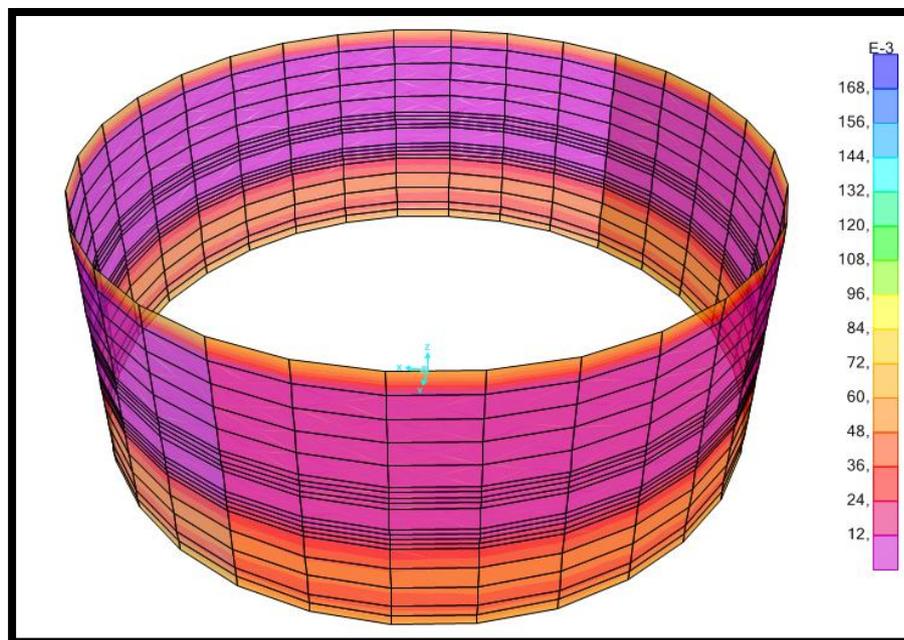


Fig 4.29 cuantía armadura vertical exterior (cm^2/cm).

Analizando las cuantías se puede ver que en la cara exterior es necesaria una cuantía máxima de $0,080cm^2/cm$ en la zona cercana a la base del tanque, como este valor se encuentra por debajo de la cuantía mínima se deberá suministrar a esa pared la mínima requerida. Mientras que en el resto, debido a que en toda la historia de cargas la estructura se encuentra comprimida deberá contar con la cuantía mínima.

Para este caso esas cuantías pueden ser suministradas por las siguientes disposiciones de armaduras y cantidades mínimas.

0.105 cm^2/cm	$\phi 16$ c/15 cm
-----------------	-------------------

ARMADURA VERTICAL INTERIOR

Para el interior de la pared es necesaria una cuantía de $0,18\text{ cm}^2/\text{cm}$ en el empotramiento entre la base y las paredes y una de $0,017\text{ cm}^2/\text{cm}$ llegando al anillo de transición como muestra la Fig 4.30.

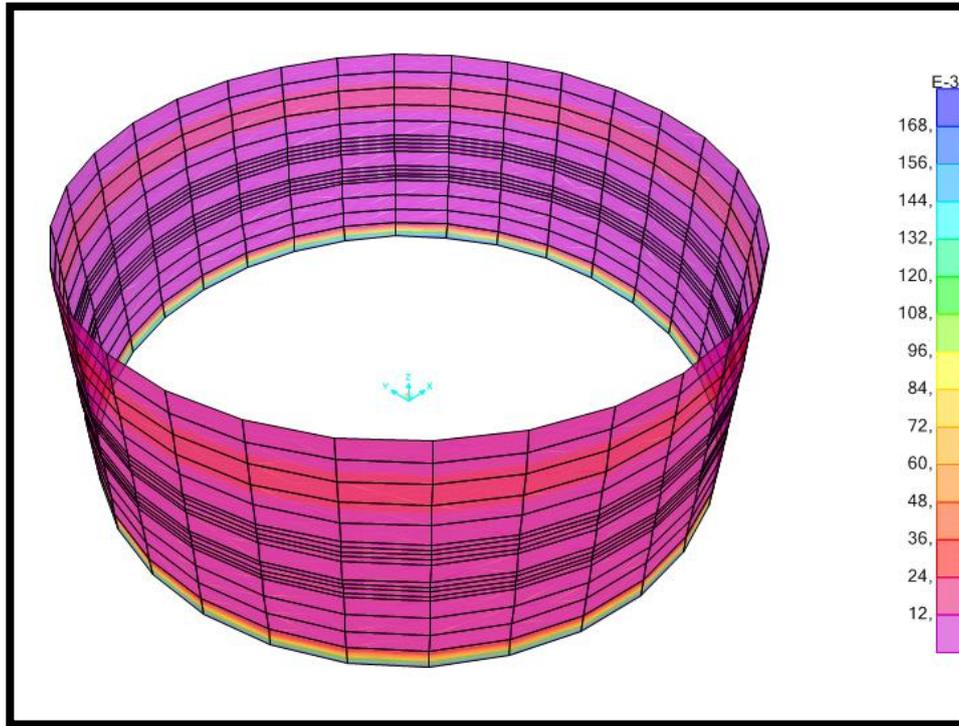


Fig 4.30 cuantía armadura vertical interior (cm^2/cm).

En este caso la armadura suministrada en la pared interna del tanque deberá ser la mínima requerida por el reglamento, salvo en el empotramiento, donde se deberá colocar armadura adicional.

0.18 cm^2/cm	$\Phi 20$ c/15cm
Mínima	$\phi 16/15\text{cm}$

ARMADURA HORIZONTAL

Para el caso de la armadura horizontal en las paredes, se deben analizar dos aspectos tensionales importantes. Uno de ellos es el corte “tangencial” en la base del tanque, en dirección de las paredes del tanque cuando es sometido a un sismo. En este caso la condición de cargas que será determinante para esta armadura será la que tenga al depósito totalmente lleno la cual producirá grandes tensiones de tracción.

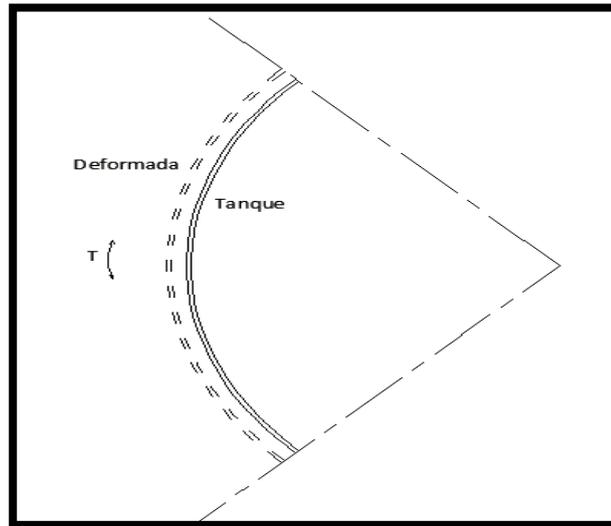


Fig 4.31 Esquema tensional horizontal.

Del análisis De esfuerzos se puede apreciar que el máximo de tracción en el tanque resulta de 1800 kN/m, en toda la banda azul de la Fig 4.32.

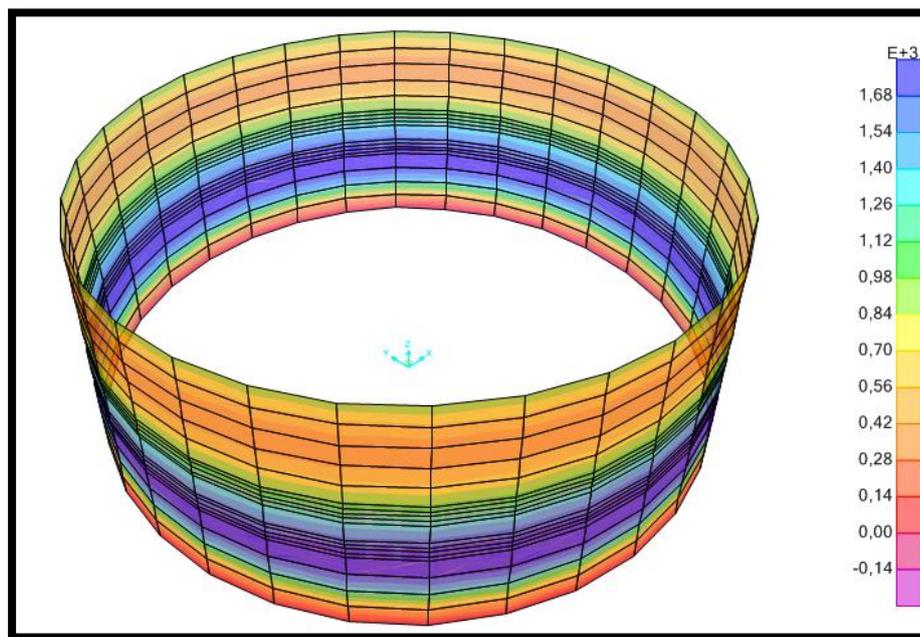


Fig 4.32 Esfuerzos de tracción horizontal

Para satisfacer estos esfuerzos es necesario suministrar a una armadura longitudinal horizontal en ambas caras de de $0,24 \text{ cm}^2/\text{cm}$ lo cual equivale a

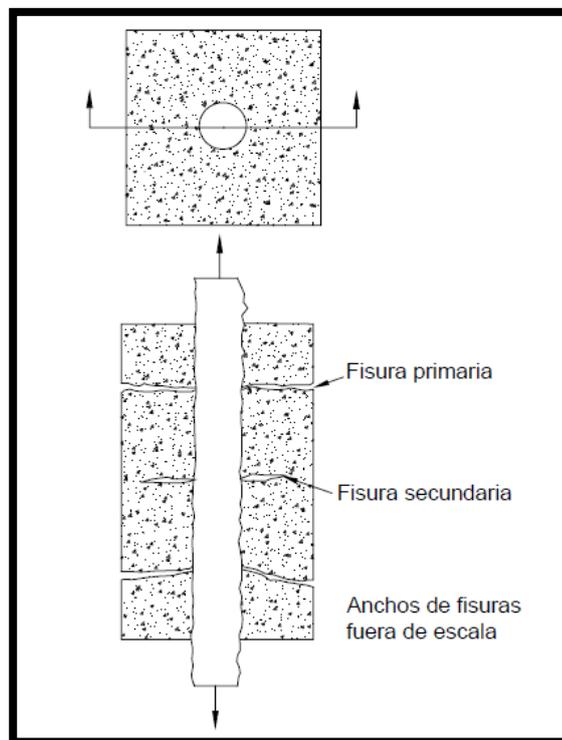
0.24 cm ² /cm	ϕ20 c/10 cm
Mínima	ϕ16 c/15 cm

Como se puede, ver esta armadura será necesario suministrarla en toda la banda de color azul, mientras que en el resto del tanque se aportara una armadura mínima, que como vimos resulta de $0.21\text{cm}^2/\text{cm}$ repartido en ambas caras.

4.10.2.4_CONTROL DE AGRIETAMIENTO

TRACCION

Cuando un miembro de hormigón armado es sometido atracción directa eventualmente se forman dos tipos de fisuras Fig 4.33. Un tipo es la fisura visible que aparece en la superficie del hormigón, mientras que el otro tipo no progresa hasta la superficie del hormigón. Broms llamó a las fisuras del primer tipo "fisuras primarias" y a las del segundo "fisuras secundarias."



El máximo ancho de fisura se puede estimar multiplicando la máxima separación de las fisuras (cuatro veces el recubrimiento de hormigón) para elevada tensión en el

acero por la deformación media en la armadura. Si se consideran miembros traccionados con más de una barra de armadura, el verdadero recubrimiento de hormigón no es la variable más adecuada. En lugar del recubrimiento real se usa un recubrimiento efectivo t_e . El recubrimiento t_e se define como una función de las armaduras, así como del recubrimiento de hormigón medido hasta el centro de las barras. Cuanto mayor sea la separación de las armaduras, mayor será el ancho de las fisuras. Esto se traduce como un mayor recubrimiento efectivo. En base a los trabajos de Broms y Lutz, el recubrimiento efectivo de hormigón es

$$t_e = d_c \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4 \cdot d_c}\right)^2} \quad (4.1)$$

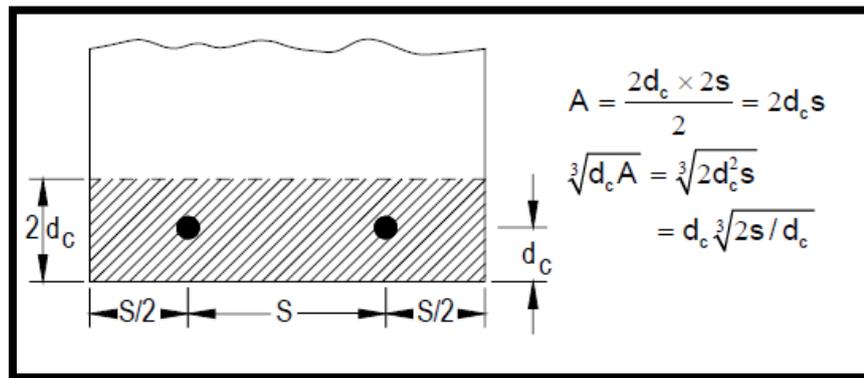


Fig 4.34 Separación de armadura S

La expresión desarrollada por Broms y Lutz para determinar el máximo ancho de fisura en tracción es

$$W_{max} = 0,02 \cdot f_s \cdot d_c \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4 \cdot d_c}\right)^2} \cdot 10^{-3} \quad (4.2)$$

ACI350.06 [XI] limita las tensiones de trabajo para elementos traccionados en condiciones de exposición severas en su capítulo 9.2.6.3 a 17000 Psi lo que equivale a 117 Mpa.

Las tensiones en el acero para cargas de servicio se determinan con el acero que se le dio a la sección por resistencia última. En la sección de análisis el acero de

refuerzo es de 48 cm² para poder cumplir con las condiciones normativas, se debería suministrar la siguiente cantidad de refuerzo.

$$A_s = \frac{F_s}{f_s} = \frac{1150 \text{ kN}}{117000 \text{ kpa}} = 9,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Los cual equivale a 98 cm²/m

La norma ACI 224-01 [IX] en su Capítulo 4 recomienda anchos de fisura tolerables para distintos casos de exposición de las estructuras, mediante la siguiente tabla.

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

* Es de esperar que una parte de las fisuras de la estructura superarán estos valores. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional.
 † Excluyendo tuberías sin presión.

Tabla 4.3 Anchos de fisura tolerable para cargas de servicio.

Por lo tanto de (4.3)

$$s = 4 \cdot d_c \cdot \sqrt{\left(\frac{W_{max}}{0,02 \cdot f_s \cdot d_c \cdot 1 \cdot 10^{-3}}\right)^2 - 1}$$

$$s = 4 \cdot 25 \text{ mm} \cdot \sqrt{\left(\frac{0,10}{0,02 \cdot 117 \text{ Mpa} \cdot 25 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 10^{-3}}\right)^2 - 1} = 138 \text{ mm}$$

Se puede ver que en la zona más solicitada a tracción se podría suministrar el acero de refuerzo cada hasta cada 14 cm con las limitaciones de tensiones impuestas, para poder cumplir con los requerimientos mínimos de anchos de fisuras.

Ahora si en el sector con mayor sollicitación se suministran solo 94.26 cm² de acero se obtienen los siguientes resultados:

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} = \frac{1150 \text{ kN}}{9,42^{-3} \text{ m}^2} = \mathbf{122,0 \text{ Mpa}}$$

$$s = 4 \cdot 25 \text{ mm} \cdot \sqrt{\left(\frac{0,10}{0,02 \cdot 122,0 \text{ Mpa} \cdot 25 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 10^{-3}}\right)^2 - 1} = \mathbf{129 \text{ mm}}$$

De esta manera se cumplen los criterios de fisuración junto con los de resistencia, pudiendo suministrar un armado lógico de fácil y fácil de realizar, con

3X0.24 cm ² /cm	ϕ20 c/10 cm
Mínima	ϕ16 c/10 cm

FLEXION

ACI350.06 [XI] limita las tensiones de trabajo para elementos solicitados a flexión dependiendo de las condiciones de exposición en su capítulo 10.6.4. En este caso se trata de condiciones normales de exposición por ser un depósito de agua, por ende las tensiones quedan limitadas por la siguiente expresión:

$$f_{s,max} = \frac{320}{\beta \sqrt{S^2 + 4(2 + d_b \cdot 2)^2}}$$

Con

β = relación entre la distancia de la fibra traccionada al EN y centroide A_s

d_b = diámetro de las barras (pulgadas)

S = separación entre barra (pulgadas)

En su apartado 10.6.4.4 ACI350.06 [XI] permite tomar un valor de $\beta = 1.35$ para h menores 16 pulgadas, siendo h el espesor del elemento.

$$f_{s,max} = \frac{320}{1.35 \sqrt{5,9^2 + 4(2 + 0,62 \cdot 2)^2}}$$

$$f_{s,max} = \mathbf{27000 \text{ psi} = 186 \text{ Mpa}}$$

Experimentos demuestran que para elementos solicitados a flexión tanto el espaciamiento como el ancho de las grietas están relacionados con la distancia de recubrimiento del hormigón, medida desde el centro de la barra hasta la cara del hormigón. En general al aumentar el recubrimiento se aumenta el espaciamiento y el ancho de la grieta. Otra variable importante es la distribución del refuerzo en la zona de tracción del elemento. Por lo regular para controlar el agrietamiento es mejor utilizar una cantidad grande de barras pequeñas para suministrar el acero que una cantidad pequeña de barras grandes. Diferentes autores plantean formulación para anchos de grietas, por ejemplo Gergely-Lutz proponen.

$$w = 0.076 * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A} \quad (4.3)$$

Donde

d_c = recubrimiento al centro de la barra mas cercana

β = relacion desde el baricentro a la cara traccionada y el centro de la barra

A = area de hormigon que rodea una barra

Ya que el agrietamiento resulta aleatorio y de alta dispersión en las mediciones del ancho de la grieta, no se justifica el cálculo con precisión de la grieta. Por esto la ecuación anterior para vigas simples puede simplificarse usando $\beta = 1.2$ de la siguiente manera.

$$z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A} \quad (4.4)$$

$$z = \frac{w}{0.076 * 1.2}$$

Para el caso de losas esto varia ya que subestima el ancho de la fisura en losas y placas armadas en dos direcciones y no le indican al diseñador como distribuir la armadura. En las losa las fisuras son controladas principalmente por el nivel de tensión en el acero y la separación de la armadura en las dos direcciones.

Por esto la norma ACI 224-01 [IX] en su capítulo 4.3 presenta la siguiente formulación.

$$w = 0,145 * k * \beta * f_s * \sqrt{I}$$

Con I = índice de emparrillado

$$I = \frac{d_{b1} * S_2}{\rho_{t1}} = \left[\frac{S_1 S_2 d_c}{d_{b1} \pi} \right] 8$$

k =coeficiente de fractura de valor $k = 2,8 \times 10^{-5}$ para losas y placas cuadradas de acción bidireccional restringidas y uniformemente cargadas. Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0,75 pero mayor que 0,5 es aplicable el valor $k = 2,1 \times 10^{-5}$. Para relaciones de aspecto menores que 0,5 el valor de k es $1,6 \times 10^{-5}$;

$\beta=1,25$ (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35);

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón, in;

f_s = nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio ó 40% de la resistencia a la fluencia especificada f_y , Mpa;

ρ_{t1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por pie de ancho / $[12d_{b1} + 2c_1]$, donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la Dirección 1

Se analiza el agrietamiento de las dos secciones más comprometidas de la estructura en la dirección vertical que resultan ser el empotramiento y como se menciona en el análisis de cuantías a los 2m de altura que es donde está el otro punto conflictivo de las paredes.

EMPOTRAMIENTO:

Se toma como parámetro un ancho de pared de 1m para generalizar el cálculo, ya que en este caso resulta una estructura axil simétrica y deberá verificar en cualquier dirección.

Se puede tomar de forma aproximada, con $z = 0,88 d$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * z} = \frac{136KN.m}{2,09 \cdot 10^{-3}m^2 * 0,30m * 0,88} = 246483,9 \frac{KN}{m^2}$$

$$f_s = 246,5 \text{ Mpa}$$

Con la armadura suministrada por resistencia a la sección, las tensiones en el acero resultan muy superiores a las impuestas por la norma. Con lo cual se propone un aumento de las cuantías.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * z} = \frac{136KN.m}{3,14 \cdot 10^{-3}m^2 * 0,30m * 0,88} = 164061 \frac{KN}{m^2}$$

$$f_s = 164 \text{ Mpa} \quad \textit{verifica}$$

Con estas tensiones de trabajo se comprueba el acho de fisura.

$$I = \left[\frac{0,10m * 0,10m * 0,05m * 8}{0,02 m} \frac{8}{\pi} \right] = 0,063m^2$$

$$w = 0,145 * 1,6 \cdot 10^{-5} * 1,25 * 164 \text{ Mpa} * \sqrt{0,063m^2} = 0,11 \text{ mm}$$

Resulta que con una separación $S_1 = 10 \text{ cm}$ para la armadura vertical en el empotramiento es probable que se formen fisuras de 0,11 mm con lo cual se estaría cumpliendo con la ACI 224-01 [IX]. Se pueden seguir algunos caminos para disminuir un poco mas esos valores: el primero seria disminuir las tensiones en el acero (las cuales

ya se encuentran en los valores recomendados) la segunda opción es disminuir la separación de la armadura vertical y la última recurrir a una impermeabilización de este sector.

PARED:

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * z} = \frac{49,6 \text{ KN.m}}{1,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 * 0,88 * 0,30 \text{ m}} = 140348,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s = 140,3 \text{ Mpa}$$

$$I = \left[\frac{0,15 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 0,05 \text{ m} * 8}{0,016 \text{ m} \pi} \right] = 0,12 \text{ m}^2$$

$$w = 0,145 * 1,6 \cdot 10^{-5} * 1,25 * 140,3 \text{ Mpa} * \sqrt{0,12 \text{ m}^2} = 0,14 \text{ mm}$$

Como se puede ver los criterios de fisuración son muy exigentes, lo que se puede realizar es disminuir las tensiones en el acero, lo cual insume mayor cantidad de área de acero, pero con menor separación.

Por ejemplo $\phi 16$ c/10 cm, con lo cual

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * z} = \frac{49,6 \text{ KN.m}}{2,01 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 * 0,88 * 0,30 \text{ m}} = 93472 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s = 93,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \left[\frac{0,10 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 0,05 \text{ m} * 8}{0,016 \text{ m} \pi} \right] = 0,08 \text{ m}^2$$

$$w = 0,145 * 1,6 \cdot 10^{-5} * 1,25 * 93,4 \text{ Mpa} * \sqrt{0,08 \text{ m}^2} = 0,07 \text{ mm}$$

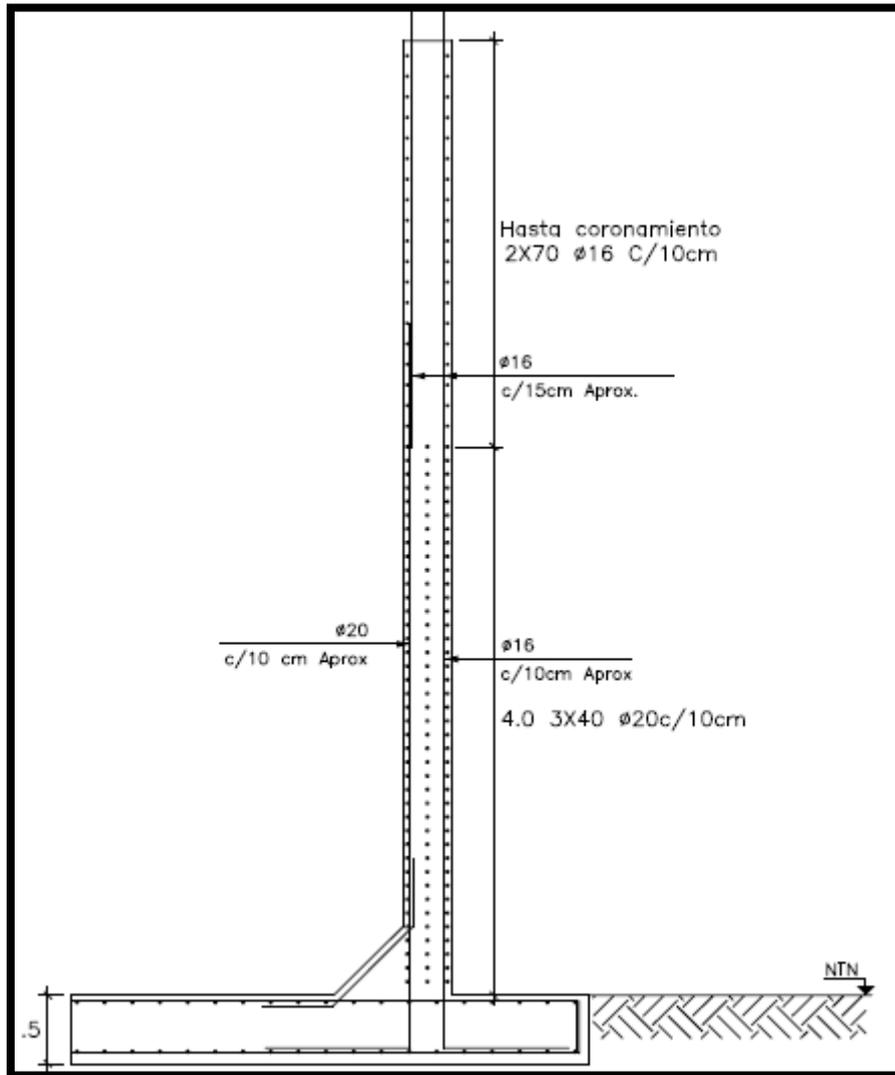


Fig 4.35 Esquema Armado de Pared

4.10.3_ANILLO PERIMETRAL

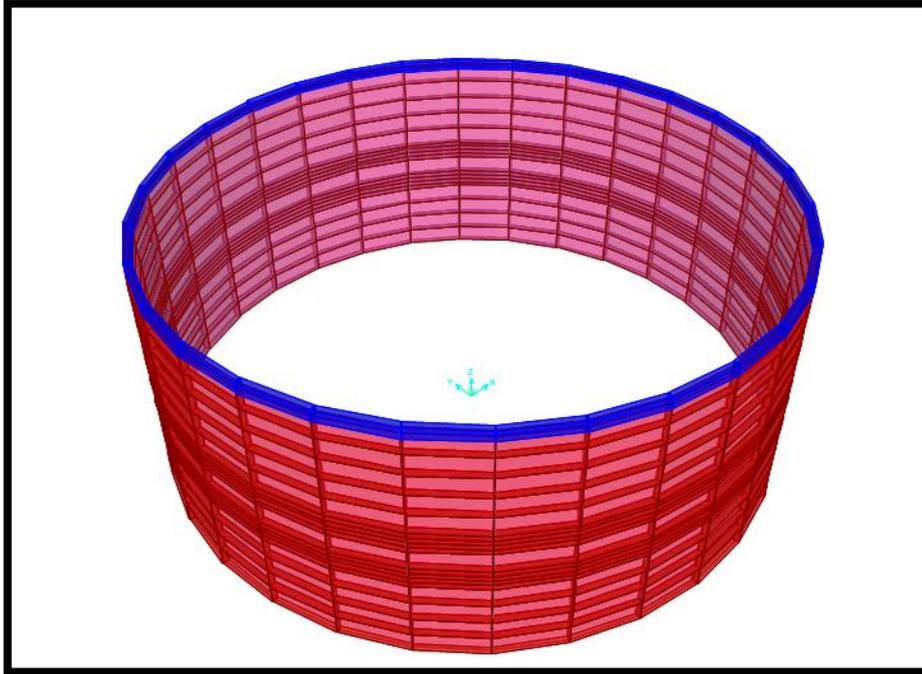


Fig 4.36 Esquema de anillo perimetral

En la figura 4.36 se puede ver el anillo perimetral que corona las paredes del tanque. El mismo tiene una sección de 0,5m x 0,6m y se utiliza en principio para lograr la transición de las paredes a la cúpula del tanque, además que tome los esfuerzos axiales y de torsión que hay en ese sector producido por la cúpula.

4.10.3.1_ESFUERZOS

Analizando los esfuerzos en el anillo, se puede ver que en toda la historia de cargas, el anillo se encuentra comprimido con máximos y mínimos variando entre 575KN y 263 KN.

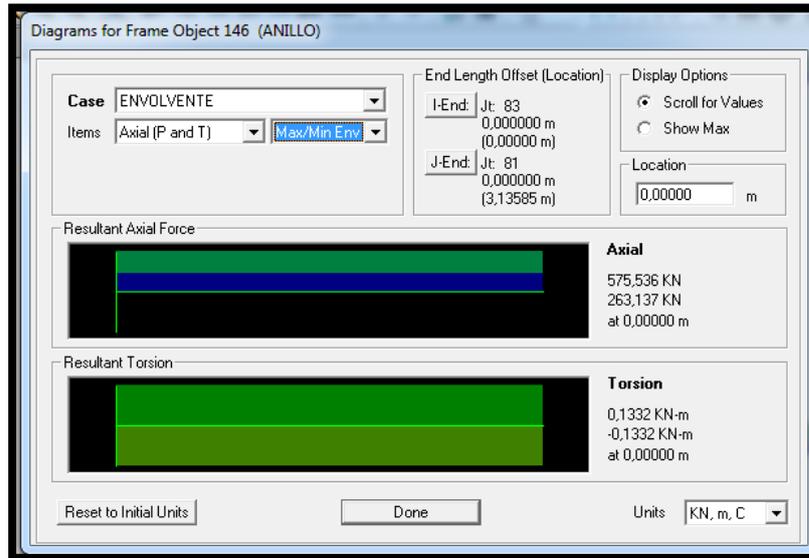


Fig 4.37 Cuadro de esfuerzos

En la Fig 4.38 se ve el patrón del esfuerzo de corte en el eje local tres del anillo perimetral. Se observan valores máximos de 0,080 KN y mínimos de 0,080 KN esto debido a la alternancia de las cargas que no resultan simétricas, como lo son el sismo y las cargas de viento. Estos esfuerzos solo aparecen para este tipo de cargas.

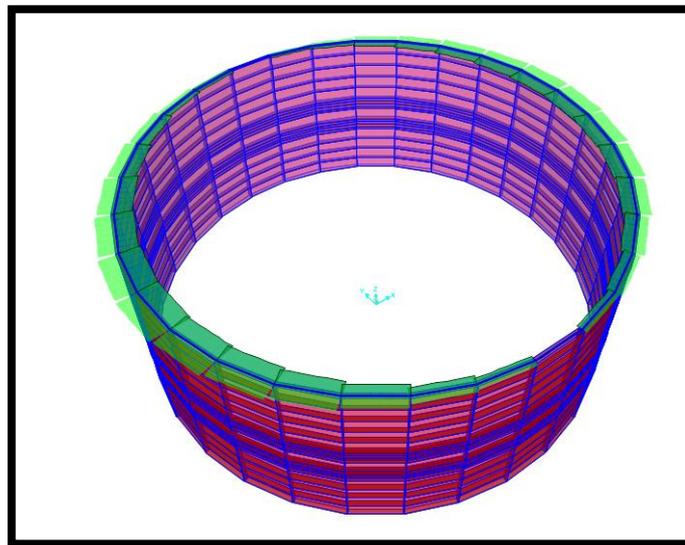


Fig 4.38 Esfuerzos de corte en anillo perimetral KN

Debido a las condiciones de esfuerzos que sufre este elemento (solo compresión) se dimensiona como una columna bajo esfuerzos axiales y momentos flectores.

4.10.3.2_ARMADURAS

ARMADURA DE FLEXION

Mediante SAP y bajo la norma ACI 318-05

El cálculo se realiza para los siguientes esfuerzos.

$$P_u = -297,9 \text{ kN (compresion)}$$

$$M_{u2} = 0,102 \text{ kNm}$$

$$M_{u3} = -9,92 \text{ kNm}$$

Lo cual requiere 21cm^2 de armadura con la disposición que se muestra en la figura obtenida del programa. Este acero necesario se puede suministrar con 8 barras de $\phi 20$ lo que eleva la cuantía en vez de 1% a $25,13\text{ cm}^2$ lo que equivale a una nueva cuantía de 1,19 %, dentro de los límites reglamentarios (1% y 8%).

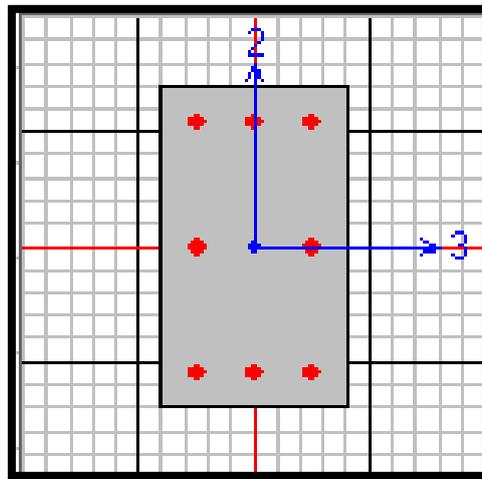


Fig 4.39 Disposición de armadura en anillo perimetral.

ARMADURA POR CORTE Y TORSION

Se diseñan las secciones a cortante con las siguientes combinaciones, las cuales verifican en ambas direcciones con armadura mínima.

Eje local 2

$$P_u = -297,9 \text{ kN (compresion)}$$

$$V_{u2} = 0,102 \text{ kNm}$$

$$M_{u2} = -4,13 \text{ kNm}$$

Eje local 3

$$P_u = -297,9 \text{ kN (compresion)}$$

$$V_{u3} = 0,067 \text{ kNm}$$

$$M_{u2} = 0,10 \text{ kNm}$$

4.10.4_CUPULA DE CIERRE

4.10.4.1_ DEFORMADA

Este elemento no requiere ningún criterio de estanqueidad ya que no está en contacto directo con los fluido .En todo caso solo necesitara impermeabilización exterior para evitar el ingreso de agua de lluvia por ejemplo.

En la Fig 4.40 se puede ver la envolvente de los desplazamientos verticales que sufre la cúpula, los cuales serán los que determinaran los esfuerzos en la misma. Los máximos se dan aproximadamente en el centro de la cúpula entre el anillo perimetral y su coronamiento. Para las cargas mayoradas, se dan desplazamientos de 1, 26 cm como máximo.

Para las cargas de servicio se ven desplazamientos máximos de 1cm en las mismas posiciones.

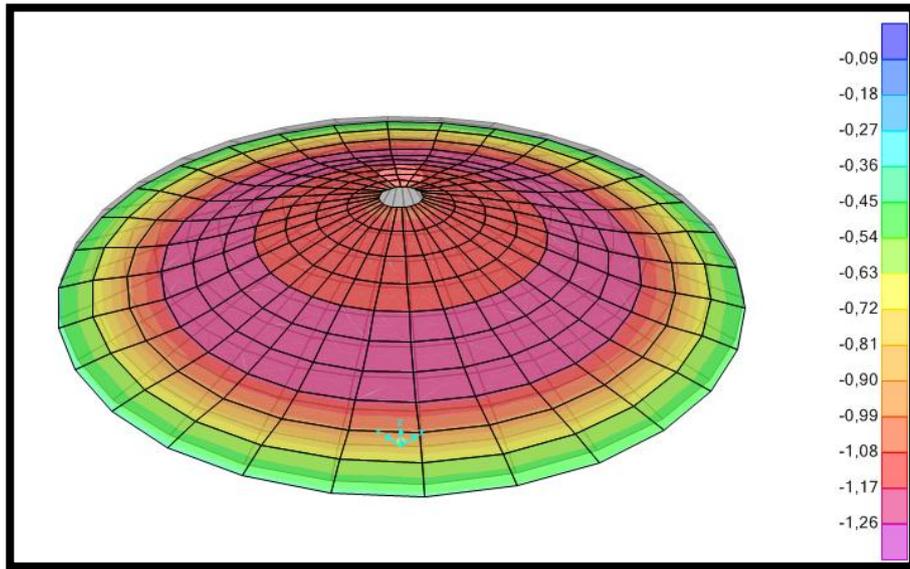


Fig 4.40 Desplazamientos verticales de la cúpula (cm).

4.10.4.2_ ESFUERZOS

En la figura 4.41 se pueden ver los valores de momentos flectores alrededor del eje local 1 el cual resulta de mayor importancia para realizar los detallados de sección. En la figura se pueden momentos negativos 25kNm/m y valores positivos de 6kN.m/m

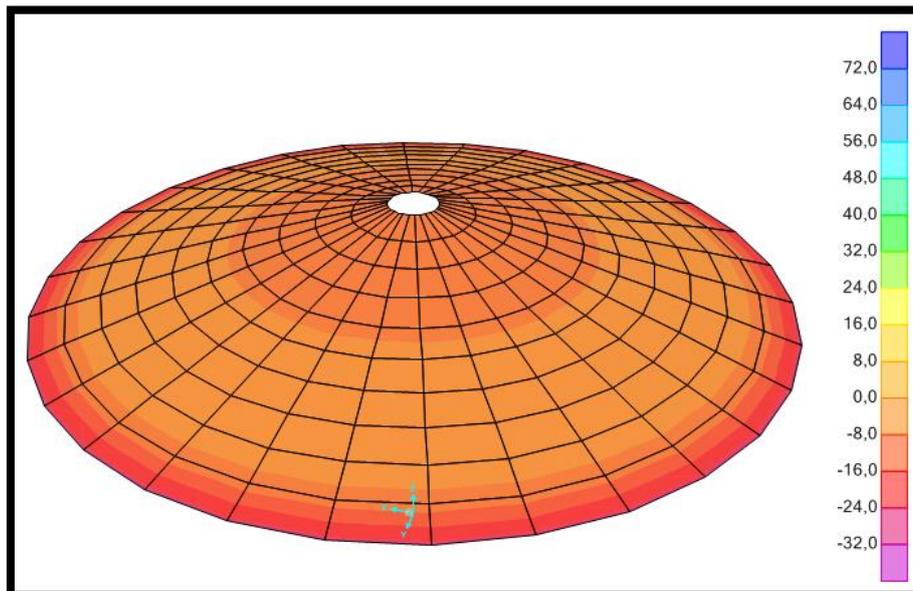


Fig 4.41 Momentos Flectores alrededor del eje 1 para peso propio (kNm/m).

4.10.4.3_ ARMADURA

Al que en la losa de fundación la ACI 350-06 [XI] tiene requerimientos de armadura mínima losas. En su capítulo 7.12.2 determina una cuantía de acero mínima dependiente de la separación entre juntas de dilatación y del ambiente al que este expuesta esa losa y no debe ser menor a 0,006 del área bruta de la sección repartidos en la sección.

$$A_{s,min} = 0,006 * 100cm * 20cm$$

$$A_{s,min} = 12 cm^2$$

ARMADURA SUPERIOR DIRECCION 2

En la Fig 4.42 se ven las cuantías de acero en la cara superior de la cúpula en la dirección 2 del elemento (radial). Con un máximo de 0,17 cm²/cm, lo cual se puede suministrar con.

0.17 cm ² /cm	ϕ 16 c/10 cm
Cuantía mínima	ϕ 12 c/15 cm

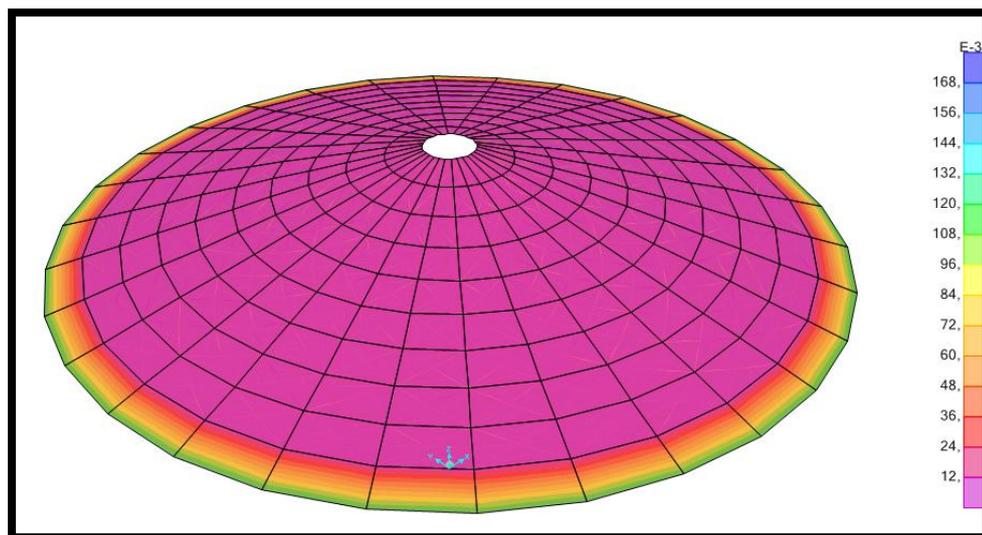


Fig 4.42 cuantía superior en dirección 2 (cm²/cm).

ARMADURA INFERIOR DIRECCION 2

En la Fig 4.43 se ven las cuantías de acero en la cara inferior de la cúpula en la dirección 2 del elemento (radial). Con un máximo de $0,030 \text{ cm}^2/\text{cm}$, lo cual se puede suministrar con.

0,030 cm^2/cm	Cuantía mínima
Cuantía mínima	$\phi 12 \text{ c}/15 \text{ cm}$

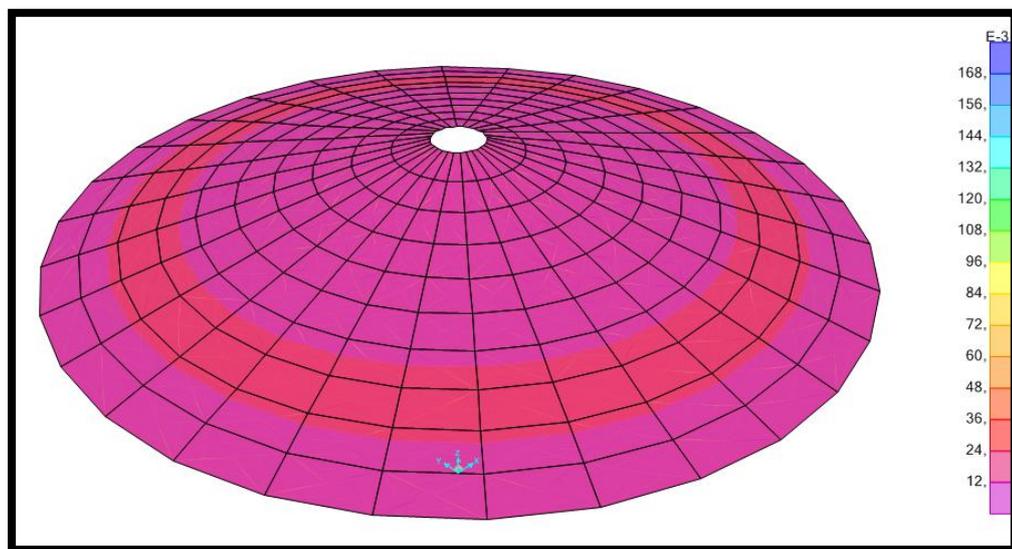


Fig 4.43 cuantía inferior en dirección 2 (cm^2/cm).

ARMADURA DIRECCION 1

En la Fig 4.44 se ven las cuantías de acero en la cara superior de la cúpula en la dirección 1 del elemento, con un máximo de $0,13 \text{ cm}^2/\text{cm}$ para la cara superior. Para cumplir con ambas caras de la sección, se debe suministrar $0,25 \text{ cm}^2/\text{cm}$ de acero.

$2 \cdot 0,17 \text{ cm}^2/\text{cm}$	$\phi 16 \text{ c}/15 \text{ cm}$
Cuantía mínima	$\phi 12 \text{ c}/15 \text{ cm}$

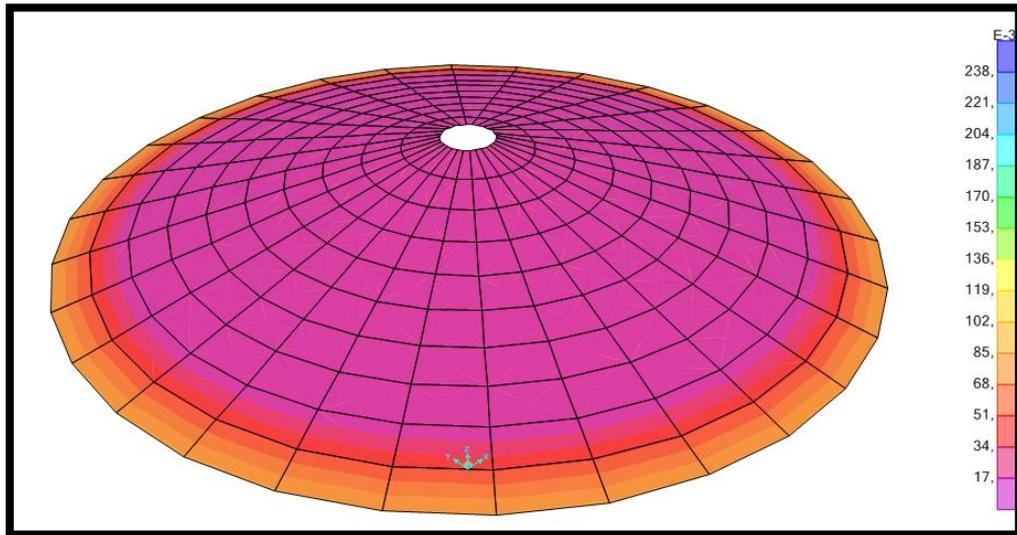


Fig 4.44 cuantía inferior en dirección 1 (cm^2/cm).

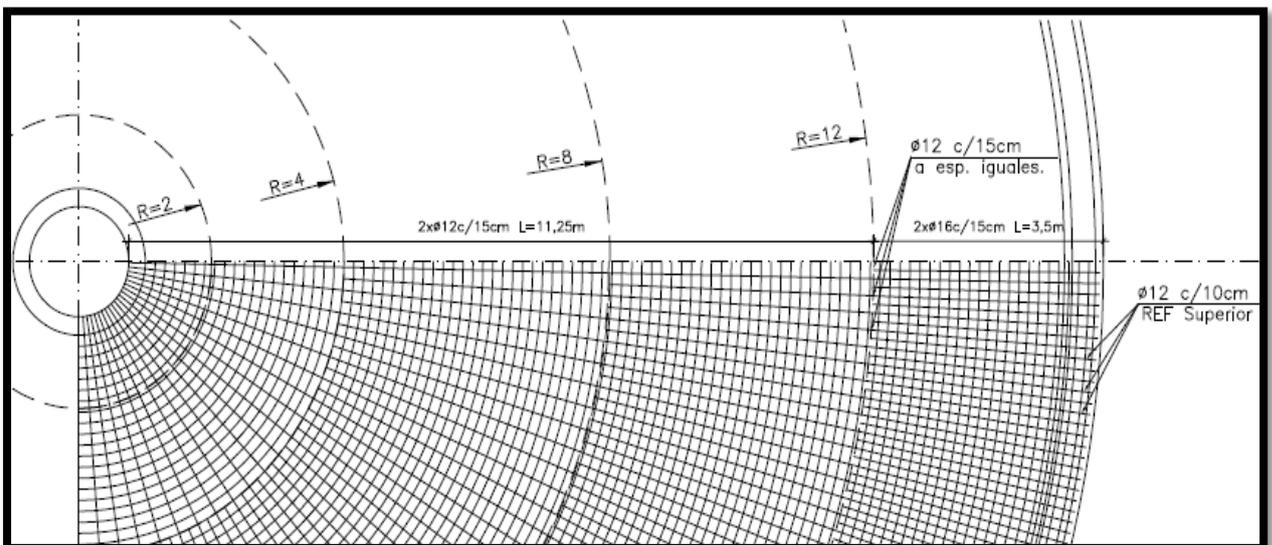


Fig 4.45 Detalle armado de cúpula.

CAPITULO 5

5.1_SINTESIS Y CONCLUSIONES

Como se menciona en la introducción, el objetivo era desarrollar un análisis estructural de tanques ajustados a las recomendaciones internacionales, ya que no disponemos de las mismas en nuestro cuerpo normativo. Después de recorrer el trabajo se puede decir que la norma Americana resulta totalmente aplicable a nuestro ámbito de trabajo, ya que la formulación que maneja resulta ser general y no depende del lugar en donde se esté trabajando. Sí es necesario tener en cuenta algunas equivalencias presentadas en el texto para lograr la compatibilidad reglamentaria, a ellas sumarles fórmulas que no detalla la ACI350 por el tipo y forma de cálculo que plantea. Estas dos consideraciones permiten obtener resultados acordes a los buscados.

Una vez obtenidas las sollicitaciones dinámicas, el cálculo se puede desarrollar como cualquier otra estructura en cuanto al análisis de sollicitaciones. Diferente es el análisis para condiciones de servicio en estas estructuras, ya que tampoco se dispone en nuestro cuerpo normativo una reglamentación que permita asegurar un correcto desempeño en funcionamiento de estas estructuras. Para ello ACI350 también reglamenta ciertas condiciones que debe cumplir el detallado de la estructura para poder cumplir satisfactoriamente las condiciones de servicio.

En síntesis, ACI 350 suministra las herramientas necesarias para poder materializar este tipo de estructuras en cualquier lugar del país, como se mencionó anteriormente, teniendo en cuenta ciertas consideraciones expuestas en el texto.

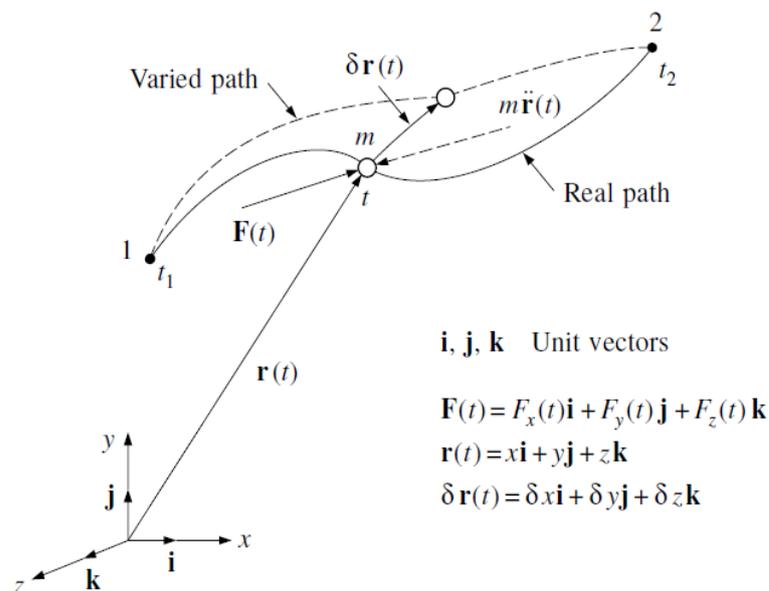
APENDICE

ANEXOS

A.1 PRINCIPIO DE HAMILTON

Para establecer una forma variacional de la dinámica, se considera la partícula de masa que se muestra en la Fig. 16-2 que se mueve en respuesta a la fuerza aplicada vector $F(t)$ a lo largo de la verdadera ruta indicada, dejando el punto 1 en el tiempo t_1 y llegando al punto 2 en el tiempo t_2 . Se debe observar que esta fuerza incluye los efectos combinados de la carga aplicada externamente $p(t)$, la de la resistencia estructural $f_s(t)$, y la resistencia de amortiguación $f_D(t)$; por el principio de d'Alembert, que se equilibra por la resistencia inercial $f_i(t)$. Si, en el tiempo t , la masa de la partícula se somete al desplazamiento virtual resultante $\delta r(t)$, el trabajo virtual de todas las fuerzas, incluida la fuerza inercial, debe ser igual a cero tal como se expresa por la siguiente ecuación.

$$[F_x(t) - m\ddot{x}(t)]\delta x(t) + [F_y(t) - m\ddot{y}(t)]\delta y(t) + [F_z(t) - m\ddot{z}(t)]\delta z(t) = 0$$



Reordenando términos e integrando esta ecuación entre los tiempos t_1 y t_2

$$\int_{t_1}^{t_2} -m[\ddot{x}(t)\delta x(t) + \ddot{y}(t)\delta y(t) + \ddot{z}(t)\delta z(t)]dt + \int_{t_1}^{t_2} [F_x(t)\delta x(t) + [F_y(t)\delta y(t)] + [F_z(t)\delta z(t)]] = 0$$

La integración de la primera integral (I1) por partes y reconociendo que el desplazamiento virtual debe desaparecer en el principio y el final de este camino variado, es decir, que $\delta_r(t_1)$ y $\delta_r(t_2)$ son iguales a cero, Se obtiene

$$I_1 = \int_{t_1}^{t_2} m[\dot{x}(t)\delta\dot{x}(t) + \dot{y}(t)\delta\dot{y}(t) + \dot{z}(t)\delta\dot{z}(t)]dt = \int_{t_1}^{t_2} \delta T(t)dt = \delta \int_{t_1}^{t_2} T(t)dt$$

En la que T(t) es la energía cinética de la partícula dada por

$$T(t) = \frac{1}{2}m[\dot{x}(t)^2 + \dot{y}(t)^2 + \dot{z}(t)^2]$$

En esta discusión, es útil separar el vector de fuerza F (t) en sus componentes conservativa y no conservativas representada por

$$F (t) = F_c(t) + F_{nc} (t)$$

Una función de energía potencial V(x,y,z,t) entonces se define de tal manera que el vector de fuerza conservativa $F_c(t)$, por definición, deberán cumplir las relaciones de componentes

$$\frac{\partial V(x, y, z, t)}{\partial x} = -F_{x,c}(t) \quad \frac{\partial V(x, y, z, t)}{\partial y} = -F_{y,c}(t) \quad \frac{\partial V(x, y, z, t)}{\partial z} = -F_{z,c}(t)$$

Haciendo uso de las ecuaciones. (16-6) y (16-7), la segunda integral (I2) en la ecuación (16-3) se convierte en

$$I_2 = \int_{t_1}^{t_2} -\delta V(x, y, z, t)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc}(t)dt$$

En el que $W_{nc}(t)$ es igual al trabajo virtual realizado por las fuerzas no conservativas del vector $F_{nc}(t)$. Haciendo uso de las ecuaciones. (16-4) y (16-8), la Eq. (16-3) se puede expresar en la forma.

$$I_2 = \int_{t_1}^{t_2} \delta[T(t) - V(t)]dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc}(t)dt \quad (16 - 9)$$

Al considerar una suma de ecuaciones de este tipo para todas las partículas de masa, eso hace evidente que la Ec. (16-9) también es válida para cualquier sistema complicado, lineal o no lineal, cantidades previstas $T(t)$, $V(t)$ y $W_{nc}(t)$ representan la suma de tales cantidades para todo el sistema.

La ecuación (16-9), se conoce generalmente como forma variacional de Hamilton de la dinámica, muestra que la suma de las variaciones en el tiempo de la diferencia en las energías cinéticas y potenciales y el trabajo realizado por las fuerzas no conservativas durante cualquier momento intervalo t_1 a t_2 es igual a cero. La aplicación de este principio conduce directamente a las ecuaciones de movimiento para un sistema dado.

El procedimiento variacional anterior difiere del procedimiento de trabajo virtual que se usa previamente en que la carga externa, así como las fuerzas de inercia son elásticas y no participan de forma explícita; las variaciones de los términos de energía cinética y potencial, respectivamente, se utilizan en su lugar. Por lo tanto, tiene la ventaja de que trata de cantidades de energía escalares únicamente, mientras que las fuerzas y desplazamientos utilizados para representar efectos correspondientes en el procedimiento de trabajo virtual son todos vectorial en carácter aún aunque los términos de trabajo en sí son escalar.

Es de interés notar que la ecuación de Hamilton también se puede aplicar problemas de a la estática. En este caso, término de energía cinética T se desvanece, y los términos restantes en los integrando de la ecuación (16-8) son invariantes con el tiempo; por lo tanto, la ecuación se reduce a

$$\delta(V - W_{nc}(t)) = 0 \quad (16 - 10)$$

Que es el bien conocido principio de mínima energía potencial, tan ampliamente utilizado en análisis estáticos.

BIBLIOGRAFIA

[I]-American Concrete Institute (2003). Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318-03.

[II]-Housner, G.W. (1954), Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers by Bulletin of the Seismological Society of America, 47 (1), 15-35.

[III]-Graham, E.W., and Rodriguez, A.M. (1952), "Characteristics of fuel motion which affect airplane dynamics", J Appl. Mech., 19, 381-388.

[IV]-Hoskins, L.M., and Jacobsen, L.S. (1934), "Water pressure in a tank caused by simulated earthquake", Bull. Seism.

[V]-Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01)

[VI]-Werner y Sundquist (1949). On hydrodynamic earthquake effects. Eos Trans. AGU, 30(5), 36-657.

[VII]-Westergaard, H.M. (1933) Water pressures on dams during earthquakes, Transactions ASCE, Paper No. 1835, pp. 418-433.

[VIII]-Zangar (1953). Hydrodynamic pressures on rigid dams during earthquakes, Proc. SOC. Exp. Stress Anal. 10, 93-102.

[IX]-American Concrete Institute (2001). Control of Cracking in Concrete Structures. ACI 224R-01.

[X]-INTI-CIRSOC (2005). Estructuras de hormigón. CIRSOC 201-05.

[X]-Code requirement for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-06).



