

**Estado del arte y normativa de análisis y diseño de estructuras de Ingeniería Ambiental
para almacenamiento de agua y ejemplo de aplicación del diseño de un tanque rectangular
enterrado**

Julián Andrés Rivera Sepúlveda

Luis Enrique Landazabal Sanmiguel

Monografía de grado para optar el título de Especialista en Estructuras

Director:

Freddy Calderón Ardila

Ingeniero Civil Especialista en Estructuras

Universidad Industrial De Santander

Facultad De Físicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Especialización En Estructuras

Bucaramanga

2019

Agradecimiento

En primera instancia le agradezco a Dios por darme la vida y la salud para poder luchar día a día en la consecución de los objetivos académicos que me he trazado. A mi familia por su apoyo incondicional, a mi novia por la paciencia que tuvo durante este proceso debido a mi tiempo limitado. A todas las personas que fueron parte de este proceso, que me brindaron su apoyo y su confianza.

A los compañeros de trabajo quienes en más de una ocasión me brindaron su apoyo para poder dedicar mayor intensidad horaria a mis estudios de especialización.

Al ingeniero Freddy Calderón por ser una guía en la elaboración de esta monografía, a la Universidad Industrial de Santander y a cada uno de los profesores por transmitir el conocimiento que hoy me acredita como Especialista en Estructuras.

Julián Andrés Rivera Sepúlveda

Quiero agradecer a mi familia y en especial a mis padres por todo el apoyo brindado en este proceso académico, también quiero agradecer a todas las personas que de uno u otra forma me brindaron su ayuda y apoyo, quiero agradecer a todos las personas vinculadas con Universidad Industrial de Santander por toda su ayuda y formación que me brindaron para ser cada día un profesional más competente y ético y por último al ingeniero Freddy A. Calderón por su guía y paciencia como director de este proyecto.

Luis Enrique Landazábal Sanmiguel

Contenido

	Pág.
Introducción	21
1. Alcance	23
2. Objetivos	24
2.1 Objetivo general.....	24
2.2 Objetivos específicos	24
3. Estado del arte.....	25
3.1 Definición	25
3.2.1 Tipos de tanques de almacenamiento	25
3.2.2 Tanques superficiales.....	28
3.2.3 Tanques semienterrados.....	28
3.2.4 Tanques enterrados	29
4. Normativa vigente para el diseño de tanques de almacenamiento.	31
4.1 Normativa colombiana.....	31
4.2 Normativa Internacional	32
4.3 Notación y definiciones	32
4.4 Requisitos de durabilidad.....	35
4.5 Calidad del concreto, mezclado y colocación.....	38

4.6 Requerimientos del refuerzo	41
4.7 Combinaciones de carga	43
4.8 Factor de durabilidad ambiental S_d	45
4.9 Requisitos de resistencia	50
4.9.1 Flexión y fuerza axial.....	51
4.9.2 Cortante.....	59
4.9.3 Desarrollo y empalmes de refuerzo	61
5. Análisis estructural de tanques.....	62
5.1 Cargas estáticas	62
5.1.1 Cargas gravitacionales – estáticas.....	62
5.1.2 Cargas laterales – estáticas.....	63
5.2 Cargas hidrodinámicas – AIS180-13	66
5.2.1 Modelo dinámico	67
5.2.2 Cargas de diseño sísmico	68
5.2.3 Distribución de las fuerzas sísmicas	73
5.2.4 Altura libre para oleaje.....	76
5.2.5 Parámetros para el análisis de tanques rectangulares ACI 350.3.06.....	76
5.2.6 Coeficientes de respuesta sísmica.....	81
5.3 Cargas dinámicas por empuje lateral de tierras	84
6. Juntas en las estructuras de almacenamiento de líquido en concreto reforzado	86
6.1 Necesidad de usar juntas	86
6.2 Tipos de juntas	87
6.2.1 Juntas de construcción.	87

6.2.2 Juntas para compensar movimientos.	90
6.2.3 Juntas de expansión.....	91
6.2.4 Juntas de contracción	93
6.3 Barreras contra el paso del agua	96
6.4 Llave de cortante.....	96
6.5 Rellenos.....	96
7. Ejemplo de diseño de un tanque rectangular subterráneo.....	97
7.1 Materiales.....	97
7.2 Análisis de cargas	98
7.2.2 Cargas estáticas.....	100
7.2.2 Cargas dinámicas.	101
7.3 Modelo	122
7.3.1 Definición de materiales a utilizar.	123
7.3.2 Definición de secciones.	124
7.3.3 Definición de la grilla donde se modelará el tanque de almacenamiento	126
7.3.4 Asignación de los elementos de área y se discretización de los mismos para que la aproximación de los cálculos sea más cercana a la realidad.....	127
7.3.5 Se crean los patrones de cargas que actuarán en la estructura.....	129
7.3.6 Definición de los joint patterns para cada patrón de carga,	131
7.3.7 Asignación de los joint patterns a cada área que corresponda, como ejemplo a los muros se le añadirá la carga lateral estática correspondiente a la presión hidrostática del líquido almacenado	132

7.3.8 Se asignan las cargas asociadas a los joint patterns correspondientes. Se selecciona nuevamente el área de los muros donde actuara la carga y se procede a asignar la carga:	137
7.3.9 Se definen las combinaciones de carga.....	142
7.3.10 Se asignan los resortes a la losa inferior que funcionan como restricción para recrear la interacción suelo-estructura del tanque con el suelo. Se selecciona toda la losa inferior y se asignan los resortes verticales y horizontales	144
7.3.11 Análisis de resultados. Se procede a correr el modelo.....	148
7.4 Diseño de los elementos.....	152
7.4.1 Resumen de diseño.	153
8. Conclusiones	154
Referencias bibliográficas.....	156
Apéndices.....	159

Lista de figuras

	Pág.
<i>Figura 1.</i> Tanque de almacenamiento de agua subterráneo con configuración cilíndrica.	27
<i>Figura 2.</i> Tanque de almacenamiento de agua subterráneo con configuración rectangular.	27
<i>Figura 3.</i> Tanque de almacenamiento de agua superficial con configuración cilíndrica.	28
<i>Figura 4.</i> Tanque de almacenamiento de agua semienterrado con configuración cilíndrica.	29
<i>Figura 5.</i> Tanque de almacenamiento de agua enterrado con configuración cilíndrica.	30
<i>Figura 6.</i> Distancia para el cálculo de b.	48
<i>Figura 7.</i> Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a compresión.	52
<i>Figura 8.</i> Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a tracción	53
<i>Figura 9.</i> Relación de esfuerzos y distancias para una sección sometida a flexión	54
<i>Figura 10.</i> Refuerzo adicional para elemento de altura superior a 900mm.....	58
<i>Figura 11.</i> Empujes laterales de tierra activo y pasivo.....	65
<i>Figura 12.</i> Clasificación de estructuras según su apoyo (Fig. R2.1.1 ACI.3-06).....	67
<i>Figura 13.</i> Representación gráfica del modelo de Housner (AIS180-13).....	68
<i>Figura 14.</i> Distribución hidrodinámica en los muros del tanque - corte en planta.	74
<i>Figura 15.</i> Distribución vertical de las cargas hidrodinámicas e inerciales.	75
<i>Figura 16.</i> Espectro de diseño NSR-10.	83
<i>Figura 17.</i> Representación de la carga dinámica por empuje lateral de tierras.....	84

<i>Figura 18.</i> Detalles de juntas de construcción.....	88
<i>Figura 19.</i> Juntas de construcción para un piso tipo membrana.....	89
<i>Figura 20.</i> Detalle corte en elevación en el cual se observa cuña.	90
<i>Figura 21.</i> Detalle junta de expansión para piso o pared.	92
<i>Figura 22.</i> Detalle junta de expansión de movimiento potencial.	92
<i>Figura 23.</i> Detalle de expansión.	93
<i>Figura 24.</i> Detalle Junta parcial de contracción.	94
<i>Figura 25.</i> Detalle Junta completa de contracción.	94
<i>Figura 26.</i> Detalle Junta de contracción.	95
<i>Figura 27.</i> Detalle de Junta de contracción inducida.	95
<i>Figura 28.</i> Ilustración de las características geométricas del tanque - Análisis en dirección X...	99
<i>Figura 29.</i> Mapa de valores de el parámetro S_s	102
<i>Figura 30.</i> Mapa de valores de S_1	103
<i>Figura 31.</i> Tabla 11.4-1 de ASCE7-10 para el cálculo del coeficiente de sitio F_a	104
<i>Figura 32.</i> Tabla 11.4-2 de ASCE 7-10 para el cálculo del coeficiente de sitio F_v	104
<i>Figura 33.</i> Vista general modelo en Software SAP 2000.....	122
<i>Figura 34.</i> Definición del concreto en el software SAP2000.....	123
<i>Figura 35.</i> Definición del acero en el software SAP2000.....	124
<i>Figura 36.</i> Definición losa inferior espesor igual a 30cm	125
<i>Figura 37.</i> Definición de losa inferior recubrimiento.....	125
<i>Figura 38.</i> Definición de la grilla de trabajo	126
<i>Figura 39.</i> Vista en planta y 3D de la grilla anteriormente definida	127
<i>Figura 40.</i> Asignación de las secciones de área	127

<i>Figura 41.</i> Discretización de los elementos de área	128
<i>Figura 42.</i> Discretización de los elementos de área	128
<i>Figura 43.</i> Definición de los patrones de carga a utilizar	129
<i>Figura 44.</i> Patrones de carga definidos para el diseño	130
<i>Figura 45.</i> Patrones de carga definidos para el diseño	130
<i>Figura 46.</i> Definición de joints patterns	131
<i>Figura 47.</i> Asignación de joints patterns	132
<i>Figura 48.</i> Asignación de los joints patterns sobre el muro perpendicular a la dirección de análisis	133
<i>Figura 49.</i> Asignación de joints patterns	134
<i>Figura 50.</i> Se observan los joint patterns asignados	136
<i>Figura 51.</i> Asignación de cargas mediante los joint patterns	137
<i>Figura 52.</i> Asignación de cargas mediante los joint patterns	138
<i>Figura 53.</i> Asignación de cargas mediante los joint patterns	139
<i>Figura 54.</i> Aplicación de la carga mediante joint patterns	140
<i>Figura 55.</i> Detalle de la carga asignada en el elemento área mediante los joint patterns	141
<i>Figura 56.</i> Definición de las combinaciones de carga	142
<i>Figura 57.</i> Definición de las combinaciones de carga	143
<i>Figura 58.</i> Combinaciones de carga definidas	143
<i>Figura 59.</i> Asignación de los resortes en la losa de fondo	144
<i>Figura 60.</i> Asignación de resortes en la losa de fondo	145
<i>Figura 61.</i> Asignación de los resortes en la losa de fondo	146
<i>Figura 62.</i> Asignación de parámetros para los resortes de la losa inferior	147

<i>Figura 63.</i> Se corre el modelo	148
<i>Figura 64.</i> Se le pide al programa que muestre los momentos sobre los elementos de área.....	149
<i>Figura 65.</i> Distribución de momentos sobre los elementos de área	149
<i>Figura 66.</i> Definición sections cuts	150
<i>Figura 67.</i> Definición de sections cuts	151
<i>Figura 68.</i> Definición sections cuts	152

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1. <i>Contenido mínimo de material cementante (NSR-10) Tabla C.23-C.4.1.1</i>	36
Tabla 2. <i>Requerimientos para Condiciones Especiales de Exposición (NSR-10 Tablas C.23-C.4.2.1 y C.23-C-4.3.1)</i>	37
Tabla 3. <i>Resistencia promedio a la compresión requerida (NSR-10 Tabla C.5.3.2.1)</i>	39
Tabla 4. <i>Resistencia promedio a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra (ACI350-06 Tabla 5.3.2.2)</i>	40
Tabla 5. <i>Recubrimientos mínimos según NSR-10 en su numeral C.23-C.7.7</i>	41
Tabla 6. <i>Cuantía mínima por sección bruta para acero $f_y=420\text{MPa}$</i>	43
Tabla 7. <i>Combinaciones ACI-350 numeral 9.2.1</i>	43
Tabla 8. <i>Combinaciones NSR-10 Numeral B.2.4.2</i>	44
Tabla 9. <i>Coeficientes de reducción de resistencia establecidos en C.9.3.1 y C.9.3.2 de la NSR-10</i>	50
Figura 7. <i>Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a compresión.</i>	52
Figura 8. <i>Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a tracción</i>	53
Figura 9. <i>Relación de esfuerzos y distancias para una sección sometida a flexión</i>	54
Figura 10. <i>Refuerzo adicional para elemento de altura superior a 900mm.</i>	58
Figura 11. <i>Empujes laterales de tierra activo y pasivo</i>	65

Tabla 11. <i>Clasificación de estructuras en concreto soportadas en terreno Según ACI350.3-06.</i>	66
Tabla 12. <i>Factor de importancia - ACI350.3-06</i>	71
Tabla 13. <i>Factor de modificación de respuesta - ACI350.3-06</i>	72
Tabla 14. <i>Tipo de acero y tamaño de agregado usado en el diseño</i>	97
Tabla 15. <i>Características del concreto utilizado en el diseño</i>	98
Tabla 16. <i>Características geométricas del tanque- Análisis en dirección X</i>	98
Tabla 17. <i>Características del suelo de apoyo para diseño – Zona de amenaza sísmica alta</i>	99
Tabla 18. <i>Cargas estáticas gravitacionales</i>	100
Tabla 19. <i>Cargas estáticas laterales - Empuje estático de tierra</i>	101
Tabla 20. <i>Alturas de centro de gravedad (EBP)</i>	108
Tabla 21. <i>Altura de centros de gravedad (IBP)</i>	109
Tabla 22. <i>Resumen del cálculo de los parámetros dinámicos</i>	111
Tabla 23. <i>Resumen del cálculo de los coeficientes de respuesta sísmica</i>	113
Tabla 24. <i>Cálculo del borde libre</i>	113
Tabla 25. <i>Resumen del cálculo de las presiones dinámicas sobre la estructura</i>	114
Tabla 26. <i>Resumen del cálculo de la presión dinámica del suelo.</i>	116
Tabla 27. <i>Resumen del cálculo de la presión hidrodinámica P_{vy}</i>	117
Tabla 28. <i>Resumen del cálculo de momento flexionante (EBP)</i>	118
Tabla 29. <i>Resumen del cálculo de momento de volcamiento (IBP)</i>	119
Tabla 30. <i>Resumen del cálculo de las cargas dinámicas distribuidas linealmente sobre el muro</i>	120
Tabla 31. <i>Resumen del cálculo de las cargas distribuidas en área sobre el muro</i>	120
Tabla 32. <i>Resumen cargas dinámicas puntualizadas para análisis en la dirección X</i>	121

Tabla 33. <i>Resumen cargas dinámicas puntualizadas para análisis en la dirección Y</i>	121
Tabla 34. <i>Resumen de diseño de muros y placas de base y cubierta</i>	153

Lista de apéndices

	Pág.
Apéndice A. Ejemplo de diseño en hoja de cálculo.....	159
Apéndice B. CD que Contiene Modelo en Software SAP.....	160
Apéndice C. Planos de diseño de tanque rectangular	161
Apéndice D. Ejemplo de diseño en hoja de cálculo.....	162
Apéndice E. CD que Contiene Modelo en Software SAP	163
Apéndice F. CD Con planos de diseño de tanque rectangular.....	164

Resumen

Título: Estado del arte y normativa de análisis y diseño de estructuras de ingeniería ambiental para almacenamiento de agua y ejemplo de aplicación del diseño de un tanque rectangular enterrado*

Autor: Julián Andrés Rivera Sepúlveda**
Luis Enrique Landazabal Sanmiguel

Palabras claves: Tanques, Estructuras tipo cajón, Estructuras de Ingeniería ambiental, Cargas Hidrodinámicas, Análisis Dinámico, Chapoteo.

Descripción

El presente trabajo tiene como finalidad profundizar en el proceso de diseño de estructuras de concreto destinadas para el almacenamiento de agua, en especial para tanques de sección rectangular. Este procedimiento de diseño está basado en el documento “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente”, NSR-10. Además, se tienen en cuenta diferentes trabajos que se han hecho con respecto al tema alrededor del mundo, y los diferentes códigos de diseño que dan pautas necesarias para realizar el diseño correspondiente para estructuras de esta índole. Teniendo en cuenta que a nivel nacional no se incluye en ningún programa de pregrado o posgrado, un curso de diseño de estructuras de almacenamiento de agua. (Matiz Chica, 2011)

Es importante resaltar que es de vital importancia para la sociedad, ya sea para una vereda, un municipio, una ciudad, etc., el hecho de que las estructuras de almacenamiento de agua correspondientes a su sistema principal de abastecimiento, se mantengan funcionales después de un evento sísmico de gran magnitud, y así garantizar un derecho fundamental como lo es el agua potable.

Por lo anterior, se considera importante que un ingeniero especialista en estructuras conozca las fuerzas que actúan sobre una estructura contenedora de este vital líquido y realice un diseño estructural acorde a las solicitudes que tendrá la estructura durante un eventual sismo.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingeniería Físico-Mecánica Escuela de Ingeniería Civil. Director: Freddy A. Calderón Ardila, Ingeniero Civil Especialista en Estructuras

Abstract

Title: State of the art and regulations of analysis and design of the environmental engineering structures for the storage of water and example of application of the design of a rectangular tank buried*

Authors: Julián Andrés Rivera Sepúlveda**
Luis Enrique Landazabal Sanmiguel

Keywords: Tanks, Drawer Type Structures, Environmental Engineering Structures, Hydrodynamic Loads, Dynamic Analysis, Sloshing.

Description

The purpose of this work is to deepen the process of designing concrete structures for water storage, especially for tanks with rectangular sections. This design procedure is mainly based on the "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente", NSR -10. In addition, we also consider different works that have been done around the world, and the different design codes that give guidelines for the design of the structures of this nature. Taking also into account that in a national level is not include in any undergraduate or postgraduate program the design course for water storage structures. (Matiz Chica, 2011)

It is important the reason to highlight that it is of vital importance for society like a town, a municipality, a city, etc., the fact that the water storage structures of their main supply system stay functional and with good integrity after an event seismic of great magnitudes, and thus guarantee a fundamental right as it is the potable water.

Therefore, it is considered important that an civil engineer specialized in structures know how the forces act on a contained structure of this vital liquid and design according to the demands that the structure will have during an eventual earthquake.

* Degree work

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering School of Civil Engineering. Director: Freddy A. Calderón Ardila, Doctor in Construction Engineering Civil Engineering Structural Specialist

Introducción

Los requerimientos y lineamientos del diseño estructural en Colombia han estado enfocados principalmente hacia dos tipos de estructuras: puentes y edificaciones. (Matiz Chica, 2011)

Para los puentes, el documento “*Norma Colombiana de Diseño de Puentes -LRFD- CCP-14*”, vigente desde 2015, cuenta con los lineamientos para el análisis y diseño de estructuras cuya función principal es la de trabajar como paso elevado o puente.

Para el caso de edificaciones, el documento “*Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*”, NSR-98, estuvo vigente entre 1998 y 2010. La norma vigente, denominada “*Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*”, NSR-10, publicada el 19 de marzo de 2010 bajo el decreto 926 de 2010 y vigente desde diciembre 15 del 2010; abarca los lineamientos y requisitos únicamente para estructuras denominadas como edificaciones, las cuales se definen como aquellas construcciones cuyo principal uso es la habitación u ocupación de seres humanos. (Matiz Chica, 2011)

La norma colombiana vigente, incluye en el capítulo C.23 “*Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto*”, recomendaciones y criterios que modifican los requerimientos convencionales usados en la norma de edificaciones. Adicionalmente en el apéndice A-1 “*Recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance del reglamento*”, incluye referencias bibliográficas, así como criterios básicos para el análisis sísmico de diferentes tipos de estructuras, incluyendo, entre otros, los lineamientos de fuerzas convectivas e impulsivas para el análisis de tanque de almacenamiento. (Matiz Chica, 2011)

Los problemas asociados con los tanques de almacenamiento de agua involucran algunos parámetros fundamentales. De hecho, el comportamiento dinámico de los tanques de almacenamiento de agua es gobernado por la interacción entre el fluido y la estructura, así como la interacción suelo y estructura a lo largo de sus límites. (Ghaemmaghami & Kianoush, 2010) Por otra parte, la flexibilidad estructural, las propiedades del fluido y las características del suelo son factores de gran importancia en el análisis del comportamiento de un tanque de almacenamiento de agua. Se ha demostrado que la presión hidrodinámica en un tanque flexible, puede ser significativamente mayor que el correspondiente para un contenedor rígido, debido a los efectos de interacción entre una estructura flexible y el líquido contenido. (Ghaemmaghami & Kianoush, 2010)

Aunque se han realizado numerosos trabajos en los cuales se ha estudiado la interacción fluido-estructura, la mayoría han estado relacionados con tanques cilíndricos. Housner (1963) usando la aproximación de agrupación de masa (*lumped mass approximation*), desarrolló el modelo de análisis más usado en las diferentes normas de diseño de estas estructuras, en donde la presión dinámica inducida por una excitación sísmica se separa en las componentes impulsiva y convectiva. El fluido se asumió incompresible, no viscoso y la estructura se consideró rígida [9].

El Título C del Reglamento NSR-10 está basado principalmente en ACI318-08 “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, del American Concrete Institute (ACI); y particularmente para el caso de estructuras hidráulicas o ambientales, en el ACI350-06 “*Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures*” (Matiz Chica, 2011)

1. Alcance

Este documento presenta un recorrido por el estado del arte del análisis y diseño de estructuras de almacenamiento de líquidos, se pretende reconocer la normativa vigente y realizar un ejemplo de aplicación. La geometría en planta de este tipo de estructuras puede presentar sección rectangular, poligonal o circular, estos reservorios pueden ser elevados o superficiales, enterrados o semienterrados. Sin embargo, en este documento se hará hincapié en los depósitos regulares, principalmente los que poseen una geometría rectangular. Se realiza un ejemplo de aplicación para un depósito con sección rectangular totalmente enterrado, para el cual se realiza un evalúo de cargas y análisis sísmico, para posteriormente realizar un modelo con su respectivo diseño estructural.

2. Objetivos

2.1 Objetivo general

Conocer la normatividad vigente con respecto al diseño de estructuras de ingeniería ambiental, entender el comportamiento sísmico que se presenta en un tanque de almacenamiento de líquido específicamente para tanques de almacenamiento de agua y realizar un ejemplo de aplicación que involucre el análisis sísmico y el diseño de un tanque rectangular enterrado.

2.2 Objetivos específicos

- Identificar en la literatura científica y en la normatividad vigente el método de diseño para tanques de almacenamiento de agua.
- Comprender el fenómeno sísmico en las estructuras de almacenamiento de agua y sus consecuencias sobre los elementos estructurales de estos tanques.
- Realizar un ejemplo aplicado del diseño de una estructura enterrada con sección rectangular para almacenamiento de agua.

3. Estado del arte

3.1 Definición

Los tanques son estructuras especiales de ingeniería ambiental, son construidos con el objetivo de contener fluidos o materiales determinados, su principal uso es el de almacenar agua u otros líquidos, tales como combustibles y químicos. Estas estructuras también se utilizan para almacenar gases y desperdicios que pueden ser sólidos o líquidos, también pueden ser parte de procesos productivos o de manufactura, para el acopio de granos u otros alimentos, pueden ser usados también como reactores. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

Los tanques, y de manera especial los que son construidos con el fin de almacenar agua, son estructuras de gran importancia para el desarrollo y bienestar de una sociedad y realizar un análisis y diseño correcto de los mismos es indispensable ya que la pérdida o filtración del líquido debido a la falla de una estructura de almacenamiento puede ocasionar grandes problemas, hasta el punto de costar la pérdida de vidas humanas. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

3.2.1 Tipos de tanques de almacenamiento. Existen diferentes criterios para clasificar los tanques de almacenamiento, una de las formas más sencillas de clasificar estas estructuras en su geometría en planta, los tanques pueden ser de sección rectangular, cuadrada, cilíndrica o poligonal.

La geometría está en función del material con el cual se vaya a construir el depósito, por ejemplo: los depósitos circulares soportan la presión del agua a través de la tensión anular, de igual

forma que en los depósitos de concreto reforzado resiste el acero de refuerzo, Por esta razón, los depósitos de geometría cilíndrica, por lo general, son de concreto reforzado o presforzado o bien, metálicos. Por otro lado, en los tanques de mampostería es conveniente adoptar la configuración rectangular, teniendo en cuenta que en los depósitos de mampostería no existe este refuerzo y, por lo tanto, la presión del agua agrietaría las juntas de mortero de la mampostería, que son incapaces de soportar esfuerzos de tensión. En la Figura 1 se puede observar un tanque de configuración cilíndrica y enterrado, por otra parte, en la Figura 2 se observa un tanque con sección rectangular y enterrado.

Los tanques pueden ser clasificados también dependiendo de la elevación del fondo del tanque con respecto al nivel del terreno, se puede optar por tres tipos de tanques: elevados, superficiales y enterrados, para el presente documento solo se tratarán los tanques superficiales y enterrados o semienterrados debido a que en el ámbito ingenieril de Colombia son los más usados en las construcciones presentes por temas de espacio y estética.



Figura 1. Tanque de almacenamiento de agua subterráneo con configuración cilíndrica. Adaptado de Indiamart. Water storage tank. Disponible en: <https://www.indiamart.com/proddetail/underground-water-storage-tank-19739040155.html>



Figura 2. Tanque de almacenamiento de agua subterráneo con configuración rectangular. Adaptado de Indiamart. Water storage tank. Disponible en: <https://www.indiamart.com/proddetail/underground-water-storage-tank-19739040155.html>

3.2.2 Tanques superficiales. Esta clase de tanque se identifican cuando observamos que están apoyados sobre la superficie y su cimentación está a un nivel muy cercano a la superficie. Se usan cuando el suelo a nivel superficial cuenta con la capacidad de resistir las cargas ejercidas por el tanque en funcionamiento, también se usan cuando se requiere una altura pequeña para poder lograr la carga de presión hidrostática necesaria para que el líquido fluya sin necesidad de sistemas de bombeo. Ver Figura 3.



Figura 3. Tanque de almacenamiento de agua superficial con configuración cilíndrica. Adaptado de Obras civiles Fernando Teg. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. Disponible en: <http://fernando-teg-obrasciviles.blogspot.com/p/normas.html>

3.2.3 Tanques semienterrados. Los tanques semienterrados se caracterizan principalmente porque tienen una parte de su estructura enterrada en el suelo y la otra sobre el nivel superficial del suelo. Se optan por esta clase de tanques cuando se determina que los costos de excavación son relativamente altos y cuando se encuentra que el estrato competente se encuentra debajo del nivel superficial del suelo. Ver Figura 4.



Figura 4. Tanque de almacenamiento de agua semienterrado con configuración cilíndrica. Adaptado Dexeologos del mundo. (2015). Tanque de Monquecagua. Disponible en: <http://www.xeologosdelmundu.org/wp-content/uploads/2015/01/22-1.jpg>

3.2.4 Tanques enterrados. Los tanques subterráneos se caracterizan principalmente porque la totalidad de su estructura se encuentra debajo del nivel superficial del suelo y su acceso se encuentra en el nivel superficial del suelo (N+0 m), estos se emplean cuando por temas de espacio y estética no se quieren a la vista, también cuando el nivel del estrato competente se encuentra por debajo del estrato superficial y cuando se determina que la excavación es económicamente viable. Ver Figura 5.



Figura 5. Tanque de almacenamiento de agua enterrado con configuración cilíndrica. Adaptado de Advance Concrete Tanks. (sf). Concrete Tank Construction. Disponible en: <http://www.advanceconcretetanks.com.au/concrete-tank-construction.php>

4. Normativa vigente para el diseño de tanques de almacenamiento.

4.1 Normativa colombiana

Las normas colombianas vigentes para el diseño de estructuras de almacenamiento son las siguiente: NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente), específicamente el capítulo C.23 y el documento de la AIS180-13 de la “Asociación Colombia de Ingeniera Sísmica” en donde se dan los parámetros dinámicos para dichas estructuras, este documento está basado y adapto del ACI350 de los Estados Unidos de América. El objetivo de la normatividad vigente sobre las estructuras de ingeniería ambiental, es garantizar que se cumpla con la seguridad estructural y, además, que el concreto cumpla con requisitos como:

- ✓ Elaborar un diseño que controle el agrietamiento y la fisuración para impedir el escape de los fluidos contenidos hacía el exterior.
- ✓ Contar con un concreto que sea lo suficientemente denso y de baja permeabilidad para impedir la contaminación de los líquidos almacenados o que estos contaminen el medio ambiente si se escapan de la estructura de almacenamiento.
- ✓ Presente una resistencia adecuada para resistir la acción de los elementos químicos contenidos.
- ✓ Eliminar superficies con altas rugosidades y de esta forma minimizar la resistencia al flujo y permitan cumplir con los objetivos de saneamiento.

Las recomendaciones anteriormente mencionadas son establecidas con el fin de obtener estructuras de ingeniería ambientas que cuenten con concretos de baja permeabilidad y de esta forma evitar la corrosión del acero de refuerzo. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

4.2 Normativa Internacional

ACI350: Es la normativa internacional más consultada en Colombia para los diseños de estructuras de almacenamiento, la cual proviene de los Estados Unidos de América, en donde establece las normas guías para estructuras de almacenamiento, allí se muestran métodos de análisis estructurales para calcular las cargas dinámicas y parámetros para el diseño de dichas estructuras.

4.3 Notación y definiciones

A continuación, se lista la nomenclatura a utilizar en el presente capítulo:

a_v = luz cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a (a) la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o (b) el centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm

A_b = área de una barra individual de refuerzo, mm²

A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm²

A_g = área de la sección bruta del elemento, mm²

A_{sk}	=	área total de refuerzo lateral, mm ²
A_t	=	área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s, mm ²
A_v	=	área de refuerzo transversal para resistencia a cortante, mm ²
b_w	=	ancho del alma de la sección, mm
c	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm
C_c	=	recubrimiento de la cara a tensión más cercana a la superficie del refuerzo a tensión por flexión, mm
d	=	distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a tensión, mm
d_b	=	diámetro nominal de la barra de refuerzo, mm
D	=	carga por peso propio o cargas permanentes (carga muerta)
E	=	carga por efectos sísmicos dividido por el coeficiente de disipación de energía (R)
f'_c	=	resistencia a la compresión nominal del concreto, MPa
f'_{cr}	=	resistencia promedio requerida a la compresión del concreto utilizada como base para dosificar las mezclas, MPa
f_{ct}	=	resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano, MPa
f_s	=	esfuerzo en el refuerzo calculado bajo cargas de servicio, MPa
f_y	=	esfuerzo especificado de fluencia del acero a tracción, MPa
f_{yv}	=	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo a cortante, MPa
F	=	carga por fluido

G	=	carga por granizo
h	=	altura o espesor total del elemento de análisis, mm
H	=	cargas debidas al peso y empuje del suelo, así como el agua contenida en el suelo
l_d	=	longitud de desarrollo a tensión del refuerzo, mm
l_{dh}	=	longitud de desarrollo a tensión del refuerzo, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho, mm
L	=	carga viva
L_r	=	carga de cubierta
N_u	=	carga axial última normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tensión, N
P_{cp}	=	perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm
R	=	carga por lluvia
s	=	espaciamiento centro a centro del refuerzo, mm
s_2	=	espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm
s_{sk}	=	separación entre barras longitudinales del refuerzo de superficie, mm
S	=	Carga por nieve
S_e	=	desviación estándar, MPa
S_d	=	factor de durabilidad ambiental
T	=	carga por temperatura
T_u	=	momento torsional último de la sección, N-mm

v_u = esfuerzo mayorado de cortante, N

V_c = fuerza resistente del concreto a cortante, N

V_n = fuerza resistente nominal a cortante, N

W = carga por viento

β = factor de amplificación del gradiente de deformación

ε_s = deformación unitaria en el extremo del refuerzo a tensión

ε_t = deformación unitaria neta en el extremo del refuerzo a tensión producido

por el esfuerzo nominal del acero

ϕ = factor de reducción de resistencia correspondiente al esfuerzo de análisis

γ = relación entre magnitud de la carga mayorada y la carga sin mayorar

λ = factor por utilización de concreto que tiene en cuenta las propiedades

reducidas del concreto de agregado liviano

ρ_b = cuantía de refuerzo que produce condiciones de deformación balanceada en

el elemento estructural

Ψ_e = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el

revestimiento del refuerzo

4.4 Requisitos de durabilidad

Las características mínimas que garantizan la durabilidad de las estructuras expuestas permanentemente al medio ambiente se controlan mediante la selección de una mezcla de concreto que garantice una baja permeabilidad, resistencia adecuada y una adecuada manejabilidad en obra. Todo esto se debe cumplir para que la estructura en estado de servicio nunca presente fallas de

ningún tipo, al igual que la vida útil de la misma sea la requerida para la magnitud del proyecto al que pertenezca la estructura.

La impermeabilidad de la mezcla de concreto aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones de agua - material cementante lo más bajas posibles y que permitan una trabajabilidad y compactación adecuadas, la Tabla 1 muestra los requerimientos de la normativa nacional en cuanto a estas relaciones.

Tabla 1. *Contenido mínimo de material cementante (NSR-10) Tabla C.23-C.4.1.1*

Tamaño máximo de agregado [mm]	Tamiz que pasa el agregado grueso	Mínimo material cementante [kg/m³]
38	467	320
25	57	330
20	67	350
13	7	360
10	8	370

En la Tabla 2 se establecen los requerimientos para condiciones especiales de exposición en estructuras ambientales, dependiendo de la categoría (F-S-P-C-Q), la severidad y condición de exposición se obtiene una relación a/c optima y una resistencia mínima para la estructura ambiental futura, ver Tabla 2.

Tabla 2. *Requerimientos para Condiciones Especiales de Exposición (NSR-10 Tablas C.23-C.4.2.1 y C.23-C-4.3.1)*

Clase	Severidad	Condiciones De Exposición		a/c (*)	f'_c [MPa]
F0	No es aplicable	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo.		No aplica	28
F1	Moderada	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad.		0.45	31
F2	Severa	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad.		0.45	31
F3	Muy severa	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes.		0.42	31
		Sulfatos solubles en agua (SO4) en el suelo,	Sulfato (SO4) dispuesto en agua,		
		% en peso	ppm		
S0	No es aplicable	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$	0.45	28
S1	Moderada	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$ <i>Agua marina</i>	0.42	31
S2	Severa	$0.20 \leq SO_4 < 2.00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10000$	0.40	35
S3	Muy severa	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10000$	0.40	35

Tabla 2. *Continuación*

Clase	Severidad	Condiciones De Exposición	a/c (*)	f'_c [MPa]
P0	No es aplicable	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	No aplica	28
P1	Requerida	En contacto con el agua donde se requiere baja permeabilidad	0.45	28
C0	No es aplicable	Concreto seco o protegido contra la humedad	No aplica	28
C1	Moderada	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	0.5	28
C2	Severa	Para la protección contra la corrosión del refuerzo de concreto expuesto a cloruros, sal, agua salina o que puede ser salpicado por agua del mismo origen	0.40	35
Q0	No es aplicable	Concreto que no está expuesto a químicos corrosivos	No aplica	28
Q1	Severa	Concreto expuesto a químicos corrosivos diferentes aquellos que impidan el congelamiento	0.42	31

*Máxima relación agua-material cementante, por peso para concretos de peso normal

4.5 Calidad del concreto, mezclado y colocación

Conservando la filosofía expresada en los numerales anteriores, en cuanto al control de las características y materiales que aseguren un adecuado comportamiento de durabilidad en el largo plazo de la estructura, el documento de ACI (ACI350-06 Numeral C.5.1.1), establece una resistencia mínima a la compresión de 28 MPa, para usar en este tipo de estructuras. Es importante destacar que el en capítulo C.23 de la NSR-10 no se incluye la modificación al numeral C-5.1.1,

en donde indica que el f'_c mínimo es de 17 MPa y no el indicado por el ACI. Sin embargo, con lo expuesto en la Tabla No 3 de este trabajo, ya se está limitando la resistencia mínima a la compresión a 28 MPa. (Matiz Chica, 2011)

Como complemento a lo expuesto anteriormente y como requerimiento direccionado en asegurar que la resistencia a la compresión del concreto establecida en los diseños se cumpla en obra, se resalta la inclusión de los siguientes lineamientos: (Matiz Chica, 2011)

✓ La resistencia promedio f'_{cr} , que se utiliza para dosificar el concreto, debe ser la determinada por la Tabla No 3, utilizando la desviación estándar, S_e , obtenida según los numerales 5.3.1.1 o 5.3.1.2 de la norma NSR-10. Estas ecuaciones están basadas en una probabilidad de 1/100 de que el promedio de tres ensayos consecutivos se encuentren inferior al valor de f'_c requerido (Ecuación 1 y 3), un ensayo individual pueda ser inferior a 35 MPa del valor de f'_c requerido (Ecuación 2); y que un ensayo individual sea inferior a $0.90f'_c$ (Ecuación 4), garantizando así un factor de seguridad adicional para el concreto producido con resultados fallidos (NSR-10 Numeral C.5.3.2.1). (Matiz Chica, 2011)

Tabla 3. Resistencia promedio a la compresión requerida (NSR-10 Tabla C.5.3.2.1)

Resistencia a la compresión requerida,

f'_c , MPa

Resistencia a la compresión promedio requerida, f'_{cr} , MPa

	Usar el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones
$f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 1.34 S_a \quad (1)$
	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 S_a - 3.5 \quad (2)$

Tabla 3. *Continuación***Resistencia a la compresión requerida,** **f'_c , MPa****Resistencia a la compresión promedio requerida, f'_{cr} , MPa**

	Usar el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = f'_c + 1.34 S_a \quad (3)$
	$f'_{cr} = 0.90 f'_c + 2.33 S_a \quad (4)$

✓ Teniendo presente el uso poco común de concreto de alta resistencia (>35 MPa), la Tabla No 4 aumenta la resistencia promedio requerida, cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra, para el diseño de la mezcla; ayudando a garantizar el cumplimiento de la resistencia f'_c asumida en el diseño, en el momento de su elaboración en obra. Esta tabla difiere con la incluida por la NSR-10, en razón a que el límite inferior para la resistencia a la compresión del concreto es de 28 MPa y no de 17 MPa. (Matiz Chica, 2011)

Tabla 4. *Resistencia promedio a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra (ACI350-06 Tabla 5.3.2.2)***Resistencia a la compresión****requerida, f'_c , MPa****Resistencia promedio requerida a la****compresión, f'_{cr} , MPa**

$28 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8.3$
------------------------	------------------------

 $f'_c > 35$ $f'_{cr} = 1.10 f'_c + 5.0$

Nota. Matiz Chica, 2005

4.6 Requerimientos del refuerzo

Teniendo en cuenta la anta exposición al agua de las estructuras de ingeniería ambiental y la posible presencia de carbonatación en el concreto la NSR-10 en el capítulo C.23 establece unos cambios con respecto a los numerales C.7.7.1, C.7.7.2 y C.7.7.3, en donde cambia los recubrimientos mínimos de la protección de los aceros de refuerzo para garantizar una mayor durabilidad a este tipo de estructuras, para observar los requerimientos mínimos para concreto construido en sitio ver Tabla 5.

Tabla 5. *Recubrimientos mínimos según NSR-10 en su numeral C.23-C.7.7*

Condición	Recubrimiento mínimo, [mm]
(a) Concreto colocado directamente y en contacto permanente con la tierra	75
(b) Concreto expuesto a tierra, líquido, agua residual, intemperie o placas soportando rellenos de tierra	
Placas y viguetas	50
Vigas y columnas	
Estribos y espirales	50
Refuerzo principal	65
Muros	50
Cimentaciones y placas de base	
Parte inferior	50
Parte superior	50
Cascarones y losas plegadas	40
(c) Condiciones no cubiertas en (a) y (b)	

Tabla 5. *Continuación*

Condición	Recubrimiento mínimo, [mm]
Placas y viguetas:	
Barras #11 y menores	20
Barras #14 y #18	40
Vigas y columnas	
Estribos y espirales	40
Refuerzo principal	50
Muros	50
Barras #11 y menores	20
Barras #14 y #18	40
Cascarones y losas plegadas	
Mallas, Barras #5 y menores	13
Barras #6 y mayores	20

Nota: NSR-10

El refuerzo de retracción y temperatura debe realizarse con barras corrugadas de al menos #3 (3/8”) ó (10 mm) para muros y losas de 200 mm de espesor y de #4 (1/2”) ó (12 mm) para muros y losas con un espesor mayor de 200 mm; la máxima separación del refuerzo es de 300 mm centro a centro en cada cara. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

Siguiendo las recomendaciones estipuladas en la NSR-10 C.23-C14.3, la cuantía mínima vertical para muros debe ser 0.0030 y la cuantía mínima horizontal es función de la distancia entre juntas para compensar movimiento y debe cumplir con C.23-C.7.12., la cuantía mínima de refuerzo sobre la sección bruta de losas en contacto sobre el terreno debe ser 0.0050 según lo establecido en el numeral C.23-C.15.14.4 de la NSR-10. El acero que se usará para el refuerzo

debe tener una fluencia igual a 420 MPa. La Tabla 6 exhibe un resumen de las cuantías mínimas dependiendo de la distancia entre juntas.

Tabla 6. *Cuantía mínima por sección bruta para acero $f_y=420\text{MPa}$ Fuente: Tabla C.23-C.7.12.2.1*

NSR-10

Distancia entre juntas	Cuantía mínima
$D < 6\text{m}$	0.003
$6\text{m} < D < 9\text{m}$	0.003
$9\text{m} < D < 12\text{m}$	0.004
$D > 12\text{m}$	0.005

4.7 Combinaciones de carga

En la Tabla 7 y Tabla 8, se exponen las combinaciones de carga establecidas en el ACI350-06 y NSR-10, respectivamente.

Tabla 7. *Combinaciones ACI-350 numeral 9.2.1*

Combinación	Numeral ACI350-06
$U = 1.4 (D+F)$	(9-1)
$U = 1.2(D+F+T) + 1.6 (L+H) + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(9-2)
$U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W)$	(9-3)
$U = 1.2D + 1.6 W + 1.0L + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(9-4)
$U = 1.2D + 1.2F + 1.0E + 1.6H + 1.0 L + 0.2S$	(9-5)
$U = 0.9D + 1.2F + 1.6W + 1.6 H$	(9-6)
$U = 0.9D + 1.2F + 1.0E + 1.6 H$	(9-7)

El ACI350-06(Numeral 9.2.1-d) indica que se debe incluir una combinacion a parte de las ya mencionadas en la Tabla 7, donde establece una reduccion del 60% en las cargalas laterales, que generaria un aumento en las cargas gravitacionales. En la Tabla 8, correspondiente a las combinaciones de carga de la NSR-10, se observa su similitud a las combinacions del ACI350-06. Las diferencias más representativas son el reemplzado de la carga de nieve por la carga de granizo, la eliminación de la carga de lluvia, la eliminación de la carga por fluido y granizo en la cominación B.2.4.5 y la ausencia en las dos últimas combinaciones de la carga por fluido. Adicionalmente, la NSR-10 no tiene en cuenta la posible reducción del empuje lateral de tierras con un factor de 0.60; pero si incluye en el numeral B.2.4.2.3 que el factor de carga para tierras, debe igualarse a cero para las combinaciones de carga 6 y 7, cuando esta carga reduzca o sea contraria a las cargas por sismo o viento. (Matiz Chica, 2011)

Tabla 8. *Combinaciones NSR-10 Numeral B.2.4.2*

Combinación	Numeral NSR-10
$U= 1.4 (D+F)$	(B.2.4-1)
$U= 1.2D +1.6 L+ 0.5 (Lr \text{ o } G \text{ ó } Le)$	(B.2.4-2)
$U= 1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } G \text{ ó } Le)+ (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(B.2.4-3)
$U= 1.2D + 1.0 W+ 1.0L+ 0.5 (Lr \text{ o } G \text{ ó } Le)$	(B.2.4-4)
$U= 1.2D + 1.0E +1.0 L$	(B.2.4-5)
$U= 0.9D + 1.0W$	(B.2.4-6)
$U= 0.9D + 1.0E$	(B.2.4-7)

4.8 Factor de durabilidad ambiental S_d

El factor de durabilidad ambiental permite obtener una respuesta adecuada para estructuras ambientales, en las cuales la fisuración es el parámetro más importante para el diseño y posterior vida útil de la estructura. Su análisis se realiza teniendo en cuenta que los esfuerzos de estas estructuras, usando los requisitos de los códigos de edificios convencionales, son mayores que lo deseado durante su servicio. (Matiz Chica, 2011)

En los numerales C.23-C.9.2 de la NSR-10, se indica que la carga de diseño o carga mayorada, debe ser afectada por el factor de durabilidad ambiental (S_d), teniendo en cuenta que las consideraciones de durabilidad, impermeabilidad y condiciones de servicio similares, prevalecen en el diseño. Esta metodología es la usada en el ACI350-06. Su filosofía está basada en el espaciamiento del refuerzo principal como metodología para limitar las fisuras superficiales a un ancho admisible usando en la práctica actual, pero que varía substancialmente para cierta estructura; y no debe ser usado en diseños que se realicen bajo metodología de los esfuerzos admisibles o en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas. En el caso del diseño a cortante, el factor de durabilidad debe ser aplicado al exceso de resistencia a cortante aportado por el refuerzo a cortante únicamente. (Matiz Chica, 2011)

Para calcular el factor de durabilidad se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{\phi^* f_y}{\gamma^* f_s} \geq 1.0 \quad (C. 23 - 1) \text{NSR} - 10 \quad (5)$$

Donde:

$$\gamma = \frac{\text{Carga mayorada}}{\text{Carga no mayorada}} \quad (6)$$

El esfuerzo f_s , se encuentra limitado por los valores que se indican a continuación, dependiendo de la acción interna a la que esté sometido el elemento; y su valor está directamente especificado en función del espaciamiento usado en el refuerzo principal. (Matiz Chica, 2011)

✓ Esfuerzo de flexión: El esfuerzo f_s calculado en el refuerzo más cercano a la superficie en tensión bajo cargas de servicio, no debe superar los valores que se indican a continuación, pero nunca puede ser mayor a 250MPa.

- Para condición de exposición normal:

$$f_{s,adm} = \frac{57000}{\beta * \sqrt{s^2 + 4 * (50 + \frac{d_b}{2})^2}} \text{ [MPa]} \quad (C.23 - 2)NSR - 10 \quad (7)$$

Pero no menor que 140MPa para miembros que trabajan en una dirección, y 170MPa para miembros que trabajan en dos direcciones. (Matiz Chica, 2011)

- Para condición de exposición severa:

$$f_{s,adm} = \frac{46500}{\beta * \sqrt{s^2 + 4 * (50 + \frac{d_b}{2})^2}} [MPa] \quad (C.23 - 3)NSR - 10 \quad (8)$$

Pero no menor que 120MPa para miembros que trabajan en una dirección, y 140MPa para miembros que trabajan en dos direcciones. (Matiz Chica, 2011)

El factor β está definido como la relación entre las distancias a la fibra extrema a tensión al eje neutro y al centroide del refuerzo principal, ver Figura 1.

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} \quad (C.23 - 4) NSR - 10 \quad (9)$$

Donde “c” es el calculado para cargas de servicio. Se permite usar para el coeficiente β , 1.2 para elementos cuya altura h, sea mayor que 400mm, y 1.35 para alturas menores a 400mm. (Matiz Chica, 2011)

Igualmente, en las anteriores expresiones se permite usar el valor de 15625 para el término $4 * (50 + \frac{d_b}{2})^2$ como simplificación.

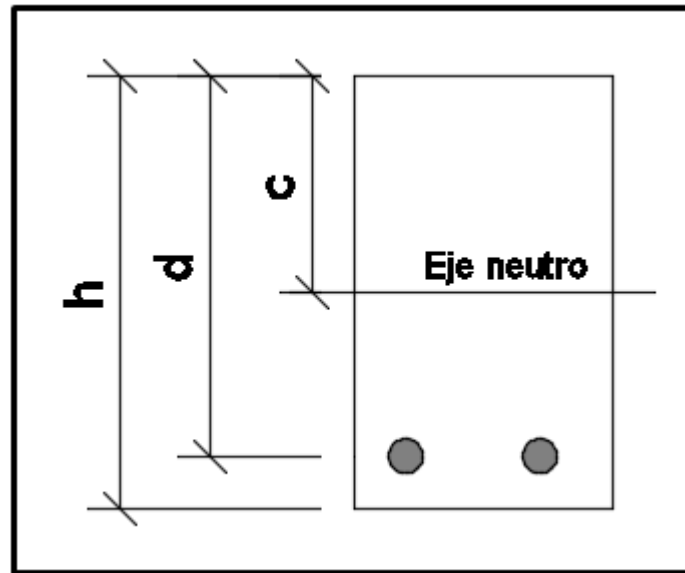


Figura 6. Distancia para el cálculo de b . Adaptado de: Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

Para los casos en que la apariencia del concreto de superficie es de importancia (concreto a la vista) y el recubrimiento del concreto excede los 75mm, el esfuerzo de tracción inducido por flexión bajo cargas de servicio no debe exceder los valores anteriores y la separación s del refuerzo más cercano a la superficie en tensión no debe exceder el dado por: (Matiz Chica, 2011)

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \leq 300mm \quad (C.23 - 5)NSR - 10 \quad (10)$$

Es importante destacar que para la mayoría de condiciones, el criterio de control de fisuración para estructuras hidráulicas satisface las condiciones de apariencia, sin embargo, la anterior limitante es en razón a que en las ecuaciones para el cálculo de f_s , es ignorado el recubrimiento en exceso considerado al superarse los 50mm.

- ✓ Esfuerzo a tracción directa y por gancho, en condiciones de exposición normales:

$$f_s = 140MPa$$

- ✓ Esfuerzo de tracción directa y por gancho, en condiciones de exposición severas:

$$f_s = 120MPa$$

- ✓ Esfuerzo de cortante resistido por el refuerzo a cortante bajo condiciones normales de exposición:

$$f_s = 170MPa$$

- ✓ Esfuerzo a cortante resistido por el refuerzo a cortante bajo condiciones severas de exposición:

$$f_s = 140MPa$$

Finalmente, S_d debe ser tomado como 1.0 para el diseño de secciones de compresión controlada (ver numeral 3.8), así como todo refuerzo preesforzado y zona de anclaje de refuerzo de postensionamiento, sin importar el tipo de exposición al que esté sometido.

4.9 Requisitos de resistencia

Los coeficientes de reducción de resistencia ϕ establecidos en los numerales C.9.3.1 y C.9.3.2 de la norma colombiana NSR-10 se muestran a continuación en la Tabla 9:

Tabla 9. *Coefficientes de reducción de resistencia establecidos en C.9.3.1 y C.9.3.2 de la NSR-10*

Tipo de sección	Coefficiente ϕ
Tensión controlada (ver numeral 3.7.1)	0.90
Compresión controlada (ver numeral 3.7.1)	
(a) Miembros con refuerzo en espiral	0.75
Miembros con otra configuración de refuerzo	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento del concreto	0.65

Tener en cuenta que para secciones en donde la deformación unitaria a tensión en el refuerzo de tensión extremo, en el cual la resistencia nominal se encuentra entre los límites de sección de compresión controlada y de tensión controlada (ver numeral 3.8), ϕ se permite incrementarse linealmente desde la resistencia nominal de la sección de compresión controlada hasta 0.9, mientras la deformación unitaria neta a tensión en el refuerzo de tensión en el punto de resistencia nominal,

se incrementa desde el límite de deformación unitaria a compresión, 0.002, hasta 0.005 (ver Figuras 3 y 4). (Matiz Chica, 2011)

4.9.1 Flexión y fuerza axial. Las secciones de compresión controlada (principalmente elementos a compresión), son aquellas cuando la deformación unitaria neta en el refuerzo de tensión extremo es menor o igual que la deformación unitaria de compresión controlada en el momento en que el concreto en compresión llega a una deformación unitaria de 0.003. El límite de deformación unitaria por compresión controlada es la deformación unitaria neta a tensión en el refuerzo para las condiciones de cuantía balanceada. Para refuerzo de acero Grado 60, se permite usar la deformación unitaria límite de compresión controlada igual a 0.002. (Matiz Chica, 2005)

Las secciones son de tensión controlada (principalmente elementos a flexión), cuando la deformación unitaria neta a tensión en el refuerzo extremo a tensión es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión llega a su deformación unitaria límite es de 0.003. Secciones con deformación unitaria neta a tensión en el refuerzo externo a tensión, entre el límite de deformación unitaria por compresión controlada y 0.005, pertenecen a una región de transición entre secciones de compresión controlada y tensión controlada. (Matiz Chica, 2005)

Teniendo en cuenta los requerimientos de control, para elementos no preesforzados a flexión y carga axial menor a $0.10 * f_c * A_g$, la deformación unitaria neta a tensión ε_t en el punto de resistencia nominal, no puede ser menor que 0.004 (NSR-10 C.10.3.5). (Matiz Chica, 2005)

Lo anterior implica un límite de cuantía de refuerzo determinado, mínimo o máximo, dependiendo si el elemento se encuentra en estado de compresión o tensión controlada. Teniendo en cuenta la premisa del análisis de estructuras de concreto “las secciones planas permanecen

planas”, a continuación, se deducen las cuantías mínimas y máximas para obtener los estados mencionados anteriormente.

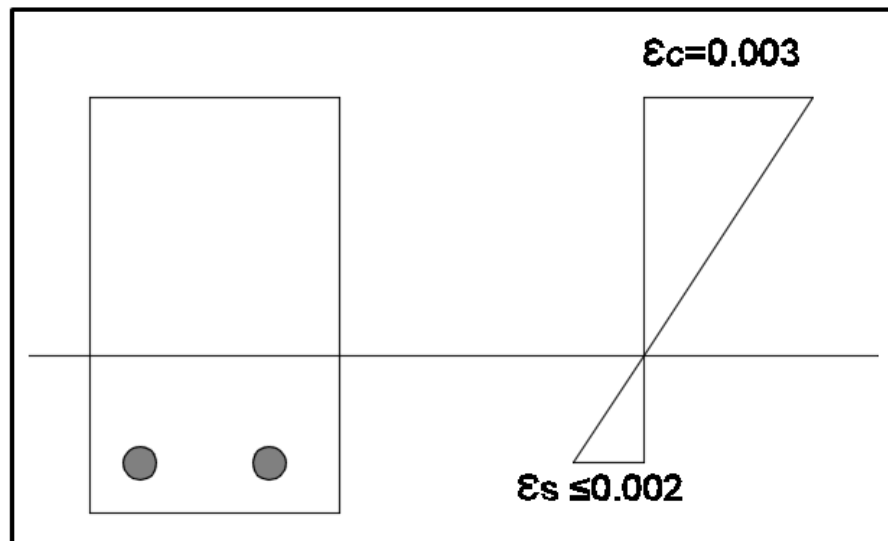


Figura 7. Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a compresión. Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

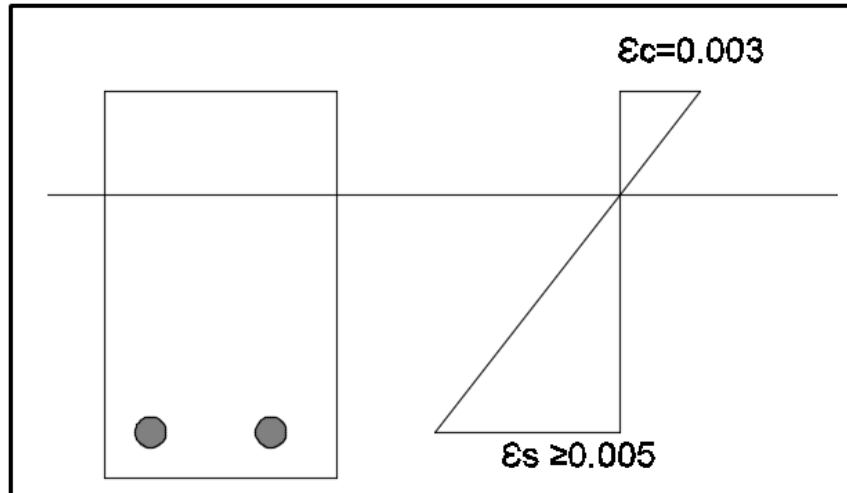


Figura 8. Estado de esfuerzos límite para secciones controladas a tracción Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

Con base en las relaciones de triángulos que se muestran en la Figura 4 se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_t} \quad (11)$$

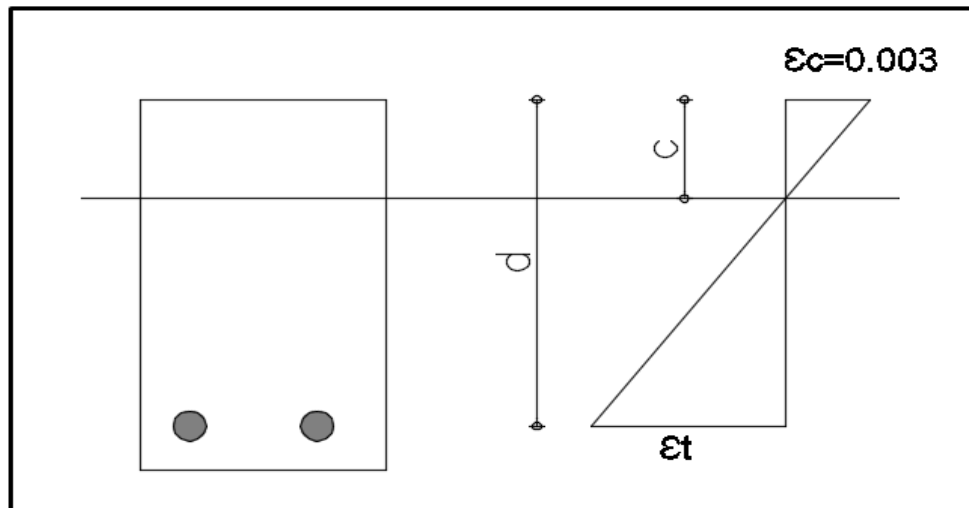


Figura 9. Relación de esfuerzos y distancias para una sección sometida a flexión Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

Se encuentra la relación c sobre d para cada uno de los estados límites:

✓

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\varepsilon_t \leq 0.002$$

$$\frac{c}{d} \geq 0.60 \quad (12)$$

✓

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\varepsilon_t \geq 0.004$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.43 \quad (13)$$

✓

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\varepsilon_t \geq 0.005$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \quad (14)$$

Una vez obtenidas las relaciones entre el bloque efectivo de concreto, “c”, y la distancia al refuerzo a tensión, “d”, necesarias para garantizar cada estado límite. Se utilizan las ecuaciones de la teoría convencional de concreto y se obtiene:

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b} \quad (15)$$

Al reemplazar en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{c}{d} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b}$$

Recordando que:

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

Reemplazando en cada una de las condiciones límite se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$\rho \geq 0.60 \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \quad (16)$$

$$\rho \leq 0.43 \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \quad (17)$$

$$\rho \leq 0.375 \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \quad (18)$$

Las anteriores ecuaciones corresponden al valor máximo o mínimo de la cuantía de refuerzo a flexión para garantizar los estados límites de sección controlada por compresión, deformación unitaria neta a tensión ε_t mayor o igual a 0.004 para cargas axiales bajas, y control por tensión; respectivamente. (Matiz Chica, 2011)

Para una sección rectangular, con las siguientes características mecánicas de los materiales:

$$f'_c = 21MPa, \quad \beta_1 = 0.85 \quad y \quad f_y = 420MPa$$

Se tienen los siguientes límites:

Cuantía mínima: $\rho = 0.0033$

Cuantía para secciones controladas por tensión: $\rho \leq 0.0135$

Cuantía para elementos con baja ($< 0.10 * f_c * A_g$) carga axial: $\rho \leq 0.0155$

Cuantía balanceada: $\rho \leq 0.0213$

Cuantía para secciones controladas por compresión: $\rho \leq 0.0217$

Para elementos de gran altura ($h > 900\text{mm}$), debe suministrarse refuerzo longitudinal de superficie distribuido uniformemente en ambas caras del elemento dentro de la distancia vertical $d/2$ más cercada al refuerzo de flexión que se encuentra sometido a tensión, ya sea para momento positivo o negativo. El ACI350-06 utiliza la separación S_{sk} , la cual no debe exceder el menor valor de (ver Figura 5): (Matiz Chica, 2011)

✓ $d/6$

✓ 12 in (300mm) y

✓ $\frac{1000 * A_b}{(d - 30)}$

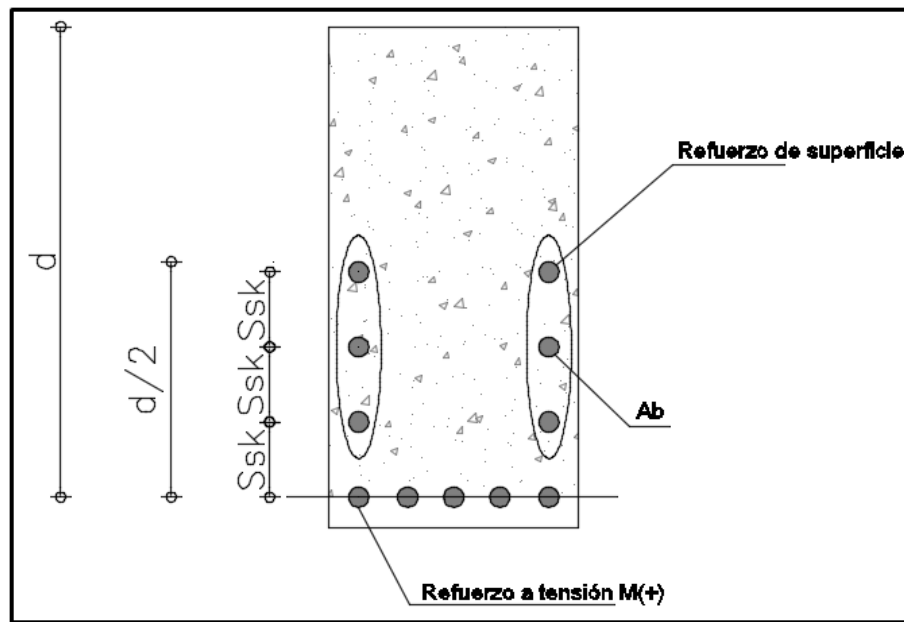


Figura 10. Refuerzo adicional para elemento de altura superior a 900mm. Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

Este refuerzo puede ser incluido en los cálculos de resistencia si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras individuales. No es necesario que el área total del refuerzo de superficie de ambas caras exceda la mitad del área requerida de refuerzo de flexión a tensión. (Matiz Chica, 2011)

Los requerimientos estipulados en la NSR-10 para los elementos de gran altura varían cambiando el límite superior del espaciamiento del refuerzo utilizando la ecuación (C.23-5) de la NSR-10, en donde el esfuerzo de servicio del acero, f_s , se permite tomar como $2/3$ de f_y .

Recordar:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \leq 300mm \quad (C.23 - 5)NSR - 10 \quad (19)$$

4.9.2 Cortante. Es importante realizar una aclaración en lo que respecta al punto de análisis para el cortante, el ACI350-06 y la NSR-10, especifican que para secciones de miembros de concreto no presforzado, localizados a menos de una distancia d de la cara del apoyo, puede emplearse el valor del esfuerzo mayorado de cortante, V_u , calculado a una distancia d o altura efectiva de refuerzo de dicho elemento. (NSR-10 C.11.1.3). Sin embargo, para poder aplicar lo anterior, se deben cumplir simultáneamente los siguientes requerimientos: (Matiz Chica, 2011)

- ✓ La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- ✓ Las cargas están aplicadas en o cerca a la parte superior del elemento.
- ✓ No existen cargas concentradas en la cara de apoyo y el lugar donde se calcula el esfuerzo V_u .

El mínimo refuerzo a cortante, requerido por el ACI350-06, así como en la NSR-10, estipula que el área mínima de acero de refuerzo para resistencia al cortante, se debe calcular por medio de la ecuación (NSR-10 C.11-13). Esta ecuación involucra la especificación del concreto de diseño del elemento estructural, como variables dentro del área mínima de refuerzo cortante (NSR-10 C.11.5.5.3).

$$A_v = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{0.35 * b_w s}{f_y} \quad (\text{Ecuación NSR - 10 C.11 - 13}) \quad (20)$$

En el caso de elementos tipo ménsulas y cartelas, en las que el diseño se ve dominado principalmente por cortante, las dos normas, disminuyen el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ de 0.85 a 0.75, conservando congruencia con lo determinado en el numeral 1-7- (NSR-10 C-11-9.3.1) (Matiz Chica, 2011)

Del mismo modo, se impone que para concreto de peso liviano o concreto de peso liviano con arena normal el valor de resistencia a cortante del concreto no puede ser mayor que el indicado en la siguiente ecuación: (NSR-10 C.11.9.3.2.2) (Matiz Chica, 2011)

$$V_n \leq \begin{cases} \left(0.2 - \frac{0.07 * a_v}{d}\right) * f'_c * b_w * d \\ \left(5.5 - \frac{1.9 * a_v}{d}\right) * b_w * d \end{cases} \quad (21)$$

El documento ACI-06 modifica para el diseño por cortante en muros la separación mínima del refuerzo tanto horizontal como vertical se establece como de 300mm. Los numerales C.11.9.9.3 y C.11.9.9.5 de la NSR-10 indican una separación de 450mm y el límite inferior como tres veces el espesor del elemento.

En elemento tipo placa con refuerzo a cortante, el documento ACI350-06 implementa los siguientes límites de espaciamiento: la distancia entre la cara de la columna y la primera línea de estribos no debe ser mayor a $d/2$ ni 300mm, el espaciamiento entre las ramas adyacentes de estribos no debe superar $2d$ ni 300mm. (NSR-10 C.11.12.3.3). Lo anterior recordando que este tipo de configuraciones y requerimientos han demostrado ser efectivos en diferentes estudios realizados.

La NSR-10 contempla los anteriores requerimientos eliminando el límite de 300mm en todos los requisitos.

4.9.3 Desarrollo y empalmes de refuerzo. El ACI350-06 tiene en cuenta el factor λ en las formulas para el cálculo de la longitud de desarrollo (l_d) del refuerzo sometido a esfuerzos de tracción, en cuyo caso, λ es 1.30. Si la resistencia a la fisuración por tensión del concreto f_{ct} es especificada, el valor de λ se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{0.56 * \sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0 \quad (24)$$

Para la utilización de concreto normal se tiene $\lambda = 1.0$

Para el caso de los ganchos a tensión de las barras corrugadas la longitud de desarrollo básica l_{dh} será calculada mediante la siguiente formula:

$$l_{dh} = \frac{0.24 * \psi_e * \lambda * d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (25)$$

En donde ψ_e es igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico y, λ debe tomarse como igual a 1.0.

Para el caso anterior, la NSR-10, cambia el valor de λ , a no mayor a 0.75, a menos que se especifique el valor de f_{ct} , para lo cual se utiliza la ecuación (24).

Es importante destacar que su valor no puede ser mayor a 1.0. Esto debido a que en la ecuación para el cálculo de la longitud de desarrollo del numeral C.12.2.2 el coeficiente λ pasa al denominador.

5. Análisis estructural de tanques

En este capítulo se exponen las cargas estáticas que actúan en la estructura en estado de servicio y para un evento sísmico se expondrán la combinación de dichas cargas estáticas más las cargas dinámicas presentes en el líquido y suelo circundante del tanque. Para el análisis de las cargas dinámicas presentes en el líquido se seguirá el procedimiento establecido en el capítulo 4 del documento ACI350.3-06 y para el caso de las cargas dinámicas presentes en el suelo se seguirá el método de Mononobe-Okabe (M-O).

5.1 Cargas estáticas

5.1.1 Cargas gravitacionales – estáticas. Las cargas gravitacionales las podemos dividir en 2 grupos muertas y vivas, el primer grupo hace referencia al peso propio de la estructura y a sobrecargas producto de todos los elementos internos de la estructura (Muebles, estantes, computadores, etc.) y el segundo grupo hace referencia a la carga por los seres vivos que usaran la estructura.

5.1.2 Cargas laterales – estáticas. Generalmente las cargas laterales estáticas principales que actúan en los tanques de almacenamiento son: la presión hidrostática y la carga por presión lateral de tierras, para el caso de tanques enterrados y semienterrados.

La primera, presión hidrostática, está dada en función del peso específico del líquido almacenado y de la altura del líquido. En el fondo del tanque la presión hidrostática líquido es constante y tiene su valor máximo. La segunda, carga por presión lateral de tierras, está dada en función del peso específico del suelo circundante al tanque y de la altura a la que está enterrada el tanque. Esta carga lateral de tierras puede tener tres estados:

a) El estado en reposo, el cual el suelo y el muro están en una situación de equilibrio y lo que significa que el muro no presenta movimientos, esto traduciéndose en deformaciones unitarias horizontales iguales a 0. (Braja, 2010)

b) El estado activo, el cual el suelo y el muro no se encuentran en un estado de equilibrio estático, esto quiere decir que el suelo está desplazando el muro en una dirección, cuando este movimiento alcance un desplazamiento límite se generaran un estado de equilibrio plástico, en donde los esfuerzos cortantes son mayores a los cuales puede soportar la masa de suelo y esto generaría una falla del suelo denominada *estado activo de Rankine*. (Braja, 2010)

c) El estado pasivo, que se da cuando la masa del suelo es comprimida horizontalmente, moviendo su esfuerzo cortante completamente. Lo anterior, estima, que el terreno se comete a un estado de compresión o de carga, a la cual el terreno, por su volumen, responde con una reacción, la cual es comparable a la capacidad de carga del mismo ante cargas gravitacionales. La cantidad de desplazamiento aproximada para desarrollar la falla bajo condiciones pasivas se presenta en la Tabla 10. (Matiz Chica, 2011)

Tabla 10. *Desplazamientos para desarrollar un estado pasivo en el terreno*

Tipo de suelo	Movimiento del muro
Arena densa	0.005H
Arena suelta	0.01H
Arcilla firme	0.01H
Arcilla blanda	0.05H

Nota. Matiz Chica, Jorge., Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia. 2011.

Tomando como guía la Figura 6, se ilustran continuación las ecuaciones de Coulomb empleadas para el cálculo de las presiones laterales de tierra.

La presión lateral de tierras por unidad de longitud está dada por la Ecuación 26:

$$P = \frac{K * \gamma * H^2}{2} \quad (26)$$

El coeficiente de presión de tierras en reposo se calcula mediante la Ecuación 27:

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi \quad (27)$$

El coeficiente de presión activa de tierras se calcula utilizando la Ecuación 28:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (28)$$

El coeficiente de presión pasiva de tierras se obtiene mediante la Ecuación 29:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2(\beta) * \text{sen}(\beta + \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (29)$$

Los ángulos utilizados en las ecuaciones 28 y 29 se observan de forma gráfica en la Figura 6.

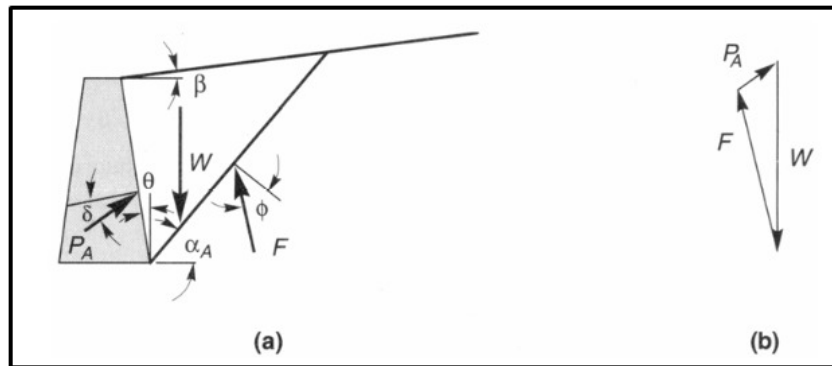


Figura 11. Empujes laterales de tierra activo y pasivo. Adaptado de: Matiz Chica, Jorge., Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia. 2011.

ϕ = ángulo de fricción del suelo

β = ángulo de inclinación de la espalda del muro con la horizontal

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro se puede suponer con un valor

entre $\frac{\phi}{2}$ y $\frac{2}{3}\phi$

α = ángulo de inclinación del talud del terreno

γ = peso específico del terreno

5.2 Cargas hidrodinámicas – AIS180-13

Las cargas hidrodinámicas son la suma de una serie de efectos producidos en un evento sísmico, en el líquido almacenado en una estructura de contención. En la norma AIS180-13, se establecen los parámetros de análisis necesarios para evaluar las cargas que describen estos efectos, asegurando que dichas cargas se incluyan en el diseño de la estructura.

Este documento pretende profundizar en las estructuras que se soportan sobre el terreno, tanto enterradas como semi-enterradas y superficiales. Dentro de este rango las estructuras se pueden clasificar teniendo en cuenta su geometría, la conexión muro – base y su método de construcción. La última clasificación se puede ver en la Tabla 11 y en la Figura 7. (Matiz Chica, 2011)

Tabla 11. Clasificación de estructuras en concreto soportadas en terreno Según ACI350.3-06

Tanques		
Rectangulares		Circulares
Base Empotrada	Base Empotrada	Concreto Reforzado
		Concreto Preesforzado
Base Articulada	Base Articulada	Concreto Reforzado
		Concreto Preesforzado
	Base Flexible (Solo	Anclado
	Preesforzado)	No Anclado - Confinado
		No Anclado - No Confinado

Nota. Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

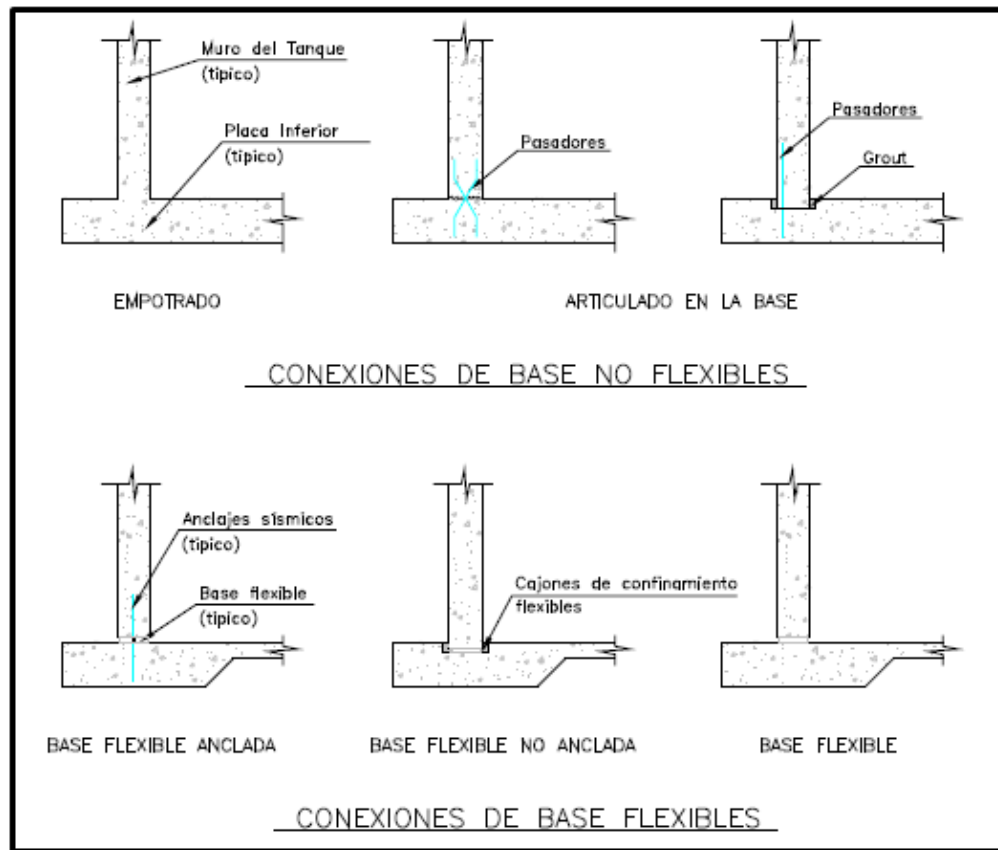


Figura 12. Clasificación de estructuras según su apoyo (Fig. R2.1.1 ACI.3-06) Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

5.2.1 Modelo dinámico. Para representar el modelo dinámico de un tanque lleno con un fluido de forma simplificado se emplea el modelo de Housner (1963), presente en el capítulo 9 del documento ACI350.3-06, este modelo se basa en el concepto de agrupación de masas, las cuales se dividen en dos masas equivalentes según su comportamiento durante el evento sísmico; una masa impulsiva (m_i) que sigue el mismo comportamiento del tanque, y se idealiza unida de forma rígida a las paredes de este, y una masa convectiva (m_c) que representa el comportamiento de

oleaje del agua, idealizándose como una masa oscilante unida mediante resortes a las paredes del tanque, la figura 8 muestra el sistema equivalente de dicho modelo. (Carreño Remolina & Bautista Rodríguez, 2018)

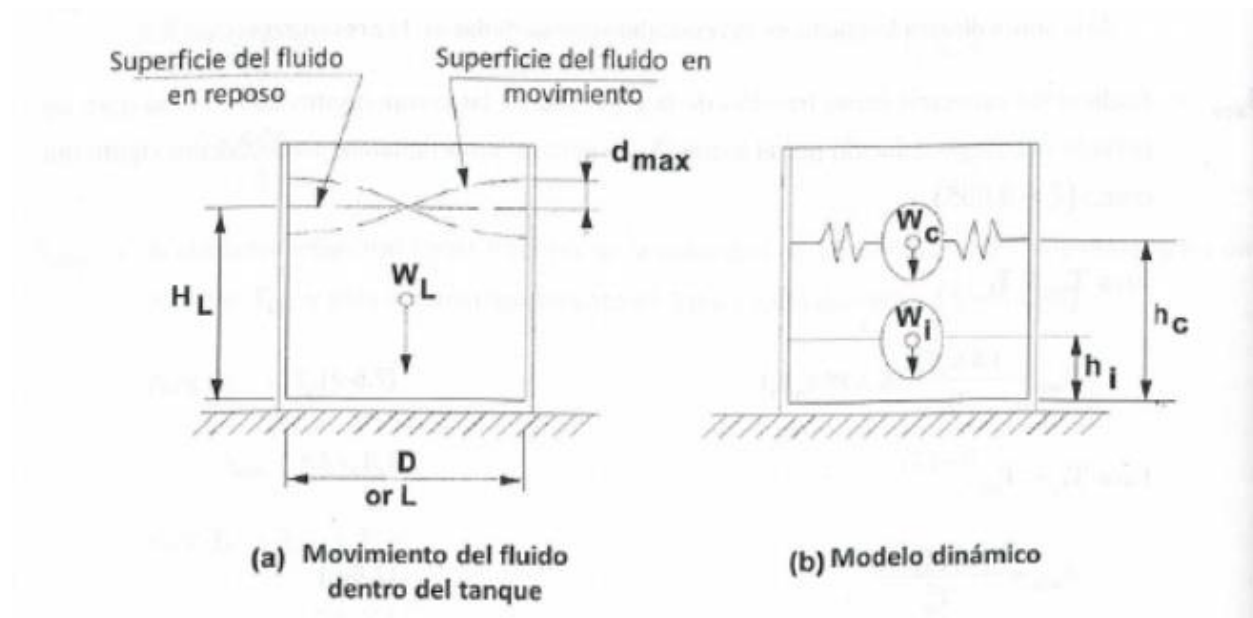


Figura 13. Representación gráfica del modelo de Housner (AIS180-13)

5.2.2 Cargas de diseño sísmico. El diseño de los muros que componen la estructura de almacenamiento de líquidos debe incluir las siguientes cargas sísmicas que sumadas a las cargas estáticas de servicio permitirán obtener el caso más desfavorable para la estructura y así realizar un diseño adecuado de la misma:

- ✓ Fuerzas inerciales de los muros, P_w , y de cubierta, P_r ;
- ✓ Fuerza hidrodinámica impulsiva, P_i , el fluido contenido;
- ✓ Fuerza hidrodinámica convectiva, P_c , del fluido contenido;

✓ Presión dinámica del terreno para la parte enterrada de la estructura (Ver numeral 4.4.) del presente documento; y

✓ Los efectos de la aceleración vertical.

Las fuerzas laterales dinámicas que actúan sobre la base de la estructura, se determinan según las siguientes ecuaciones:

$$P'_w = C_i * I * \left[\frac{\varepsilon * W_w}{R_i} \right] \quad (47)$$

$$P_r = C_i * I * \left[\frac{W_r}{R_i} \right] \quad (48)$$

$$P_i = C_i * I * \left[\frac{W_i}{R_i} \right] \quad (49)$$

$$P_c = C_c * I * \left[\frac{W_c}{R_c} \right] \quad (50)$$

En donde C_i y C_c , son coeficientes de respuesta sísmica; I es el coeficiente de importancia; W_w y W_r , son los pesos de los muros del tanque (o un muro del tanque perpendicular al sentido de análisis, para el caso de rectangulares) y la cubierta, respectivamente; R_i y R_c son los factores de modificación de respuesta, ε es el coeficiente de masa efectiva, correspondiente a un porcentaje de la masa dinámica equivalente de la estructura del tanque con relación al total de su masa, calculado según la siguiente ecuación. (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (51)$$

El tanque de almacenamiento de agua debe diseñar considerando los efectos de la aceleración vertical, la cual se idealiza como una carga lateral hidrodinámica adicional a las cuatro cargas mencionadas anteriormente, dicha carga se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_{vy} = \ddot{u}_v q_{hy} \quad (52)$$

Donde:

$$\ddot{u}_v = C_t I \left(\frac{b}{R_i} \right) \geq 0.20 S_{DS} \quad (53)$$

Donde:

q_{hy} = es la carga hidrostática distribuida del líquido contenido en el tanque, en función de la altura.

C_t = es el coeficiente de respuesta sísmica, especificado en el numeral 2.3.5.

b corresponde a la relación entre la aceleración vertical y la aceleración horizontal, para el cual se puede utilizar un valor no menor de 2/3 en ausencia de información específica del sitio.

El parámetro S_{DS} , se explica en el numeral 4.2.5 del presente documento.

El coeficiente de importancia está definido en el documento ACI350.3-06 (ver Tabla 12), contiene tres categorías, a diferencia de la norma NSR-10, la cual contempla cuatro. Entre las diferencias que se presentan entre ambos documentos, se resalta que en la NSR-10 los tanques que pertenecen al sistema de líneas vitales, así como que contengan tóxicos y sean dañinos para el público, les corresponden un factor de importancia de 1.50 (categoría IV), mientras que en el ACI350.3-06 permite menores valores del coeficiente según el uso del tanque. El ACI350.3-06 añade, que el factor de importancia para las estructuras, correspondientes al tipo III, pueda ser mayor, según criterio del diseñador estructural responsable. (Matiz Chica, 2011)

Tabla 12. *Factor de importancia - ACI350.3-06*

Factor de importancia, I		
Categoría	Uso del tanque	Factor I
III	Tanques que contienen materiales peligrosos o altamente contaminantes	1.50

Tabla 12. *Continuación*

Factor de importancia, I		
Categoría	Uso del tanque	Factor I
II	Tanques que deben permanecer en servicio para propósitos de emergencias después de un evento sísmico ó tanques que hacen para el sistema de líneas vitales	1.25
I	Tanques no identificados en las categorías II y III	1.00

El documento ACI350.3-06 consigna valores correspondientes al factor de disipación de energía, R (ver Tabla 13), que representa los efectos combinados de ductilidad de la estructura, capacidad de disipación de energía y redundancia estructural; los cuales están en función de la clasificación de la estructura. Para estructuras semi-enterradas se puede realizar una interpolación entre los valores límites. (Matiz Chica, 2011)

El cortante basal total resultante de las fuerzas dinámicas generadas por un evento sísmico aplicadas en la base del muro del tanque se obtienen, mediante el método aproximado de la raíz cuadra de la suma de los cuadrados (SRSS), como se ilustra a continuación en la siguiente ecuación: (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} \quad (54)$$

En donde, P_{eg} corresponde a la presión dinámica lateral de tierras.

Tabla 13. *Factor de modificación de respuesta - ACI350.3-06*

Factor de modificación de respuesta, R

Tipo de estructura	R_i		R_c
	Superficial	Enterrado	
Tanques de base flexible anclados	3.25	3.25	1.00
Tanques de base articulada o empotrada	2.00	3.00	1.00
Tanques no anclados confinados o sin confinar	1.50	2.00	1.00
Tanques elevados con pedestales	2.00	-	1.00

Para el análisis de estabilidad del tanque es necesario obtener el momento de volcamiento ejercido por las fuerzas dinámicas, dicho momento calcula con las ecuaciones (55) o (56) , dependiendo si se hace un análisis en el cual se incluye el soporte de la estructura (IBP) o si se excluye el soporte de la estructura (por encima de la base) (EBP). (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2 + M_{eg}^2} \quad (EBP) \quad (55)$$

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'_c^2 + M_{eg}^2} \quad (IBP) \quad (56)$$

5.2.3 Distribución de las fuerzas sísmicas. El muro perpendicular en la zona delantera del tanque a la dirección en que actúa el sismo, se carga perpendicularmente a su plano, con la fuerza inercial del propio muro, P_w ; la mitad de la fuerza impulsiva; $P_i/2$; y la mitad de la fuerza convectiva, $P_c/2$; como se observa en la Figura 10. Además, en el muro perpendicular en la zona trasera del tanque a la dirección en que actúa el sismo, se carga perpendicularmente a su plano, con la carga por presión lateral dinámica de tierras de la porción enterrada o totalidad del muro, P_{eg} , en el caso que aplique esta condición, esto adicional a la fuerza inercial del propio muro, P_w ; la mitad de la fuerza impulsiva; $P_i/2$; y la mitad de la fuerza convectiva, $P_c/2$; (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

Los muros paralelos al movimiento sísmico se cargan en su plano (dimensión L), con la fuerza inercial propia del muro, P_w ; y con las fuerzas de las paredes contiguas (muros perpendiculares al sentido de análisis. (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

Además, se debe incluir, la fuerza lateral resultante de la presión hidrodinámica del efecto de la aceleración vertical del fluido, P_{vy} , actuando en cada muro.

$$P_{vy} = \frac{P_w}{H_w B} \quad (64)$$

En la Figura 11 se presenta la distribución aproximada y la distribución exacta vertical de las cargas hidrodinámicas actuantes en los muros perpendiculares a la dirección de la fuerza sísmica.

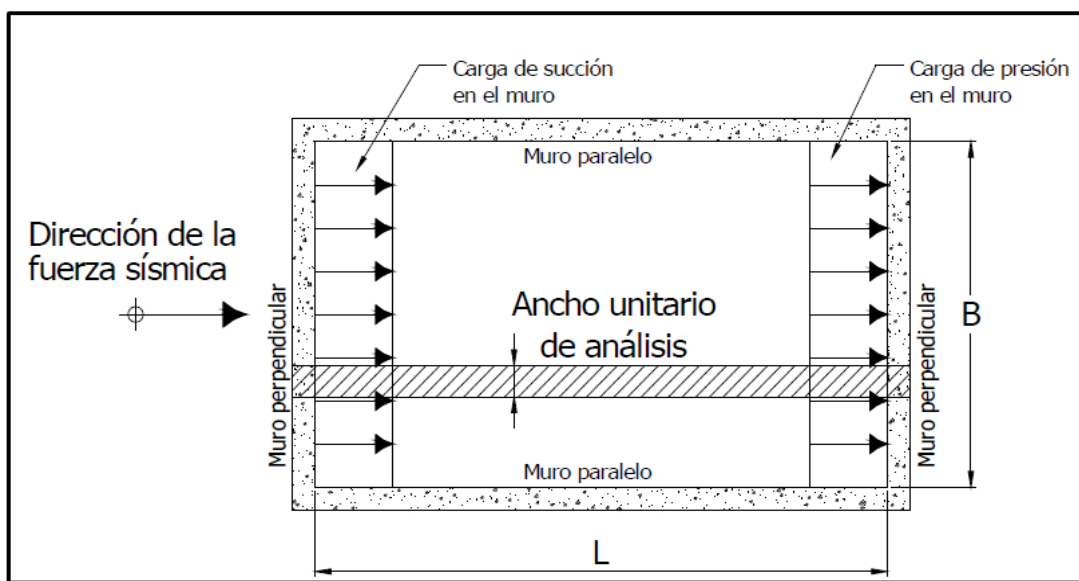


Figura 14. Distribución hidrodinámica en los muros del tanque - corte en planta. Adaptado de: ACI350.3-06

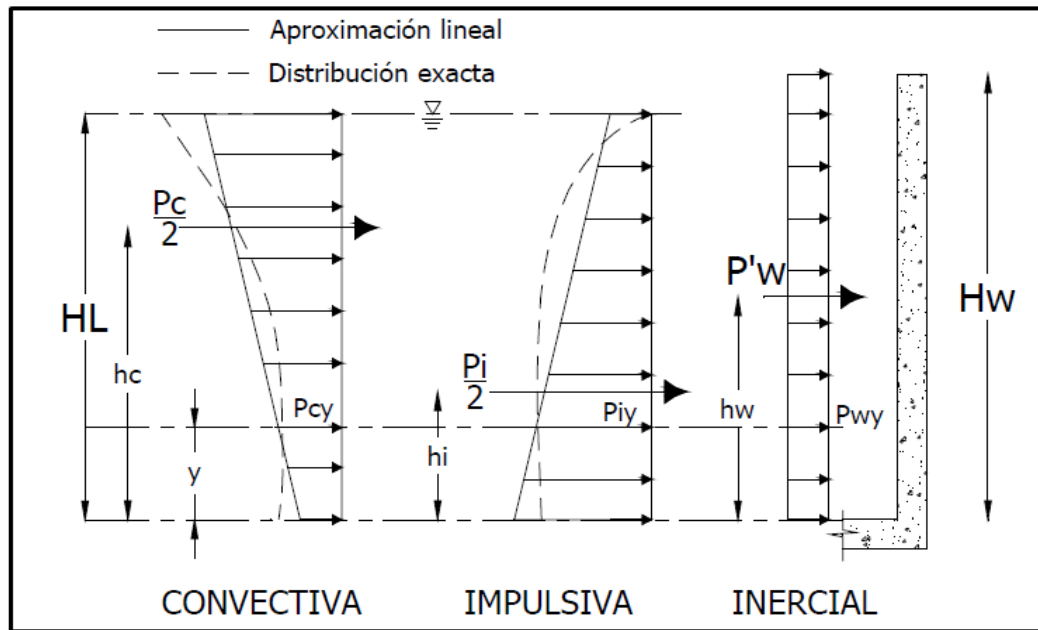


Figura 15. Distribución vertical de las cargas hidrodinámicas e inerciales. Adaptado de: ACI350.3-06

La distribución vertical de las cargas, según la aproximación lineal por ancho unitario de longitud en la dirección de B se calcula mediante las ecuaciones 65 y 66, las cuales se encuentran definidas en el ACI350.3-06 en el numeral R5.3.1.

$$P_{iy} = \left(\frac{P_i}{2B} \right) * \frac{\left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (65)$$

$$P_{cy} = \left(\frac{P_c}{2B} \right) * \frac{\left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (66)$$

5.2.4 Altura libre para oleaje. Se debe determinar la máxima altura del nivel del fluido que se puede alcanzar debido al evento sísmico; con el fin de; garantizar una altura libre suficiente entre el líquido y la cubierta; diseñar la cubierta para el levantamiento debido al oleaje o diseñar un sistema de vertedero por exceso en el nivel del líquido.

Para estructuras de almacenamiento con sección rectangular el nivel máximo de oscilación del fluido, d_{max} , se calcula con la ecuación 67, la cual está definida en el documento ACI350.3-06 numeral 7.1.

$$d_{max} = \frac{IC_c L}{2} \quad (67)$$

5.2.5 Parámetros para el análisis de tanques rectangulares ACI 350.3.06. Para el cálculo de la componente impulsiva del fluido almacenado (ω_i), se debe tener en cuenta que dicha componente está relacionada directamente con el movimiento de los muros en el modelo de Housner (1963); por lo que, sus propiedades dinámicas se caracterizan por incluir la masa del muro para el cálculo de la frecuencia impulsiva del sistema. (American Concrete Institute, ACI, July 2006)

5.2.5.1 Pesos equivalentes del líquido acelerado W_c y W_i : El peso equivalente para cada componente de masa corresponde a:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.866 * \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 * \left(\frac{L}{H_L} \right)} \quad (30)$$

Donde:

L = dimensión interna del tanque rectangular, paralela a la dirección del movimiento sísmico bajo estudio

H_L = altura de diseño del liquido almacenado, m

$$\frac{W_C}{W_L} = 0.264 * \left(\frac{L}{H_L}\right) \tanh \left[3.16 * \left(\frac{L}{H_L}\right) \right] \quad (31)$$

5.2.5.3 Alturas al centro de gravedad EBP y IBP: Las alturas h_i y h_c , que corresponden a la masa impulsiva y masa convectiva respectivamente se deben calcular considerando dos casos: el primero en el que no se tiene en cuenta la base del tanque ni la estructura de soporte, EBP (*Excluding Base Pressure*); y el segundo donde se incluye la base del tanque y la estructura de soporte, IBP (*Including Base Pressure*).

Altura a centros de gravedad (EBP)

Para tanques con $\frac{L}{H_L} < 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L}\right) \quad (32)$$

Donde:

L: La longitud del muro en la dirección de análisis

Para tanques con $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (33)$$

Para todos los tanques:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh * \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (34)$$

Altura a centros de gravedad (IBP)

Para tanques con $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$h'_i = 0.45 \quad (35)$$

Para tanques con $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 * \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 * \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad (36)$$

Para todos los tanques:

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh * \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (37)$$

5.2.5.4 Propiedades dinámicas

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (38)$$

Donde:

m = masa del muro más la masa impulsiva del líquido,

$$(m = m_w + m_i)$$

En el caso de muros con espesor uniforme, m_w se calcula con la siguiente ecuación:

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g} \right) (S.I.) \quad (39)$$

En el caso de muros con espesor variable, es necesario llevar a cabo un análisis especial que involucre m_w , m_i y h .

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L} \right) \left(\frac{L}{2} \right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g} \right) (S.I.) \quad (40)$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} \quad (41)$$

Para las anteriores ecuaciones se tiene:

H_w = corresponde a la altura del muro

γ_c = peso específico del concreto

γ_L = peso específico del líquido

h_w = centro de gravedad del muro ($0.5H_w$); y

h = altura del centro de masa del sistema impulsivo

La rigidez k se calcula de acuerdo a las condiciones de frontera que presente el muro en particular. Para el caso de muro simplemente apoyado (empotrado en la base y con tapa) se utiliza la siguiente ecuación:

$$k = 4E_c \left(\frac{t_w}{h} \right)^3 \quad (42)$$

Donde:

E_c = es el módulo de elasticidad del concreto

h = es la altura equivalente del sistema obtenida anteriormente

Por último, el periodo fundamental de oscilación del tanque (más la componente impulsiva del contenido), s. Se calcula con la siguiente ecuación:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (43)$$

Se muestra ahora las ecuaciones correspondientes para realizar el cálculo del periodo natural del primer modo (del sistema convectivo) de oleaje:

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (44)$$

Donde:

$$\lambda = \sqrt{3.16 * g * \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (45)$$

Con la anterior ecuación, el período para el sistema convectivo es igual a:

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{L} \quad (46)$$

5.2.6 Coeficientes de respuesta sísmica. Los coeficientes de respuesta sísmica C_i , C_c y C_t definen el perfil del espectro de diseño; concernientes a los periodos T_i , T_c y T_v , respectivamente. Utilizando el espectro de diseño de la NSR-10, sin multiplicar por el factor de importancia, se definen las siguientes variables:

S_{DS} = Aceleración espectral de diseño para periodos cortos

$$S_{DS} = 2.5A_aF_a \quad (57)$$

$S_{1.0}$ = Aceleración espectral de diseño concerniente a $T = 1.0$ s

$$S_{1.0} = 1.2A_vF_v \quad (58)$$

$$T_s = \frac{S_{1.0}}{S_{DS}} = \frac{1.2A_vF_v}{2.5A_aF_a} = 0.48 \frac{A_vF_v}{A_aF_a} \quad (59)$$

El coeficiente C_i se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } T_i \leq T_s$$

$$C_i = S_{DS} \quad (60)$$

$$\text{Para } T_i > T_s$$

$$C_i = \frac{S_{1.0}}{T_i} \leq S_{DS} \quad (61)$$

Respectivamente el coeficiente C_c , corresponde a:

$$\text{Para } T_c \leq \frac{1.60}{T_s}$$

$$C_c = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2} \quad (62)$$

El coeficiente C_t , para tanques rectangulares, es igual a:

$$C_t = 0.40S_{DS} \quad (63)$$

En la Figura 14 se presenta el espectro de diseño que establece la NSR-10.

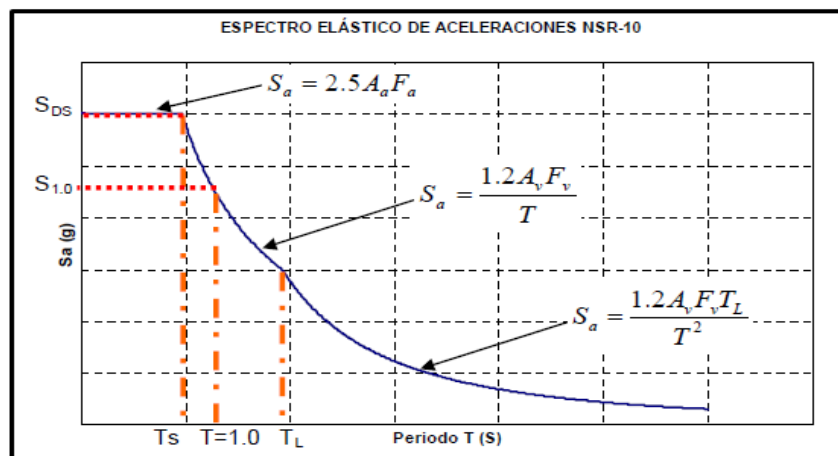


Figura 16. Espectro de diseño NSR-10. Adaptado de: Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

5.3 Cargas dinámicas por empuje lateral de tierras

Para tanques de almacenamiento enterrados o semienterrados, es necesario tener en cuenta el efecto de la masa inercial del suelo como empuje lateral dinámico de tierras ante un evento sísmico. Mediante la Figura 12 se hace una representación de las cargas según la teoría de Mononobe – Okabe, (Ver Título H, NSR.10), la cual técnicamente, es una extensión de la teoría de la presión activa de Coulomb; en la cual, adicional al empuje lateral estático, ya sea en reposo o activo, se suma el efecto dinámico como una carga triangular inversa a la carga estática. (Matiz Chica, 2011)

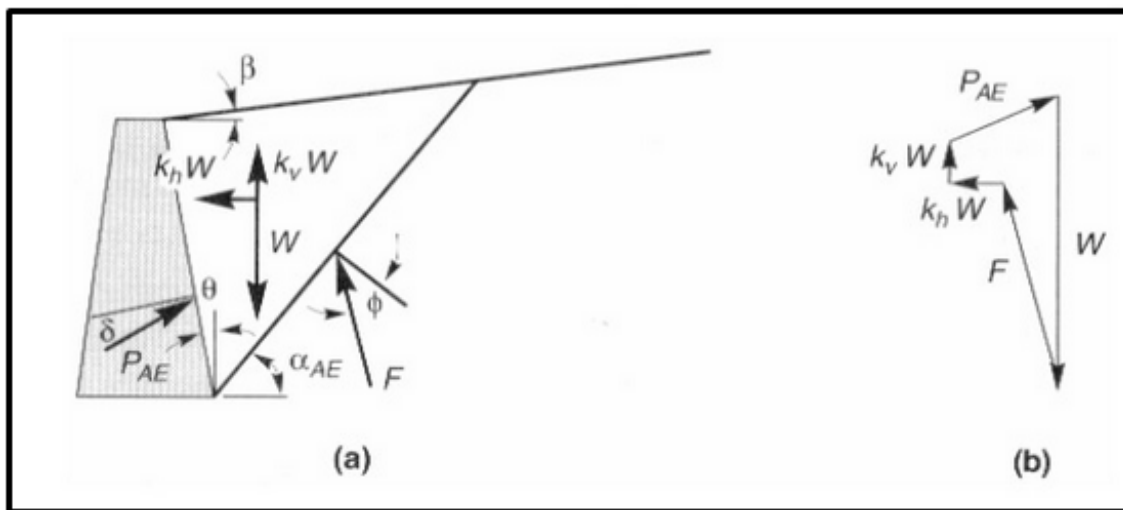


Figura 17. Representación de la carga dinámica por empuje lateral de tierras. Adaptado de Matiz Chica, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.

Se calcula la carga equivalente P_{ae} , mediante la siguiente ecuación:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - k_v) K_{ae} * B \quad (68)$$

En donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \Psi)}{\cos(\Psi) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta + \theta + \Psi) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) * \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (69)$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (70)$$

k_v = componente vertical de la aceleración del sismo en relación con la gravedad

k_h =

componente horizontal de la aceleración del sismo en relación con la gravedad

6. Juntas en las estructuras de almacenamiento de líquido en concreto reforzado

6.1 Necesidad de usar juntas

El concreto normalmente sufre pequeños cambios en dimensiones como resultado a la exposición del medio ambiente o por cargas superimpuestas o por cargas de servicio. El efecto puede ser de contracciones permanentes debido a, por ejemplo: curado inicial, encogimiento del concreto, y el fenómeno del creep irreversible. Los cambios volumétricos anormales, usualmente son expansiones permanentes, pueden ocurrir en el concreto debido al ataque de sulfatos, reacciones a los álcali-agregados, y otro tipo de causas. (ACI 504R, 1997)

Los resultados de estos cambios son movimientos, que llegan ser permanentes y transitorios, de los extremos de los elementos del concreto estructural. Si, por alguna razón, los movimientos de contracción son excesivamente restringidos, podría ocurrir agrietamiento dentro del elemento estructural. La restricción de los movimientos de expansión puede resultar en distorsión y agrietamiento dentro del elemento estructural o descascaramiento de sus bordes, lo que conllevaría a la transmisión de fuerzas imprevistas a los elementos adyacentes. En la mayoría de estructuras de concreto estos efectos son de importante cuidado desde un punto de vista desde la ingeniería estructural. Uno de los medios más usado para minimizar estos efectos es la de adecuar juntas en la estructural en donde los movimientos pueden ocurrir sin que estos produzcan daños en la integridad de la estructura. (ACI 504R, 1997)

Pueden existir otra razón para adecuar juntas en las estructuras de concreto. En la mayoría de estructuras el concreto funciona como soporte o como delimitante de cortinas, ventas, puertas,

divisiones y otros servicios. Para prevenir que se desarrollen los esfuerzos en esta sección es necesario para ellas moverse en una extensión limitada, independientemente de todas expansiones, contracciones y deflexiones que ocurren en el concreto. (ACI 504R, 1997)

6.2 Tipos de juntas

Esencialmente, se tienen en cuenta dos tipos de juntas en el concreto para estructuras de almacenamiento de líquidos, las cuales son juntas de construcción y juntas de movimiento:

6.2.1 Juntas de construcción. Este tipo de juntas no deben ser consideradas como juntas de expansión, las juntas de construcción deben localizarse de tal manera que cumpla con los siguientes requerimientos: (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

- Tener el menor efecto posible sobre la resistencia de la estructura
- Deben separar la estructura en segmentos que faciliten su construcción.

Las juntas de construcción deben ser preparadas antes de vaciar el concreto de segunda etapa contra la junta, esto para poder garantizar una buena adherencia entre los concretos. Todo el refuerzo debe continuarse a través de la junta de construcción; en aquellos lugares donde la junta debe ser impermeable, debe colocarse una barrera contra el paso del agua. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

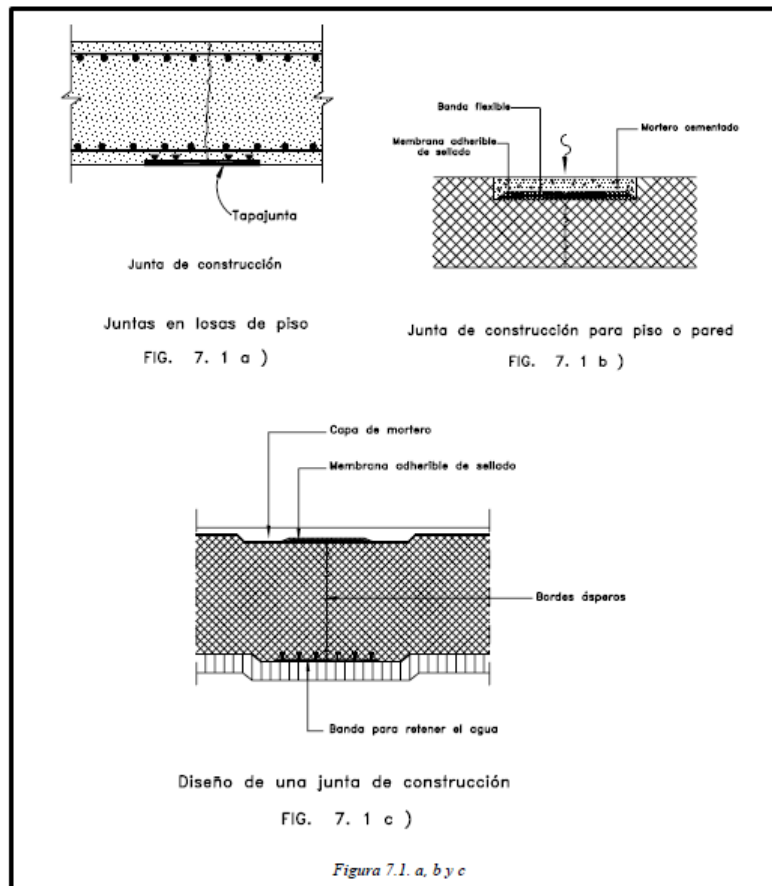


Figura 18. Detalles de juntas de construcción Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México.

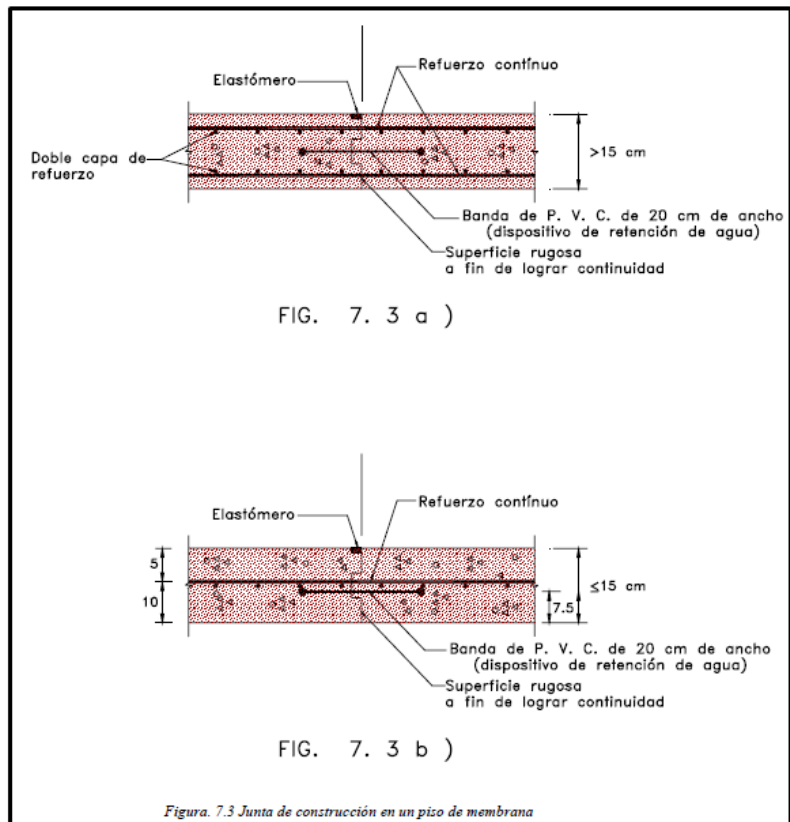


Figura 19. Juntas de construcción para un piso tipo membrana Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México.

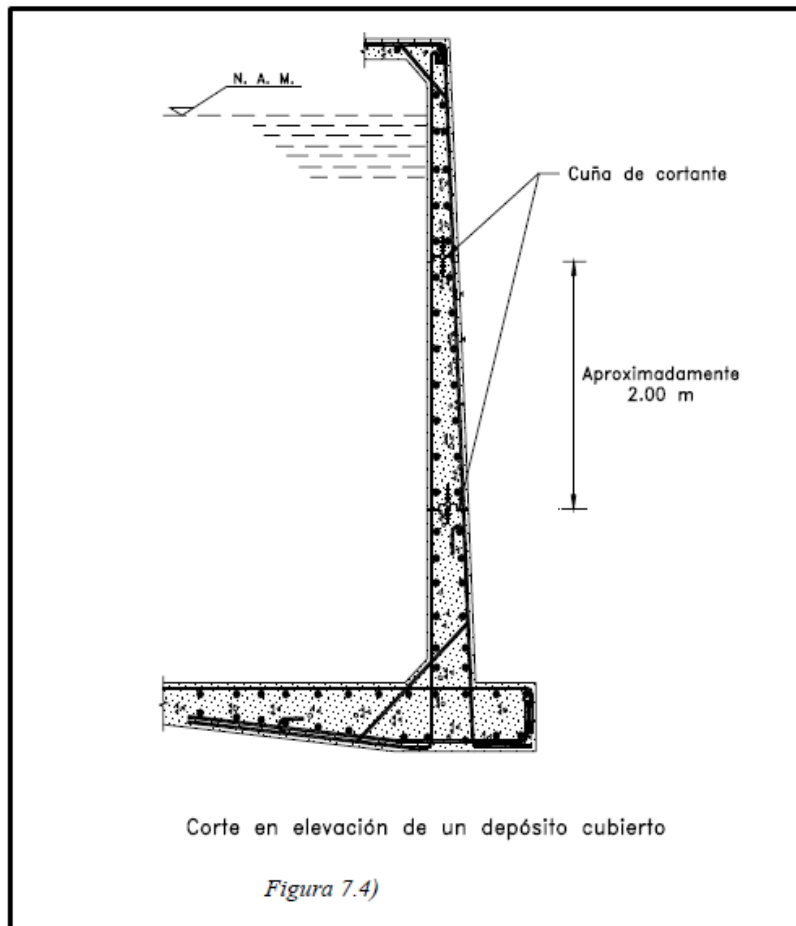


Figura 20. Detalle corte en elevación en el cual se observa cuña. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México.

6.2.2 Juntas para compensar movimientos. Para que la junta sea considerada como juntas de movimientos se deben definir los tipos de juntas que se utilizaran para compensar los cambios volumétricos y de geometría causados por la retracción de fraguado, las variaciones de temperatura, el flujo plástico, el contenido de humedad y los asentamientos diferenciales. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

6.2.3 Juntas de expansión. Las juntas de expansión se emplean para permitir la expansión y contracción del concreto durante el periodo de curado y durante el tiempo de vida útil de la estructura para poder permitir cambios dimensionales, debidos a las cargas y a los asentamientos diferenciales de la estructura y cambios volumétricos debidos a los cambios de temperatura. Las juntas de expansión logran cumplir de igual forma la función de juntas de contracción y de construcción, en general las juntas de expansión deben localizarse cerca de los cambios abruptos de la geometría de la estructura, las juntas deben diseñarse de una forma en la que puedan ocurrir movimientos en ellas sin que se afecte su impermeabilidad; las juntas de expansión deben tener algún tipo de relleno preformado y compresible, una barrera de caucho, neopreno, plástico u otro material que cumpla la función de impedir el paso del líquido contenido. El relleno como la barrera deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que se presenten en la junta, el refuerzo debe terminar a 50 mm de cada lado de la junta de expansión. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

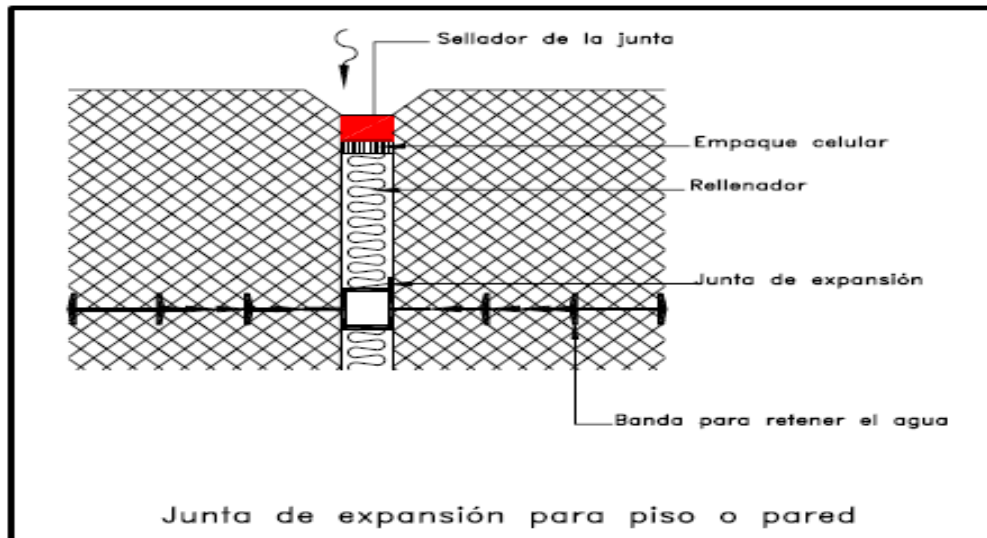


Figura 21. Detalle junta de expansión para piso o pared. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

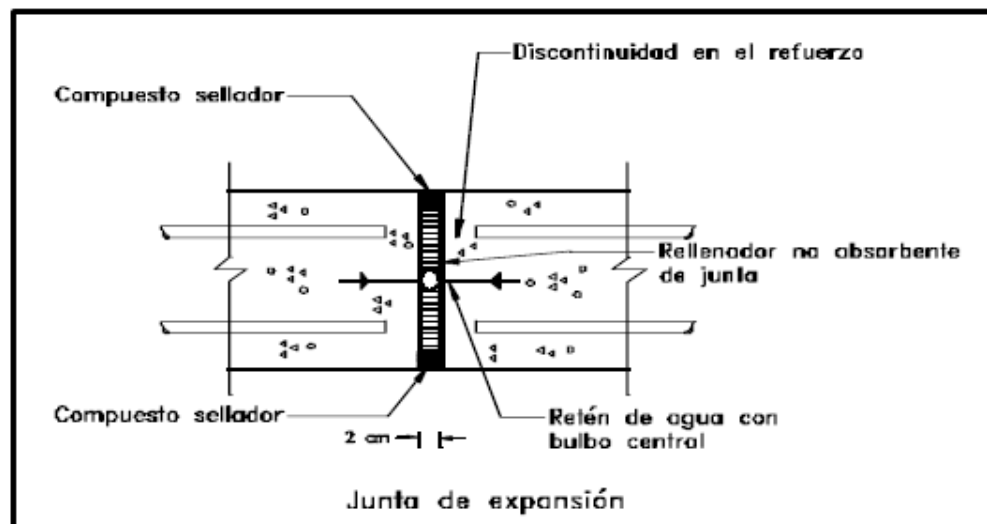


Figura 22. Detalle junta de expansión de movimiento potencial. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México.

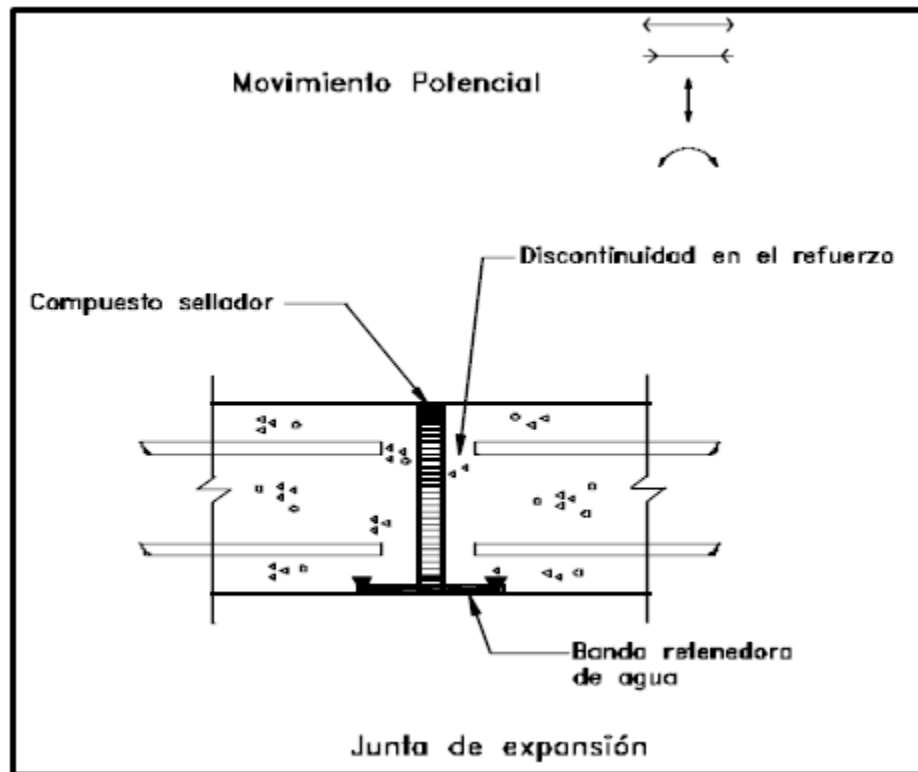


Figura 23. Detalle de expansión. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

6.2.4 Juntas de contracción. La función principal de las juntas de contracción, o de disipación de retracción, es la de reducir los esfuerzos producidos por la retracción y fraguado del concreto; se emplean 2 tipos de juntas de contracción que son las nombradas a continuación:

- Juntas de contracción de profundidad total
- Juntas de contracción de profundidad parcial

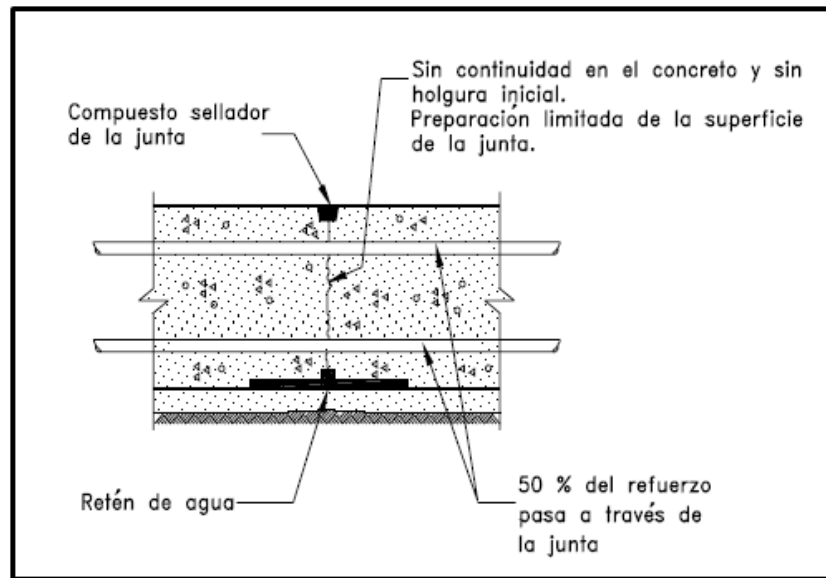


Figura 24. Detalle Junta parcial de contracción. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

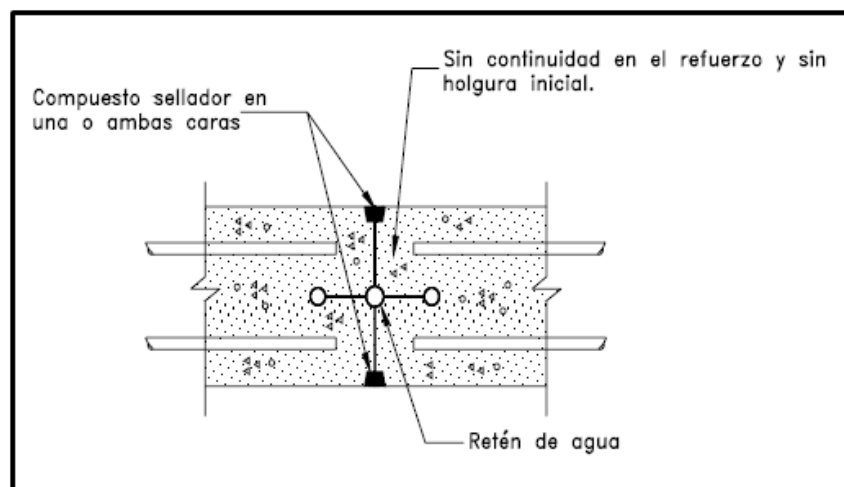


Figura 25. Detalle Junta completa de contracción. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

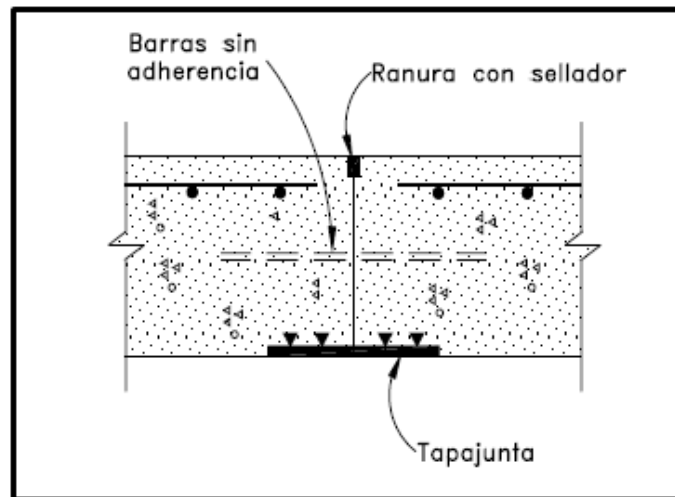


Figura 26. Detalle Junta de contracción. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

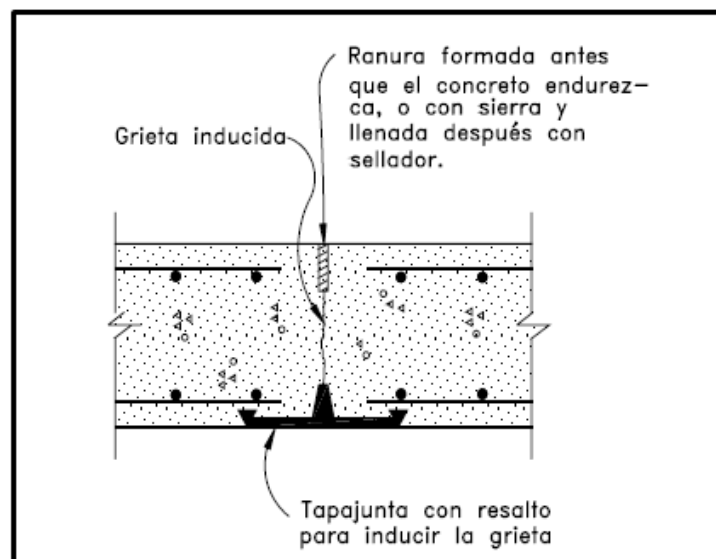


Figura 27. Detalle de Junta de contracción inducida. Adaptado de Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México. 2001.

6.3 Barreras contra el paso del agua

Las barreras pueden ser de caucho, de cloruro de polivinilo (PVC) y acero. Las de caucho se emplean en juntas donde se esperan mayores movimientos; para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de 9.5 mm y deben tener un ancho mínimo de 220 mm para las juntas de expansión y de 150 mm para otro tipo de juntas, el cual debe ser repartido mitad y mitad entre los 2 concretos al lado de la junta; cuando las barreras sean de acero deben ser de platina 6mm (1/4”) y tienen que estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 75mm y un dobléz central cuyo tamaño va a depender del movimiento esperado.(Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

6.4 Llave de cortante

Las llaves de cortante, cuando se utilicen, se deben diseñar y construir con mucha precaución con el fin de que no interfieran con las barreras contra el paso del agua.(Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

6.5 Rellenos

Los rellenos preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de segundo lado de la junta y de preservar el espacio disponible en el cual pueda ocurrir la expansión.

El elemento de relleno ideal debe ser capaz de resistir compresiones hasta la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la

junta se contraen; en general para los rellenos se utiliza corcho, neopreno, caucho y poliuretano (icopor o plástico espumoso), en ningún caso podrá emplearse la madera como relleno. (Martínez Galindo & Sánchez Arregui, 2004)

7. Ejemplo de diseño de un tanque rectangular subterráneo

Se desarrolló una hoja de cálculo, por medio de la cual se determinó la calidad de materiales requeridos, el análisis de cargas y el diseño de los elementos. También se elaboró un modelo en el software SAP 2000 al cual se le asignaron las cargas anteriormente mencionadas. Con este modelo, se establecieron tanto los momentos, como los cortantes de diseño. A continuación, se presenta un resumen de los parámetros obtenidos tanto en la hoja de cálculo como en el modelo de SAP 2000.

7.1 Materiales

Teniendo en cuenta los requisitos de durabilidad, se realizó la selección de los materiales a utilizar en el diseño, como se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 14. *Tipo de acero y tamaño de agregado usado en el diseño*

Acero de refuerzo, f_y	420,00 MPa
Tamaño máximo del agregado grueso	25,00 mm

Tabla 15. *Características del concreto utilizado en el diseño*

Contenido mínimo de material cementante	330,0 kg/m ³
Relación máxima agua / material cementante	0,45
Concreto, f' _c	28,00 MPa
Cemento tipo	Sin restricción
$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$	24870,06 MPa

7.2 Análisis de cargas

Para el análisis de carga se debe establecer las características de la geometría del tanque que se va a diseñar (ver Tabla 16 y Figura 31), además se deben establecer los parámetros del suelo de apoyo para la estructura (ver Tabla 17).

Tabla 16. *Características geométricas del tanque- Análisis en dirección X*

HL (Prof. Liquido)	2,00 m
HW (Altura Muro)	2,8 m
Hr (Altur relleno)	3,40 m
L (Longitud)	6,80 m
B (Ancho)	5,80 m
γ_c	24,0 kN/m ²
tw(Esp.Muro)	0,30 m

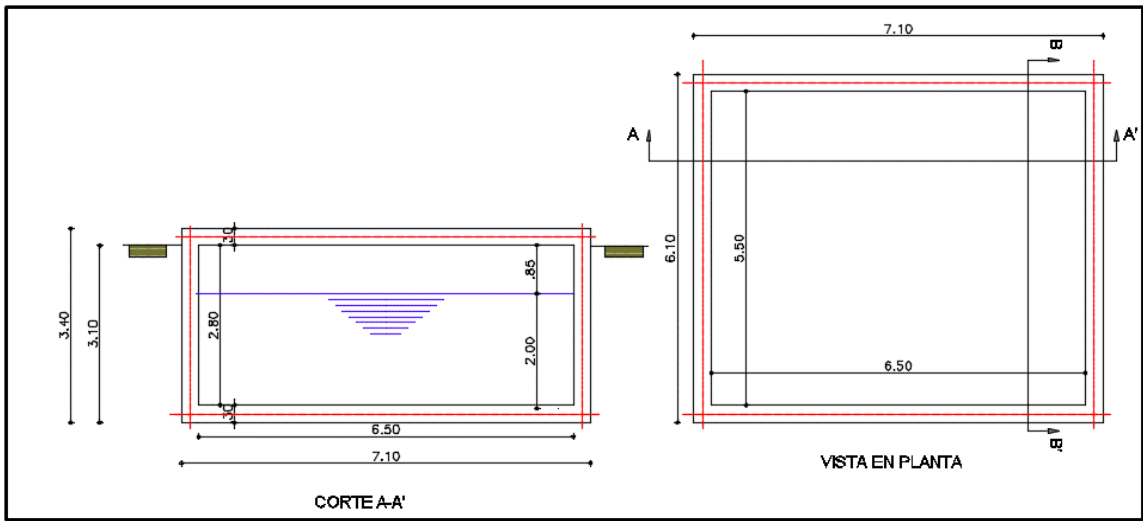


Figura 28. Ilustración de las características geométricas del tanque - Análisis en dirección X

Tabla 17. Características del suelo de apoyo para diseño – Zona de amenaza sísmica alta

Tipo de suelo	D
Aa	0,25
Av	0,25
Fa	1,32
Fv	1,9
Kh	0,125
Kv	0,25
Peso específico, γ	20,00 kN/m3
Coefficiente de presión lateral de tierras $K_0=1-\text{sen}\phi$	0,50
Ángulo de fricción del suelo, ϕ	30 °
β	0 °
δ	15 °
θ	0 °
ψ	9,46 °

7.2.2 Cargas estáticas

7.2.2.1 Cargas gravitacionales: La carga muerta se toma solo el peso propio de la estructura y este será calculado por el software SAP2000, la carga viva se toma de forma conservadora de 5,0 kN/m² suponiendo que eventualmente sobre la estructura se realizará algún tipo de reunión según la Tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10. El cálculo de la carga debida al líquido almacenado se calcula multiplicando el peso específico del líquido por la altura del mismo, como se observa a continuación:

$$\text{Carga Líquido} = 9,81 * 2,0 = 19,6 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 18. *Cargas estáticas gravitacionales*

Carga Muerta, D	4,6 kN/m ²
Carga Viva, L	5,0 kN/m ²
Carga Líquido	19,6 kN/m ²

7.2.2.2 Cargas estáticas laterales: Se calcula el coeficiente de presión activo de tierras y la presión activa, mediante las ecuaciones 28 y 26 del documento respectivamente.

$$K_a = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2(0) * \cos(15 + 0) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) * \sin(30 - 0)}{\cos(15 + 0) * \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,301$$

$$P_a = \frac{0,31 * 20 * 2.8^2 * 5.8}{2} = 137,06 \text{ kN}$$

Tabla 19. *Cargas estáticas laterales - Empuje estático de tierra*

Ka	0,301
Pa	137.06 kN

7.2.2 Cargas dinámicas. Se presenta el paso a paso para calcular las cargas dinámicas que actúan sobre la estructura, estas cargas son obtenidas siguiendo el documento ACI350.3-06.

7.2.2.1 Análisis en la dirección X: Teniendo en cuenta la geometría de la estructura definida en el numeral 6.2 de este documento se procede a realizar el cálculo de las cargas dinámicas en la dirección X.

Se calculan los valores S_{DS} y S_{D1} , para obtener estos parámetros se determinan los parámetros S_S y S_1 , los cuales se encuentran en función de la localización de la estructura, según los establece el documento AIS 180-13.

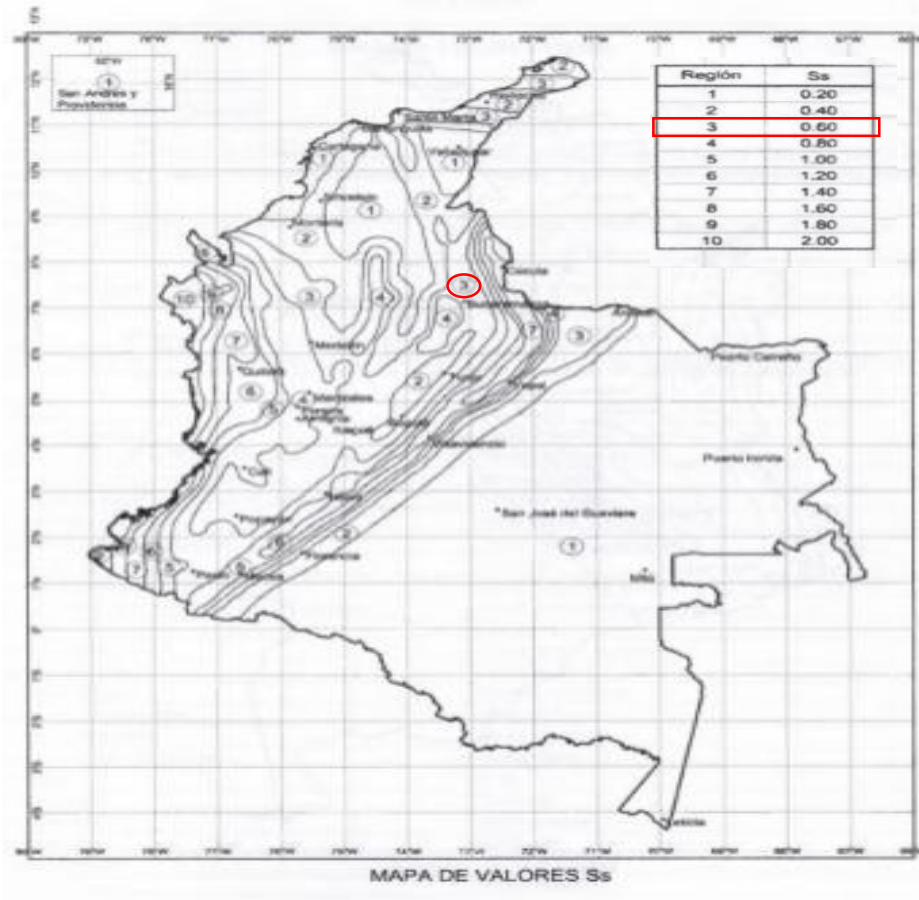


Figura 29. Mapa de valores de el parámetro Ss. Adaptado de: AIS 180-13

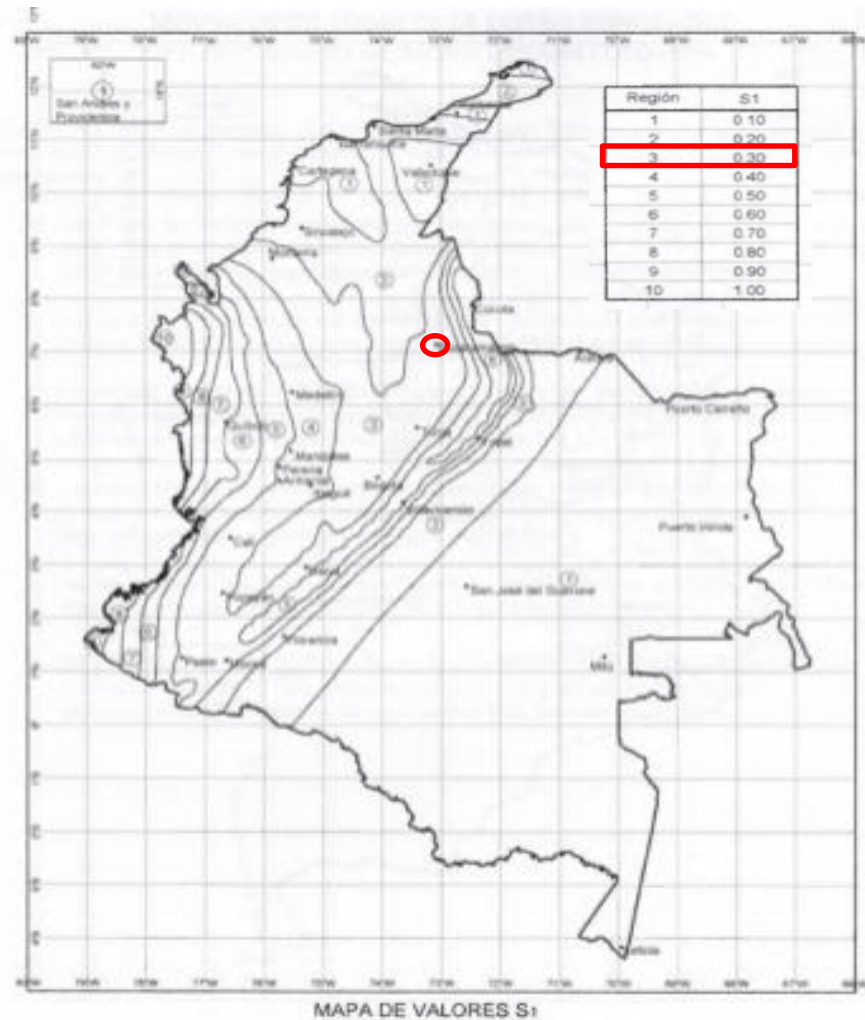


Figura 30. Mapa de valores de S₁. Adaptado de: AIS 180-13

Teniendo en cuenta que la ubicación del proyecto del tanque de almacenamiento de agua es la ciudad de Bucaramanga se tienen los siguientes valores para S₁ y S_s.

$$S_1 = 0,3$$

$$S_s = 0,6$$

Se procede a calcular los coeficientes de sitio F_a y F_v siguiendo las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 del documento ASCE 7-10.

Tabla 11.4-1 de ASCE 7-10
Coeficiente de sitio F_a

Tipo de Perfil	Valor obtenido de los mapas para el Máximo Sismo Considerado (MCE_R) para el parámetro espectral de aceleraciones de periodo corto				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Véase la Sección 11.4.7 de ASCE 7-10				

Nota: se permite interpolar linealmente para valores intermedios de S_S

Figura 31. Tabla 11.4-1 de ASCE7-10 para el cálculo del coeficiente de sitio F_a . Adaptado de: ASCE 7-10

Tabla 11.4-2 de ASCE 7-10
Coeficiente de sitio F_v

Tipo de Perfil	Valor obtenido de los mapas para el Máximo Sismo Considerado (MCE_R) para el parámetro espectral de aceleraciones de un segundo				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Véase la Sección 11.4.7 de ASCE 7-10				

Nota: se permite interpolar linealmente para valores intermedios de S_1

Figura 32. Tabla 11.4-2 de ASCE 7-10 para el cálculo del coeficiente de sitio F_v . Adaptado de: ASCE 7-10

Teniendo en cuenta que los parámetros del suelo de apoyo definidos en la Tabla 17 de este documento establece un suelo tipo D, se tiene entonces:

$$F_a = 1,32$$

$$F_v = 1,80$$

Ahora se calculan los valores de S_{DS} y S_{D1} mediante las Ecuaciones 11.4-3 y 11.4-4 de ASCE 7-10 respectivamente.

$$S_{DS} = 2.5A_aF_a$$

$$S_{DS} = 2.5 * 0.25 * 1.32 = 0,825$$

$$S_{D1} = 1.2A_vF_v$$

$$S_{D1} = 1.2 * 0.25 * 1.80 = 0,54$$

Se establece el factor de importancia de la estructura a diseñar como lo establece la Tabla 12 de este documento la cual está basada en la Tabla 4.1.1 (a) del documento ACI350.3-06, para la categoría II se tiene un factor de importancia de 1.25.

Se determinan los factores de modificación de respuesta R_i y R_c según lo establece la Tabla 13 de este documento la cual está basada en la Tabla 4.1.1 (b) del documento ACI350.3-06. De la cual se tiene, para una estructura de base fija los siguientes factores de modificación de respuesta:

$$R_i = 3.0$$

$$R_c = 1.0$$

Se realiza el cálculo de muros $W'w$, de la losa inferior Wr , de la losa superior Wr y del líquido WL:

$$W'_w = H_w * B * T_w * \gamma_c$$

$$W'_w = 2.8 * 5.8 * 0.30 * 24 = 116.928 \text{ kN}$$

$$W_L = \gamma_L * H_L * L * B$$

$$W_L = 9.81 * 2.0 * 6.8 * 5.8 = 773.8128 \text{ kN}$$

Donde γ_L es el peso específico del líquido contenido.

$$W_r = L * B * T_w * \gamma_c$$

$$W_r = 6.8 * 5.8 * 0.30 * 24 = 283.968 \text{ kN}$$

Se realiza el cálculo del coeficiente de masa efectiva ε usando la Ecuación No 51 de este documento:

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

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{6.8}{2.0} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{6.8}{2.0} \right) + 1.021 \right] = 0.5468$$

Mediante las Ecuaciones 30 y 31 del presente documento se realiza el cálculo del peso efectivo de la componente impulsiva W_i , así como del peso efectivo de la componente convectiva W_c del líquido almacenado.

$$\frac{W_i}{773.8128} = \frac{\tanh \left[0.866 * \left(\frac{6.8}{2.0} \right) \right]}{0.866 * \left(\frac{6.8}{2.0} \right)}$$

$$W_i = 261.6418 \text{ kN}$$

$$\frac{W_c}{773.8128} = 0.264 * \left(\frac{6.8}{2.0} \right) \tanh \left[3.16 * \left(\frac{6.8}{2.0} \right) \right]$$

$$W_c = 507.2612 \text{ kN}$$

Se realiza el cálculo de los centros de gravedad para la aplicación de las fuerzas P_c y P_i .

Altura de centros de gravedad (EBP)

Para tanques con $\frac{L}{H_L} < 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right)$$

Para tanques con $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Para todos los tanques:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh * \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

Se tiene entonces:

Tabla 20. Alturas de centro de gravedad (EBP)

L/HL	3,4
hi	0,75 m
hc	1,07 m

Ahora se realiza el cálculo de los centros de gravedad (IBP)

Para tanques con $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$h'_i = 0.45$$

Para tanques con $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

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

Para todos los tanques:

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh * \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[3.16 * \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

$$hr = Hw - \frac{T_w}{2}$$

Tabla 21. *Altura de centros de gravedad (IBP)*

hi'	2.71 m
hc'	3.1 m
hr	6.25 m

Ahora se procederá a calcular la frecuencia combinada (ω_i) que incluye la masa de los muros del tanque y la parte impulsiva del líquido almacenado.

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Donde:

m = masa del muro más la masa impulsiva del líquido, relacionada con éste

$$(m = m_w + m_i)$$

Para este ejemplo en el cual los muros poseen un espesor uniforme, m_w se calcula con la siguiente ecuación:

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} \left(\frac{\gamma_c}{g} \right) (S.I.)$$

En el caso de muros con espesor variable, es necesario llevar a cabo un análisis especial que involucre m_w , m_i y h .

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L} \right) \left(\frac{L}{2} \right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g} \right) (S.I.)$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$$

La rigidez k se calcula de acuerdo a las condiciones de frontera que presente el muro en particular. Para el caso de muro en voladizo (empotrado en la base y sin tapa) se utiliza la siguiente ecuación:

$$k = 4 * E_c \left(\frac{t_w}{h} \right)^3$$

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

Donde:

$$\lambda = \sqrt{3.16 * g * \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

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

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Tabla 22. Resumen del cálculo de los parámetros dinámicos

mw	2,055 kN-s ² /m
hw	1,40 m
mi	2,297 kN-s ² /m
hi	0,75 m
h	1,06 m
k	2274,8 kN/m ²
m	4,35 kN-s ² /m
ωi	22,86 Rad/s
λ	4,76
ωc	1,82 Rad/s
Ti	0,275 s
Tc	3,443 s

Se procede a calcular los coeficientes de respuesta sísmica C_i , C_c y C_t :

$$T_s = \frac{S_{1.0}}{S_{DS}} = \frac{1.2A_v F_v}{2.5A_a F_a} = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$$

El coeficiente C_i se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } T_i \leq T_s$$

$$C_i = S_{DS}$$

$$\text{Para } T_i > T_s$$

$$C_i = \frac{S_{1.0}}{T_i} \leq S_{DS}$$

Respectivamente el coeficiente C_c , corresponde a:

$$\text{Para } T_c \leq \frac{1.60}{T_s}$$

$$C_c = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2}$$

El coeficiente C_t , para tanques rectangulares, es igual a:

$$C_t = 0.40S_{DS}$$

Tabla 23. Resumen del cálculo de los coeficientes de respuesta sísmica

SDS	0,825
S1.0	0,57
Ts	0,691 s
Ci	0,8250
Cc	0,1670
Ct	0,33

La distribución de fuerzas sísmicas en los muros se realiza como lo muestran las Figuras 10 y 11 del presente documento.

7.2.2.2 Cálculo del borde libre: Se calculará el borde libre que se le debe dejar a la estructura de almacenamiento para que en el caso de un sismo el oleaje no sobre pase el nivel del muro:

$$d_{max} = \frac{IC_c L}{2}$$

Tabla 24. Cálculo del borde libre

dmax	0,73 m
Dlibre	0,8 m

Cálculo de las cargas dinámicas actuantes en la estructura

Para calcular el cortante en la base y el momento de volcamiento lo primero que debemos hacer es calcular las cargas dinámicas que afectan a la estructura, las cuales son $P'w$, Pr , Pi , Pc :

$$P'_w = C_i * I * \left[\frac{\varepsilon * W_w}{R_i} \right]$$

$$P_r = C_i * I * \left[\frac{W_r}{R_i} \right]$$

$$P_i = C_i * I * \left[\frac{W_i}{R_i} \right]$$

$$P_c = C_c * I * \left[\frac{W_c}{R_c} \right]$$

Tabla 25. *Resumen del cálculo de las presiones dinámicas sobre la estructura*

Carga	Puntual [kN]
Comp. Impulsiva (Pi)	89,84
Comp. convectiva(Pc)	105,88
Fuerza inercial por muros(Pw')	21,98
Fuerza por tapa de la estructura (Pr)	97,61

Se realiza el cálculo del empuje dinámico de tierra producido por el sismo (Peg), el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - k_v) K_{ae} * B$$

En donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \Psi)}{\cos(\Psi) * \cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta + \Psi) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\Psi + \delta + \theta) * \cos(\beta - \theta)}}\right)^2}$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

k_v = componente vertical de la aceleración del sismo en relación con la gravedad

k_h = componente horizontal de la aceleración del sismo en relación con la gravedad

$$P_{ae} = P_A + P_{eg}$$

$$P_A = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * B * K_A$$

En donde:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\beta - \theta)}}\right)^2}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\delta = 15^\circ$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$K_a = 0.3014$$

$$P_a = 137,06 \text{ kN}$$

Para el cálculo del K_{ae} tenemos los siguientes valores:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \Psi)}{\cos(\Psi) * \cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta + \Psi) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\Psi + \delta + \theta) * \cos(\beta - \theta)}}\right)^2}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\delta = 15^\circ$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$\Psi = 9,4623^\circ$$

$$K_{ae} = 0.4216$$

Tabla 26. Resumen del cálculo de la presión dinámica del suelo.

K_{ae}	0,422
P_{ae}	212,01 kN
P_{eg}	9,91 kN
H_{eg}	2,04 [m]

Dónde:

H_{eg}: Altura de la resultante de la fuerza dinámica del suelo respecto del nivel inferior del tanque.

$$Heg = 0,6 * Hw$$

Y por último se calculará la presión hidrodinámica P_{vy} :

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

Donde:

$$\ddot{u}_v = C_t I \left(\frac{b}{R_i} \right) \geq 0.20 S_{DS}$$

Tabla 27. *Resumen del cálculo de la presión hidrodinámica P_{vy}*

$\ddot{u}_v$	0,165
p_{vy}	3,24 kN/m ²
P_{vy}	113,8 kN

Cálculo del cortante basal, del momento flexionante y del momento de volcamiento.

Cortante basal:

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

$$V = 244.84 \text{ kN}$$

Momento flexionante:

$$M_w = P_w * h_w$$

$$M_r = P_r * h_r$$

$$M_i = P_i * h_i$$

$$M_c = P_c * h_c$$

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

Tabla 28. Resumen del cálculo de momento flexionante (EBP)

M_w	30,77 kN-m
M_r	258,68 kN-m
M_i	67,38 kN-m
M_c	112,89 kN-m
M_v	75,86 kN-m
M_{eg}	20,22 kN-m
M_b	382,41 kN-m

Momento de volcamiento:

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

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

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

Tabla 29. Resumen del cálculo de momento de volcamiento (IBP)

M_w	30,77 kN-m
M_r	258,68 kN-m
M_i'	243,54 kN-m
M_c'	328,14 kN-m
M_v	75,86 kN-m
M_{eg}	20,22 kN-m
M_o	630,80 kN-m

Cargas dinámicas distribuidas linealmente en los muros perpendiculares al movimiento de la estructura.

Las cargas distribuidas a lo largo del muro serían las siguientes:

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

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

$$P'_{wy} = \left(\frac{C_i * I}{R_i} \right) * \varepsilon(\gamma_c * B * t_w)$$

Tabla 30. Resumen del cálculo de las cargas dinámicas distribuidas linealmente sobre el muro

P'wy	7,85 kN/m
Piy (y= 2m)	5,62 kN/m
Piy (y= 0m)	39,31 kN/m
Pcy (y= 2m)	31,73 kN/m
Pcy (y= 0m)	21,21 kN/m
Peg (y=0m)	3,54 kN/m

Cargas dinámicas distribuidas en el área de los muros perpendiculares al movimiento de la estructura.

Las cargas distribuidas en el área del muro son las siguientes:

$$p_{iy} = \frac{P_{iy}}{B}$$

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

$$p_{cy} = \frac{P_{cy}}{B}$$

$$p'_{wy} = \frac{P'_{wy}}{B}$$

Tabla 31. Resumen del cálculo de las cargas distribuidas en área sobre el muro

p'wy	1,4 kN/m ²
piy (y= 2)	1,0 kN/m ²
piy (y= 0)	6,8 kN/m ²
pcy (y= 2)	5,6 kN/m ²
pcy (y= 0)	3,6 kN/m ²
peg (y=0)	0,6 kN/m ²

Tabla 32. *Resumen cargas dinámicas puntualizadas para análisis en la dirección X*

Carga puntualizada	[kN]
Comp. Impulsiva (P_i)	89,84
Comp. convectiva(P_c)	105,88
Fuerza inercial por muros(P_w')	21,98
Fuerza por empuje dinámica de tierra (P_{eg})	9,91
Fuerza hidrodinámica por aceleración vertical (P_{vy})	113,80
Fuerza por tapa de la estructura (P_r)	97,61

7.2.2.3 *Análisis en la dirección Y*: El análisis en la dirección Y es idéntico a análisis en la dirección X, únicamente cambian los valores de B y L, los cuales se truncan para esta dirección de análisis, teniendo ahora:

$$B = 6.8 \text{ m}$$

$$L = 5.8 \text{ m}$$

Tabla 33. *Resumen cargas dinámicas puntualizadas para análisis en la dirección Y*

Carga puntualizada	[kN]
Comp. Impulsiva (P_i)	104,53
Comp. convectiva(P_c)	126,02
Fuerza inercial por muros(P_w')	28,02
Fuerza por empuje dinámica de tierra (P_{eg})	11,62
Fuerza hidrodinámica por aceleración vertical (P_{vy})	133,42
Fuerza por tapa de la estructura (P_r)	97,61

7.3 Modelo

Se realiza el análisis estructural mediante un modelo en el software SAP 2000, en el cual se suministran las cargas anteriormente presentadas. Con el apoyo del software, se obtienen los momentos y cortantes de diseño. Para obtener estos momentos y cortantes, se generaron 18 *sections cuts* a cada muro, tres franjas de tres *sections cuts* para el refuerzo en cada dirección, estas franjas se ubicaron en el centro y los extremos del muro. En la Figura 36 se observa la vista en planta y 3D del modelo realizado para el análisis.

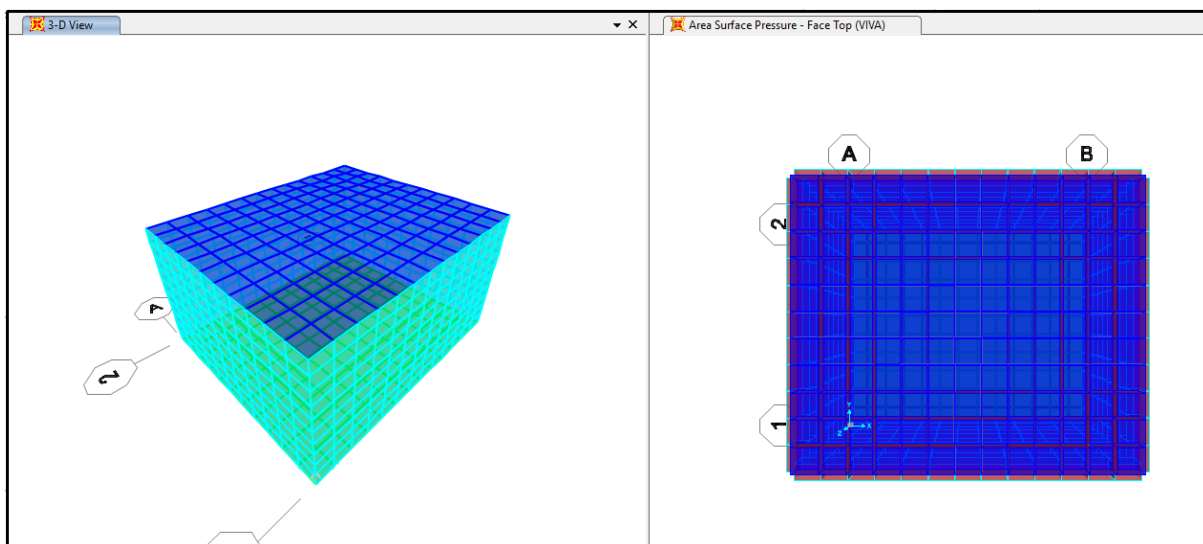


Figura 133. Vista general modelo en Software SAP 2000

7.3.1 Definición de materiales a utilizar. Se procede a definir en el software los materiales a utilizar en la estructura con sus respectivas características, ver Figuras 37 y 38.

The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following sections and values:

- General Data**
 - Material Name and Display Color: CONCRETO 28 MPA (with a pink color swatch)
 - Material Type: Concrete (dropdown menu)
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass**
 - Weight per Unit Volume: 2,400E-05
 - Mass per Unit Volume: 2,403E-09
- Units**
 - Units: N, mm, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data**
 - Modulus of Elasticity, E: 24870,062
 - Poisson, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06
 - Shear Modulus, G: 10362,526
- Other Properties for Concrete Materials**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 28,
 - Expected Concrete Compressive Strength: 28,
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty field)
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Figura 34. Definición del concreto en el software SAP2000

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ACERO DE REFUERZO

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7,697E-05

Mass per Unit Volume: 7,849E-09

Units

N, mm, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000

Poisson, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 76903,07

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 413,6855

Minimum Tensile Stress, Fu: 551,5806

Expected Yield Stress, Fye: 455,054

Expected Tensile Stress, Fue: 606,7387

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 35. Definición del acero en el software SAP2000

7.3.2 Definición de secciones. Se crean 3 secciones de area siguiendo la ubicación dentro del software SAP2000 Define-Section Properties – Area sectios. Las secciones definidas fueron, Losa inferior , Losa superior y Muros, ver Figuras 39 y 40.

Shell Section Data

Section Name: LOSA INFERIOR

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: [Green]

Type:

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness:

Membrane: 300,

Bending: 300,

Material:

Material Name: + CONCRETO 28 MPA

Material Angle: 0,

Time Dependent Properties:

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers:

Set Modifiers...

Temp Dependent Properties:

Thermal Properties...

OK Cancel

Figura 36. Definición losa inferior espesor igual a 30cm

Concrete Shell Section Design Parameters

Section Name: LOSA INFERIOR

Rebar Material:

Material: + ACERO DE REFUERZO

Rebar Layout Options:

- ☐ Default
- ☐ One Layer
- ☒ Two Layers

Cover to Centroid of Steel:

Top Bar - Direction 1: 75,

Top Bar - Direction 2: 40,

Bottom Bar - Direction 1: 75,

Bottom Bar - Direction 2: 75,

OK Cancel

Figura 37. Definición de losa inferior recubrimiento

Se debe hacer lo mismo para cada sección de área creada con sus respectivas características.

7.3.3 Definición de la grilla donde se modelará el tanque de almacenamiento ver Figuras 41 y 42.

Define Grid System Data

System NameGLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Spacing (mm)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	6800	Primary	Yes	End	
B	0	Primary	Yes	End	

AddDelete

Y Grid Data

Grid ID	Spacing (mm)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	5800	Primary	Yes	Start	
2	0	Primary	Yes	Start	

AddDelete

Z Grid Data

Grid ID	Spacing (mm)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z1	3100	Primary	Yes	End
Z2	0	Primary	Yes	End

AddDelete

Grid Lines

Quick Start...

A

B

2

1

Display Grids as

Ordinates

Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size1250,

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OKCancel

Figura 38. Definición de la grilla de trabajo

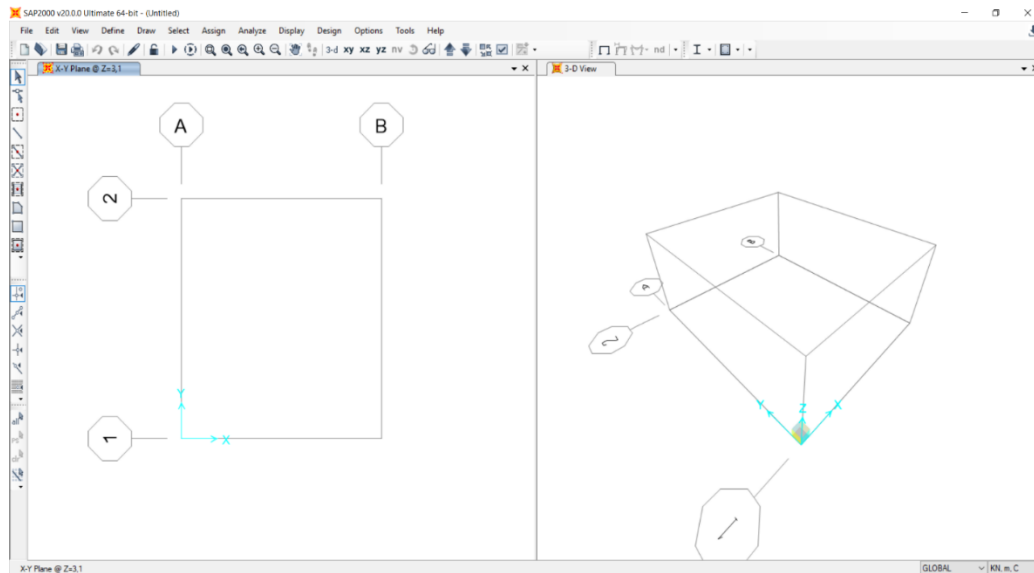


Figura 39. Vista en planta y 3D de la grilla anteriormente definida

7.3.4 Asignación de los elementos de área y se discretizacion de los mismos para que la aproximación de los cálculos sea más cercana a la realidad, ver Figuras 43, 44 y 45.

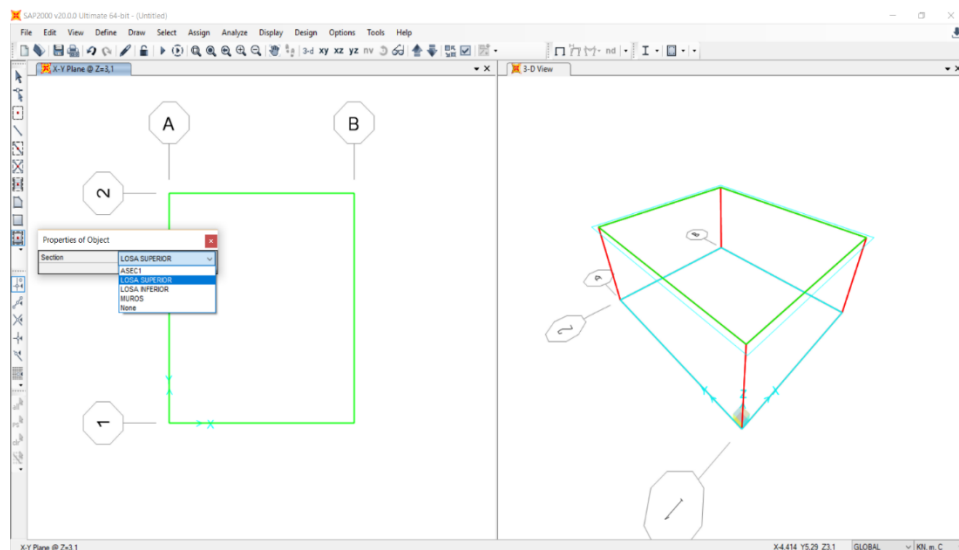


Figura 40. Asignación de las secciones de área

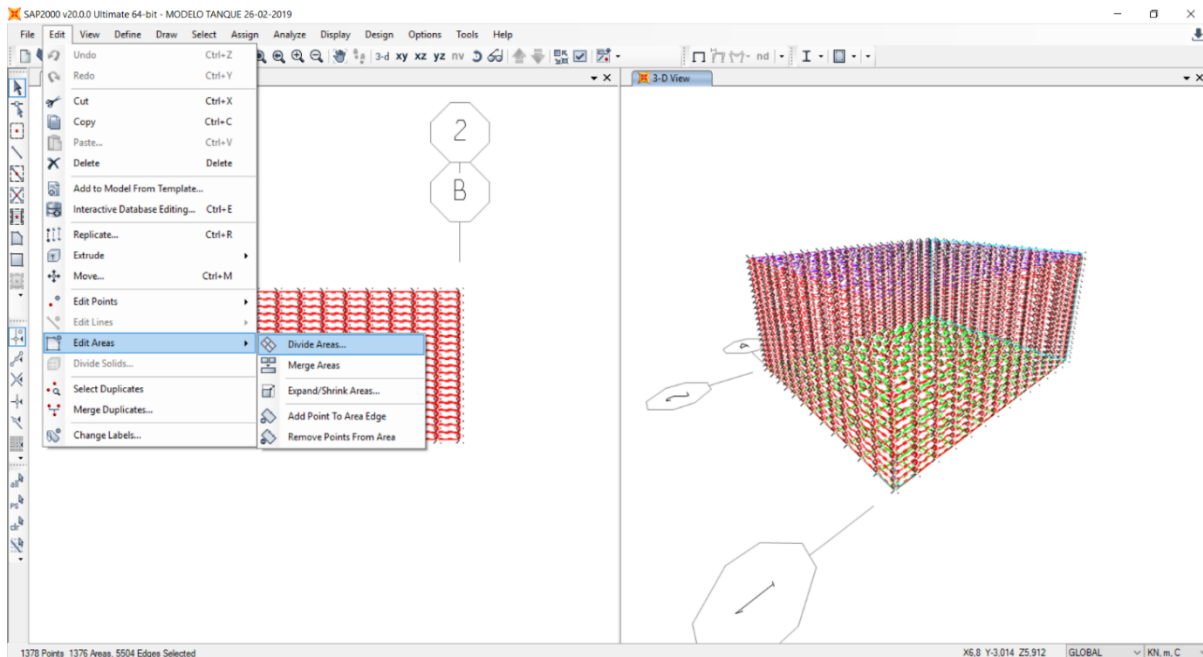


Figura 41. Discretización de los elementos de área

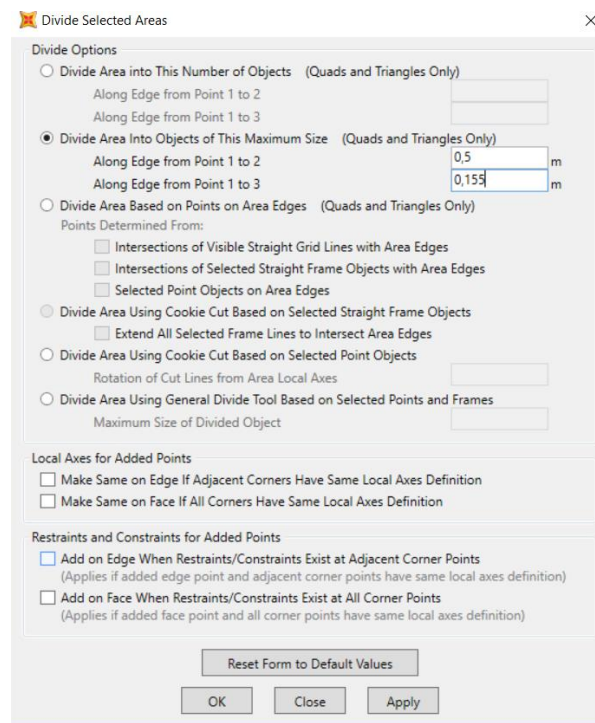


Figura 42. Discretización de los elementos de área

Al dividir el área se debe tener cuidado con la ubicación de las fuerzas que actuaran en el Shell, para el caso de estudio se dividió a lo largo del eje X y eje Y en 0,5 m y en altura 0,155 m debido a que el líquido actúa en un rango de 2 m.

7.3.5 Se crean los patrones de cargas que actuaran en la estructura, ver Figuras 46, 47 y 48.

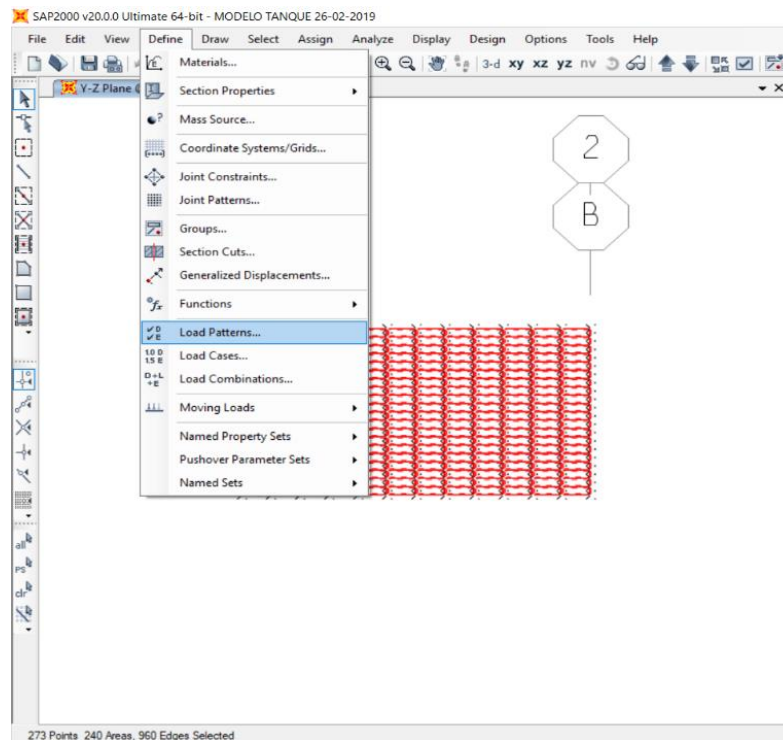


Figura 43. Definición de los patrones de carga a utilizar

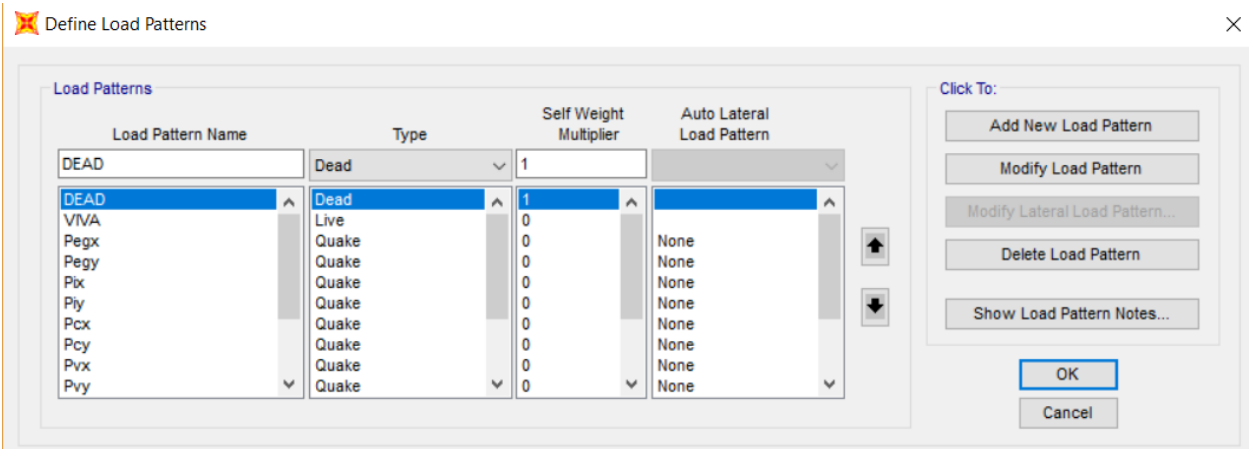


Figura 44. Patrones de carga definidos para el diseño

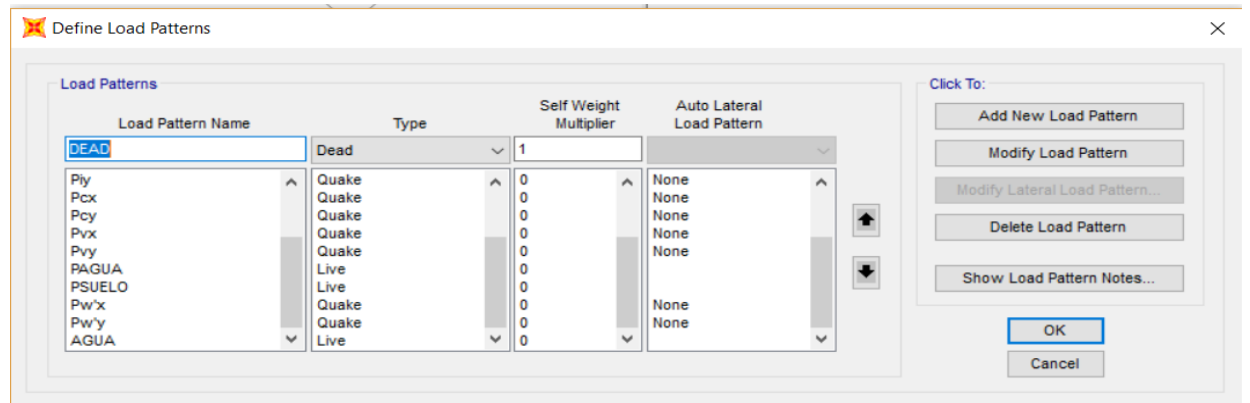


Figura 45. Patrones de carga definidos para el diseño

7.3.6 Definición de los joint patterns para cada patrón de carga, ver Figuras 49 y 50.

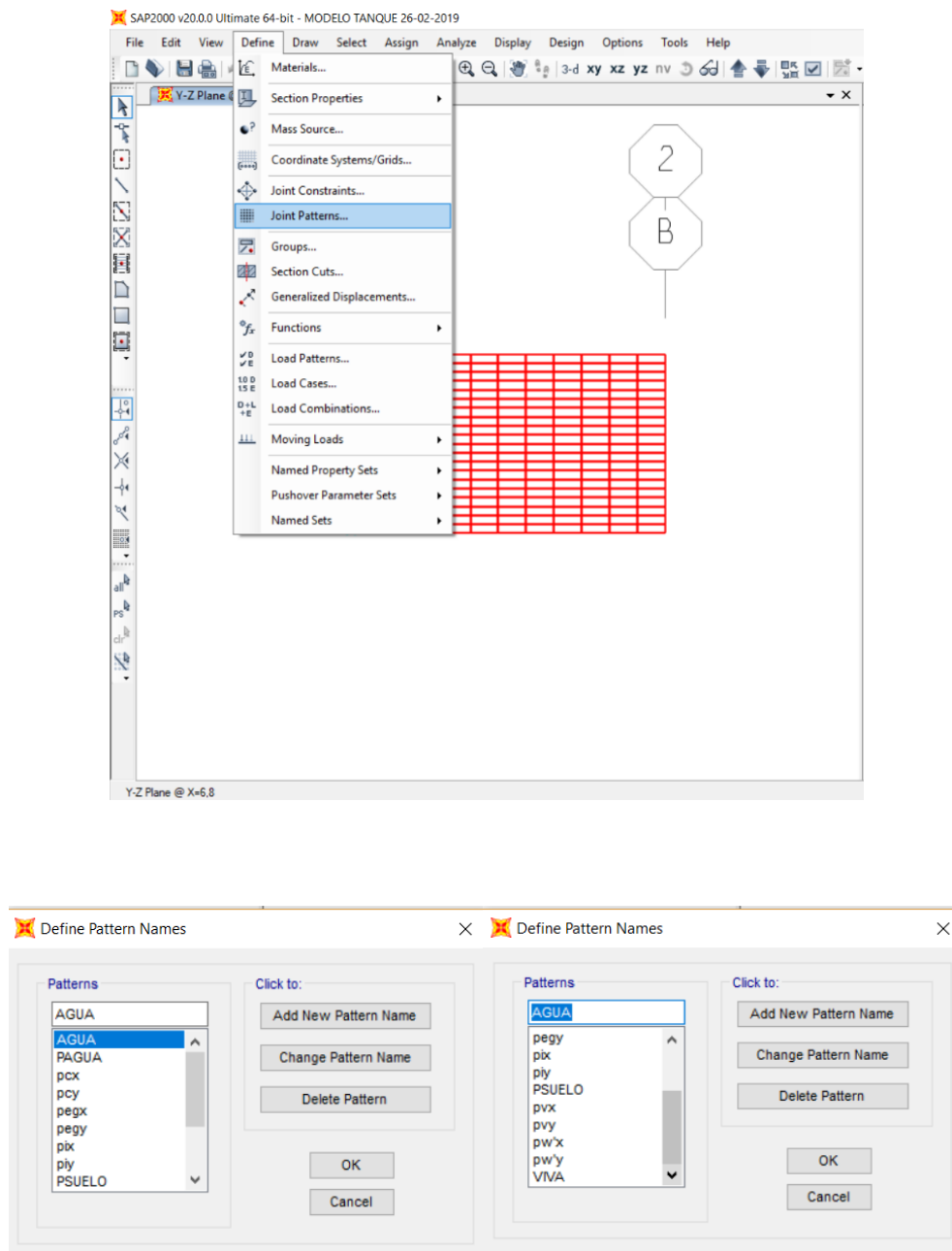


Figura 46. Definición de joints patterns

7.3.7 Asignación de los joint patterns a cada área que corresponda, como ejemplo a los muros se le añadirá la carga lateral estática correspondiente a la presión hidrostática del líquido almacenado, ver Figuras 50, 51, 52 y 53.

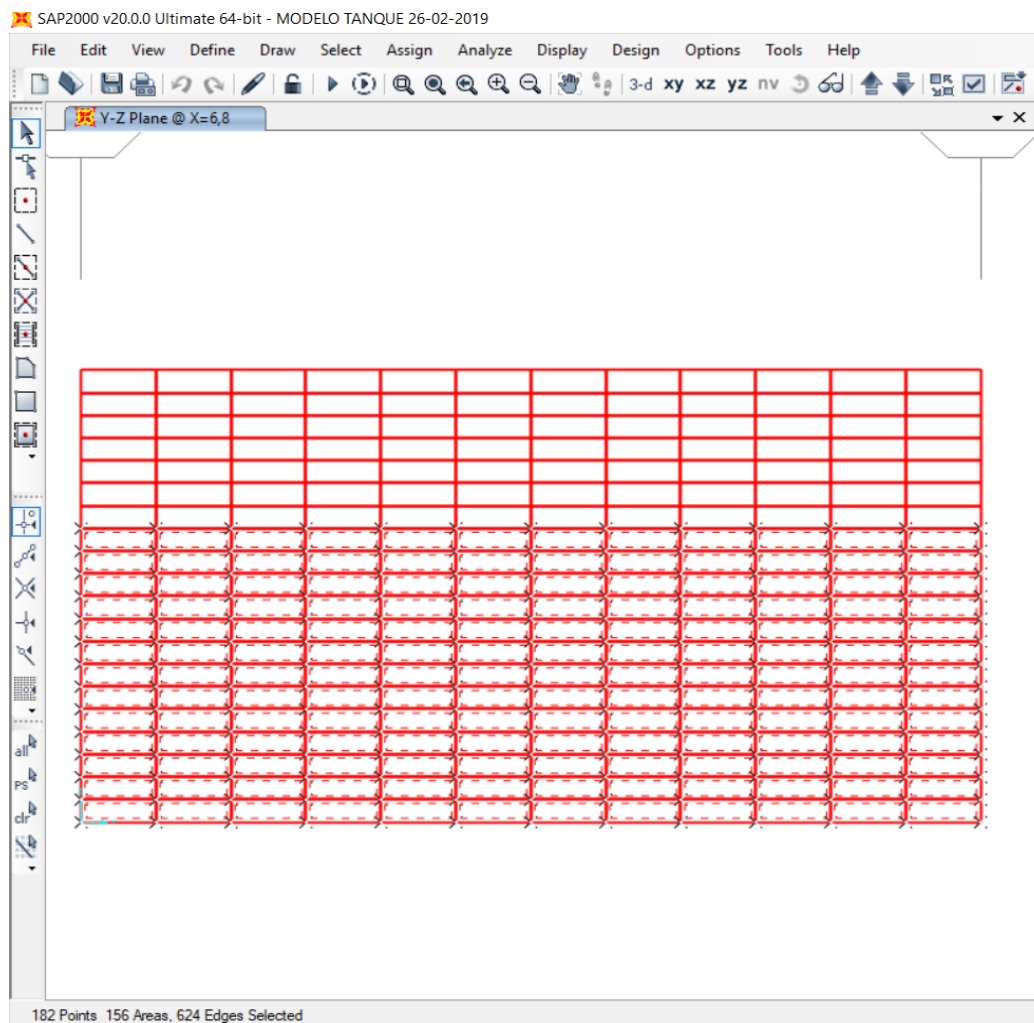


Figura 47. Asignación de joints patterns

Se selecciona la parte del muro donde actuara la carga lateral por presión hidrostática.

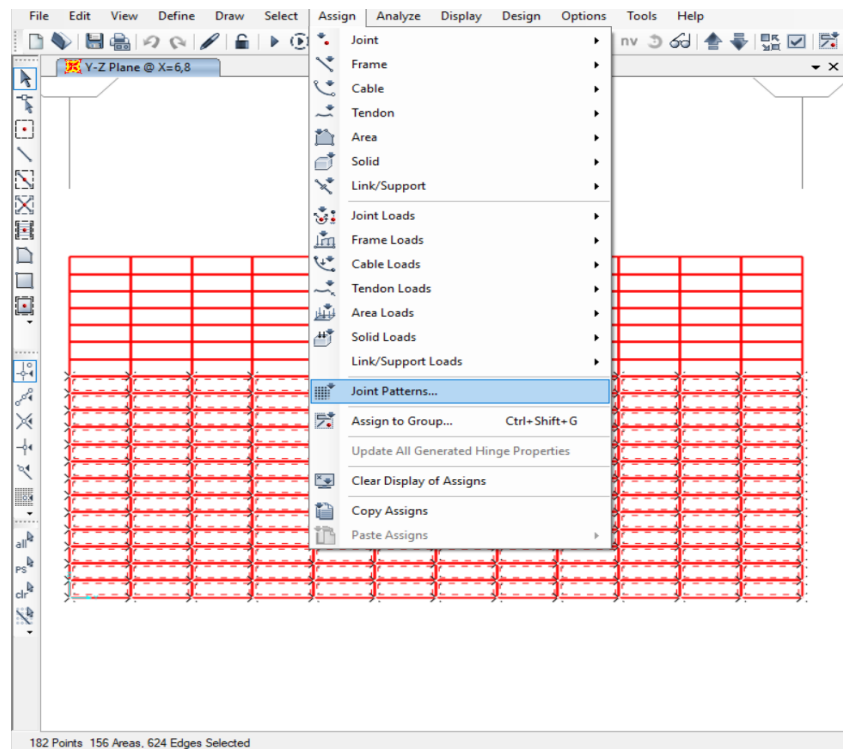


Figura 48. Asignación de los joints patterns sobre el muro perpendicular a la dirección de análisis

Una vez seleccionado la parte del muro donde actuaran las fuerzas se procede a asignar a este tramo del elemento los joint patters que corresponden, para cada carga se debe realizar el procedimiento nuevamente.

Figura 49. Asignación de joints patterns

Para obtener el valor de cada constante(A,B,C,D) lo que se debe tener en cuenta es la variación de la fuerza a lo largo del muro , como la fuerza en el caso de estudio en los muros corresponde a la presión hidrostática del líquido, se sabe que estas fuerzas son constantes a los largo del eje X y eje Y, por lo tanto las constantes A(Eje X) y B(Eje Y) son 0, pero debido a que en altura es variable la constante C tiene un valor que se debe ser hallado al igual que la constante D, por lo tanto el sistema de ecuaciones queda de la siguiente forma :

$$Pattern Value1 = A * x + B * y + C * z + D$$

$$Pattern Value2 = A * x + B * y + C * z + D$$

Como ejemplo se muestra el procedimiento de la fuerza hidrostática del líquido que para el caso de estudio y que para el modelamiento es PAGUA:

$$(Presion\ a\ la\ altura\ y = 2[m]) = 0 * x + 0 * y + C * 2 + D$$

$$(Presion\ a\ la\ altura\ y = 0[m]) = 0 * x + 0 * y + C * 0 + D$$

Queda de la siguiente forma el sistema de ecuaciones:

$$0 = C * 2 + D$$

$$19,62 \left[\frac{kN}{m^2} \right] = D$$

Por lo tanto, las constantes C y D son:

$$D = 19,62 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$C = -9,81 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

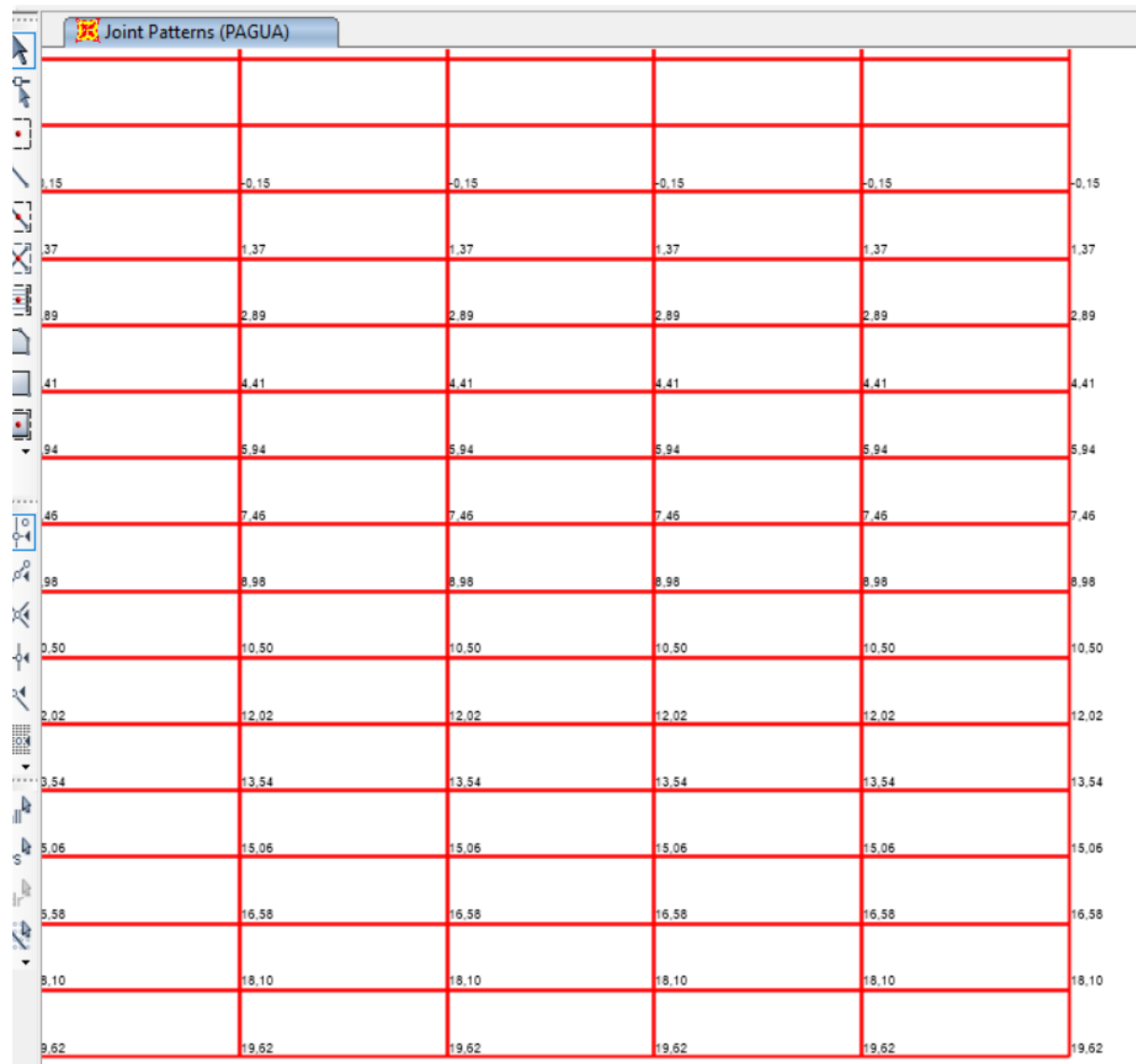


Figura 50. Se observan los joint patterns asignados

De esta forma el software muestra como quedaron los joint patterns asignados en el área donde actuara la carga.

7.3.8 Se asignan las cargas asociadas a los joint patterns correspondientes, ver Figuras 54, 55, 56, 57 y 58. Se selecciona nuevamente el área de los muros donde actuara la carga y se procede a asignar la carga:

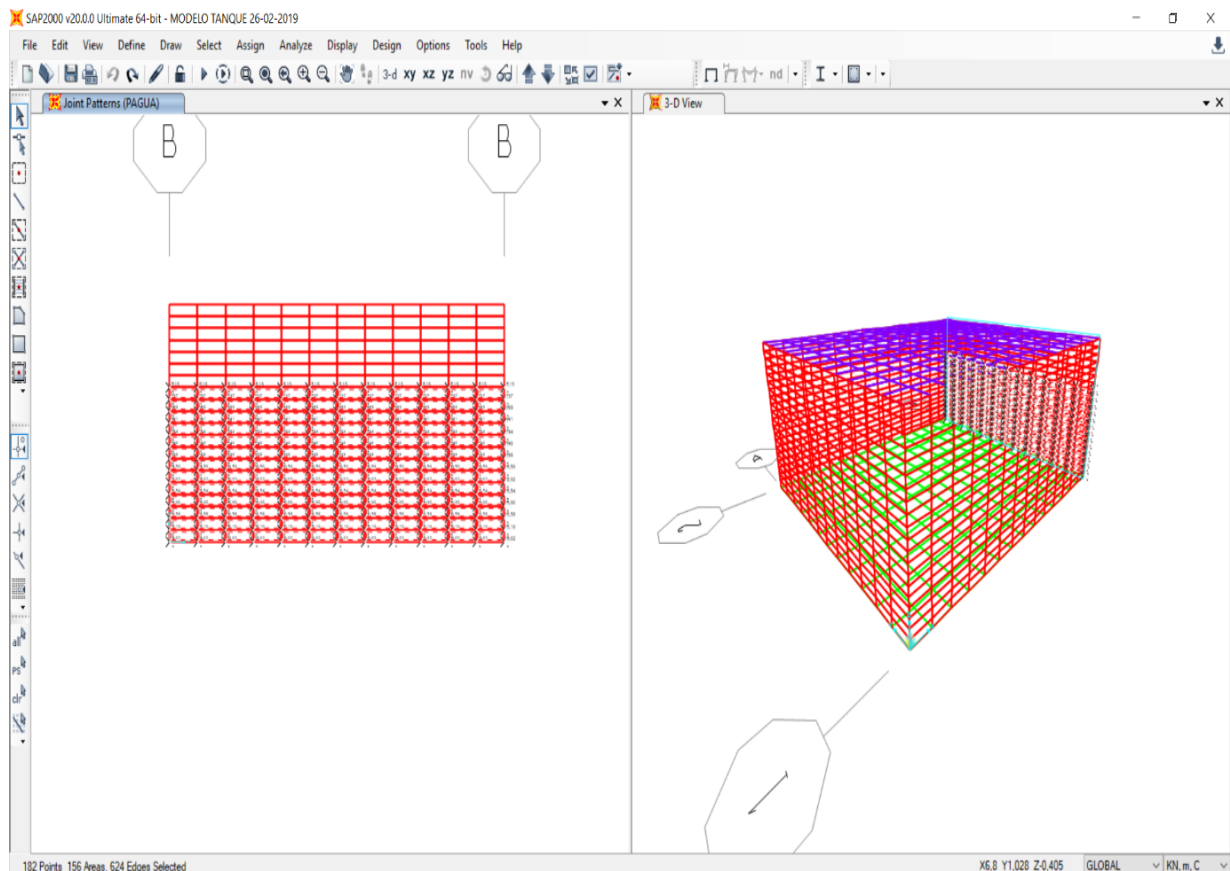


Figura 51. Asignación de cargas mediante los joint patterns

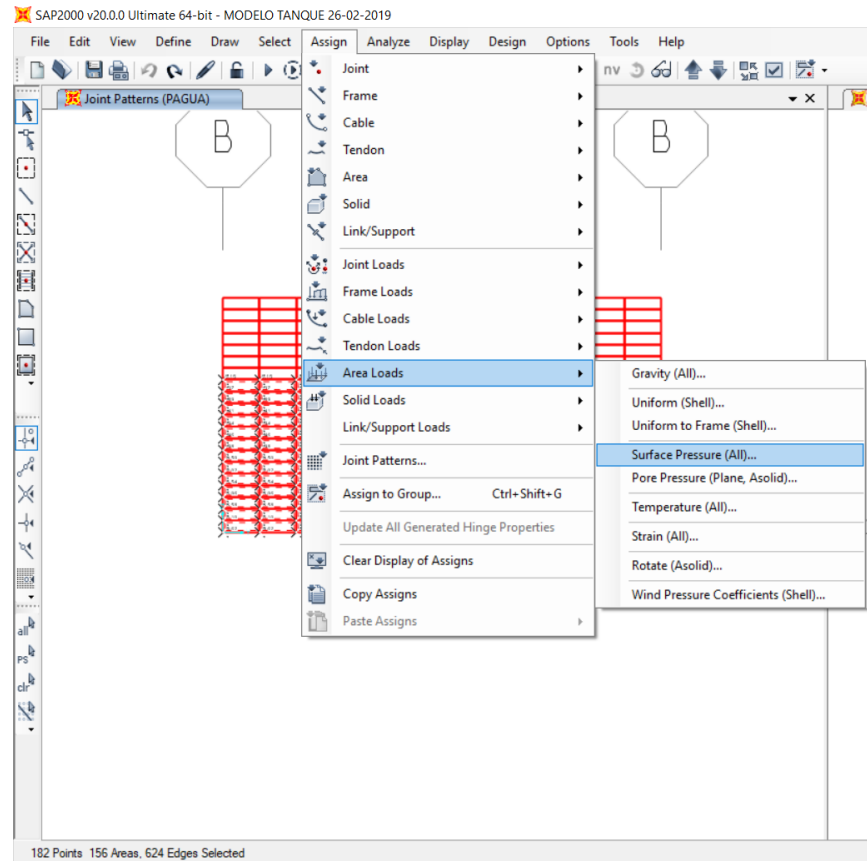


Figura 52. Asignación de cargas mediante los joint patterns

Assign Area Surface Pressure Loads

Load Pattern
Load Pattern: PAGUA

Loaded Face
☒ Top
☐ Bottom
☐ Edge
Edge Face Number:

Pressure
☐ By Element
Pressure:
☒ By Joint Pattern
Joint Pattern: PAGUA
Multiplier: 1 kN/m²

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values
OK Close Apply

Figura 53. Asignación de cargas mediante los joint patterns

Se debe tener en cuenta en donde va ubicada la fuerza si en la cara exterior (Top) o la cara interior (Bottom) y en el Multiplier siempre se digita la constante 1, debido a que en los joints patterns están incluyendo los valores de las presiones en altura.

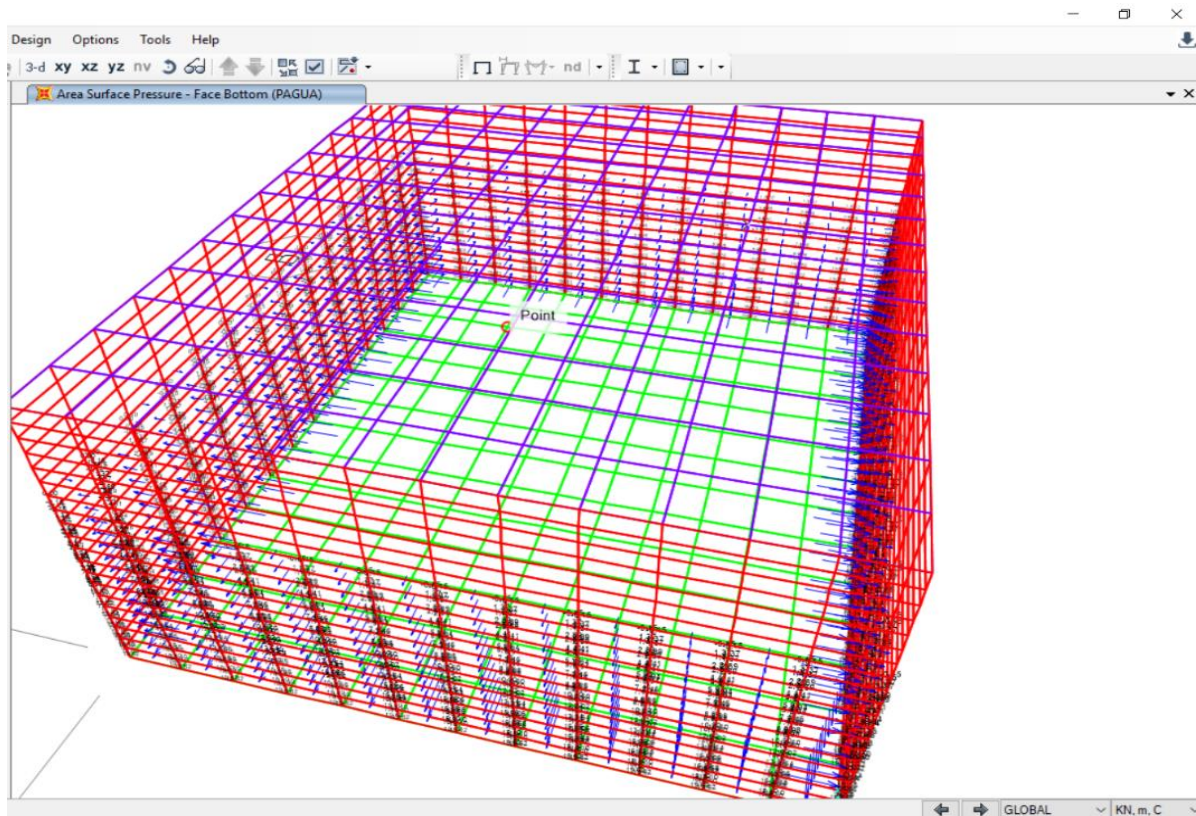


Figura 54. Aplicación de la carga mediante joint patterns

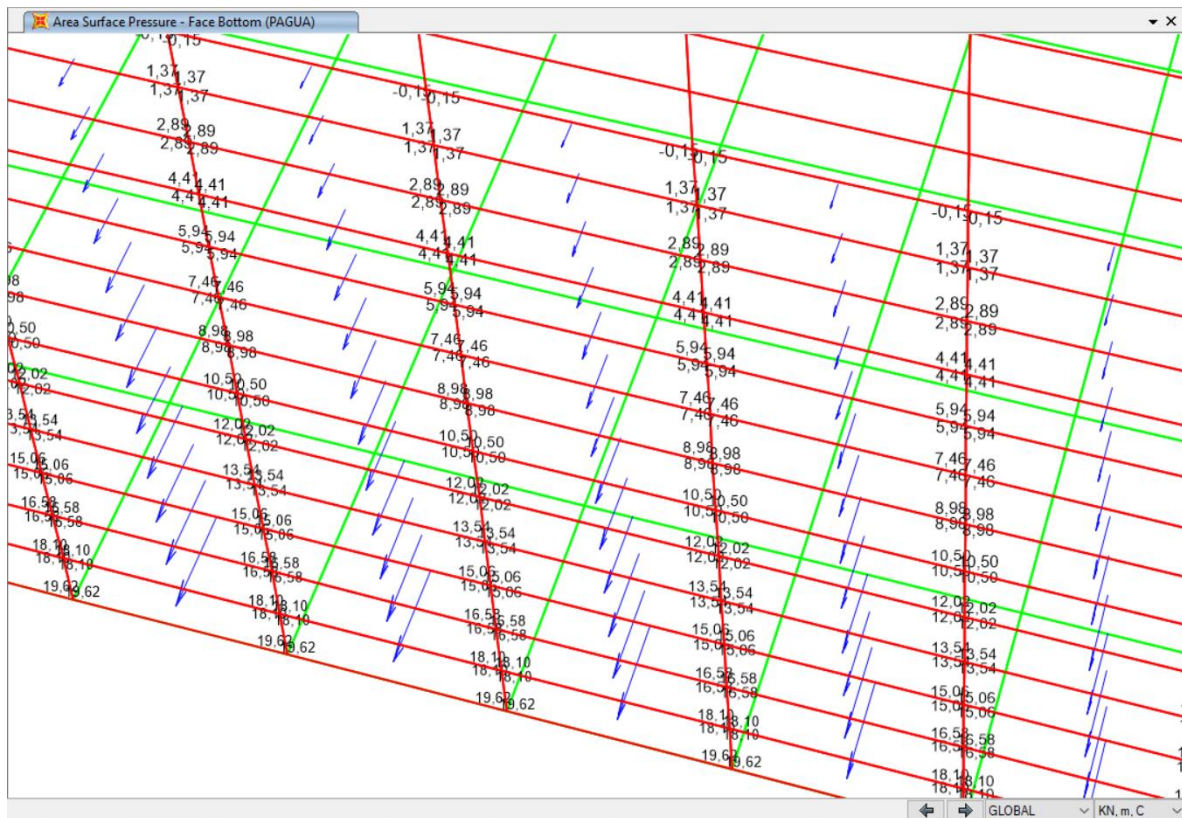
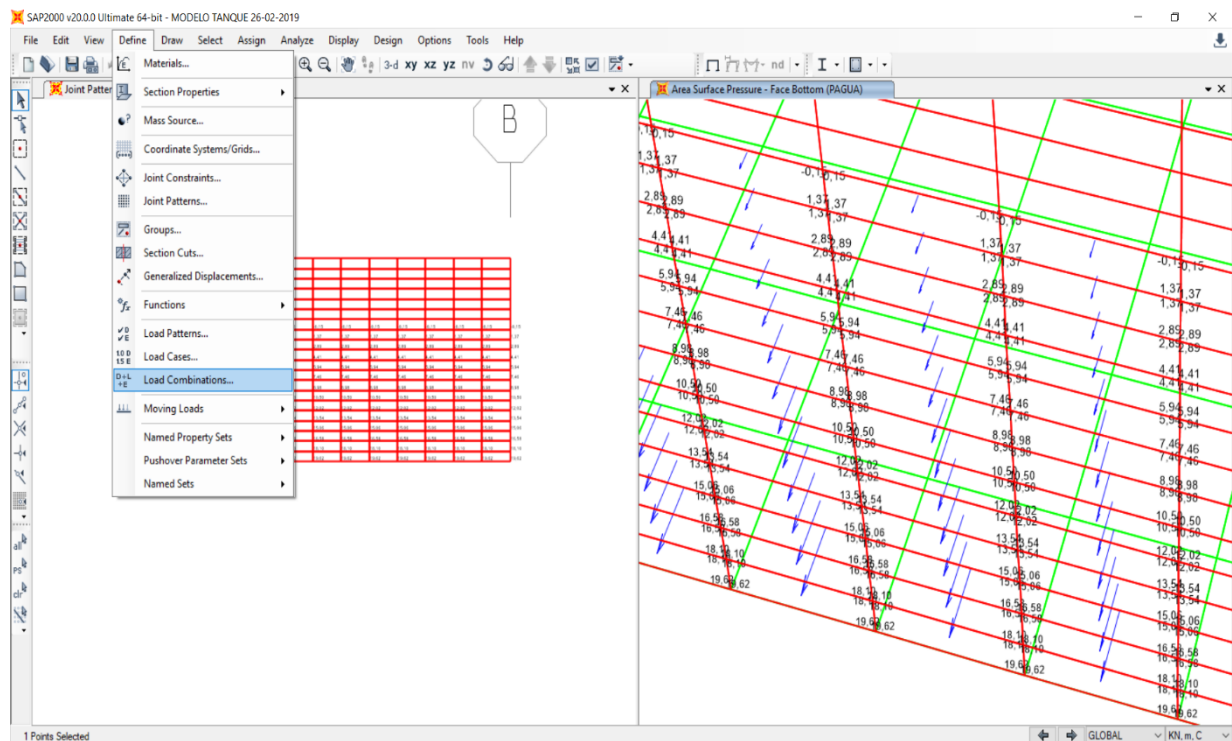


Figura 55. Detalle de la carga asignada en el elemento área mediante los joint patterns

Se observan la carga por presión hidrostática aplicada en todos los muros del tanque. Se debe repetir el procedimiento para todos los join patterns creados en cada área para asignar las cargas.

Figura 56. Definición de las combinaciones de carga



 Load Combination Data

Load Combination Name

(User-Generated)

COMB1X

Notes

Modify/Show Notes...

Load Combination Type

Linear Add

Options

Convert to User Load Combo

Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,4
DEAD	Linear Static	1,4
PAGUA	Linear Static	1,4
AGUA	Linear Static	1,4

Add

Modify

Delete

OK

Cancel

Figura 57. Definición de las combinaciones de carga

 Define Load Combinations

Load Combinations

COMBOSISMICOX

COMBOSISMICOY

COMB1X

COMB2X

COMB3X

COMB4X

COMB5X

COMB6X

COMB7X

COMB1Y

COMB2Y

COMB3Y

COMB4Y

COMB5Y

COMB6Y

COMB7Y

ENVOLVENTEX

Click to:

Add New Combo...

Add Copy of Combo...

Modify/Show Combo...

Delete Combo

Add Default Design Combos...

Convert Combos to Nonlinear Cases...

OK

Cancel

Figura 58. Combinaciones de carga definidas

7.3.10 Se asignan los resortes a la losa inferior que funcionan como restricción para recrear la interacción suelo-estructura del tanque con el suelo. Se selecciona toda la losa inferior y se asignan los resortes verticales y horizontales, ver Figuras 62, 63, 64 y 65.

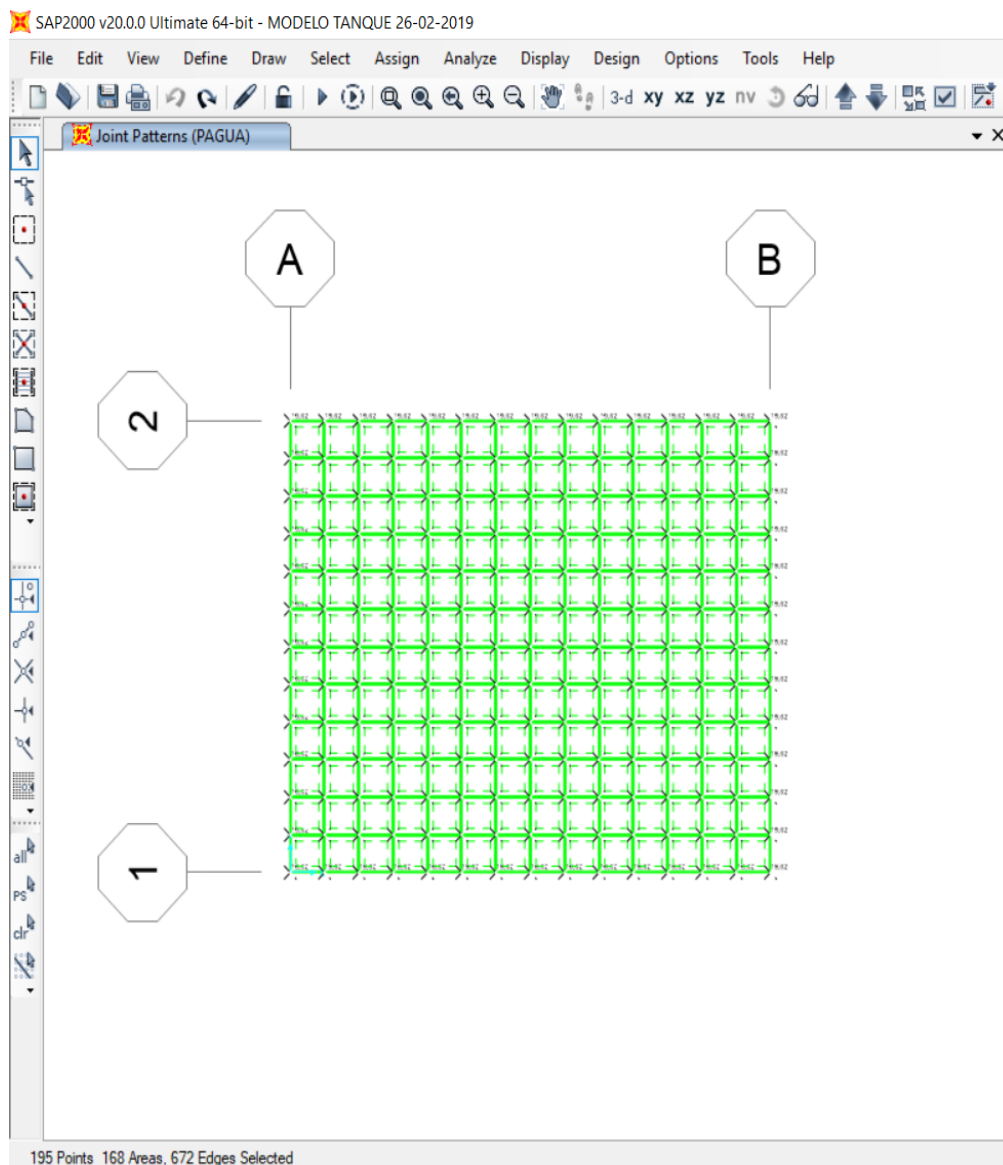


Figura 59. Asignación de los resortes en la losa de fondo

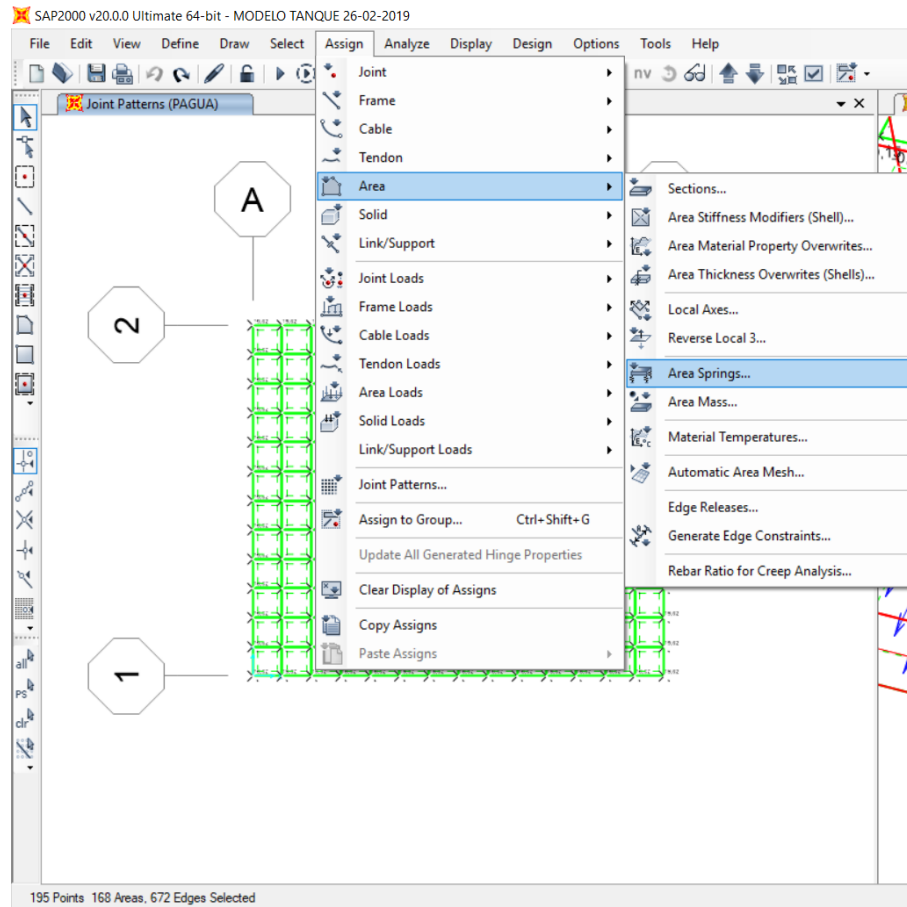


Figura 60. Asignación de resortes en la losa de fondo

Assign Springs to Area Object Face

Spring Type

- ☒ Simple
 - Spring Stiffness per Unit Area: 10000 kN/m/m²
 - Simple Spring Resists: Compression Only
 - Link Property: +
 - Local 2 Axis Angle from Default Orientation:
- ☐ Link Property

Spring Location (Area Object Face)

- Area Object Face: Bottom
- Area Object Edge Number:

Spring Tension Direction

- ☐ Parallel to Area Object Local Axis
- ☒ Normal to Specified Area Object Face: Inward
- ☐ User Specified Direction Vector
 - Coordinate System:
 - Local 1 Component:
 - Local 2 Component:
 - Local 3 Component:

Options

- ☐ Add to Existing Springs
- ☒ Replace Existing Springs
- ☐ Delete Existing Springs

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Figura 61. Asignación de los resortes en la losa de fondo

El módulo de reacción del resorte vertical es de 10000 kN/m/m² y se debe seleccionar que la resistencia del resorte solo sea de compresión y que actúe en la cara inferior de la losa (bottom).

The figure displays two identical dialog boxes titled "Assign Springs to Area Object Face". Each dialog is divided into several sections:

- Spring Type:** Includes radio buttons for "Simple" (selected) and "Link Property". The "Simple" section has a text input for "Spring Stiffness per Unit Area" (30000 kN/m/m²) and a dropdown for "Simple Spring Resists" (Compression Only). The "Link Property" section has a "+" button and a text input for "Local 2 Axis Angle from Default Orientation".
- Spring Location (Area Object Face):** Includes a dropdown for "Area Object Face" (Bottom) and a text input for "Area Object Edge Number".
- Spring Tension Direction:** Includes radio buttons for "Parallel to Area Object Local Axis" (selected), "Normal to Specified Area Object Face", and "User Specified Direction Vector". The "Parallel" section has a dropdown for "2 Axis" (selected) and "1 Axis". The "User Specified" section has a "Coordinate System" dropdown and three text inputs for "Local 1 Component", "Local 2 Component", and "Local 3 Component".
- Options:** Includes radio buttons for "Add to Existing Springs" (selected), "Replace Existing Springs", and "Delete Existing Springs".
- Buttons:** At the bottom, there is a "Reset Form to Default Values" button, and at the very bottom, "OK", "Close", and "Apply" buttons.

Figura 62. Asignación de parámetros para los resortes de la losa inferior

El módulo de reacción de los resortes horizontales en la dirección X (1) y Y (2) para el caso de estudio son de: 30000 kN/m/m²

7.3.11 Análisis de resultados. Se procede a correr el modelo como se ilustra en las Figuras 66, 67 y 68.

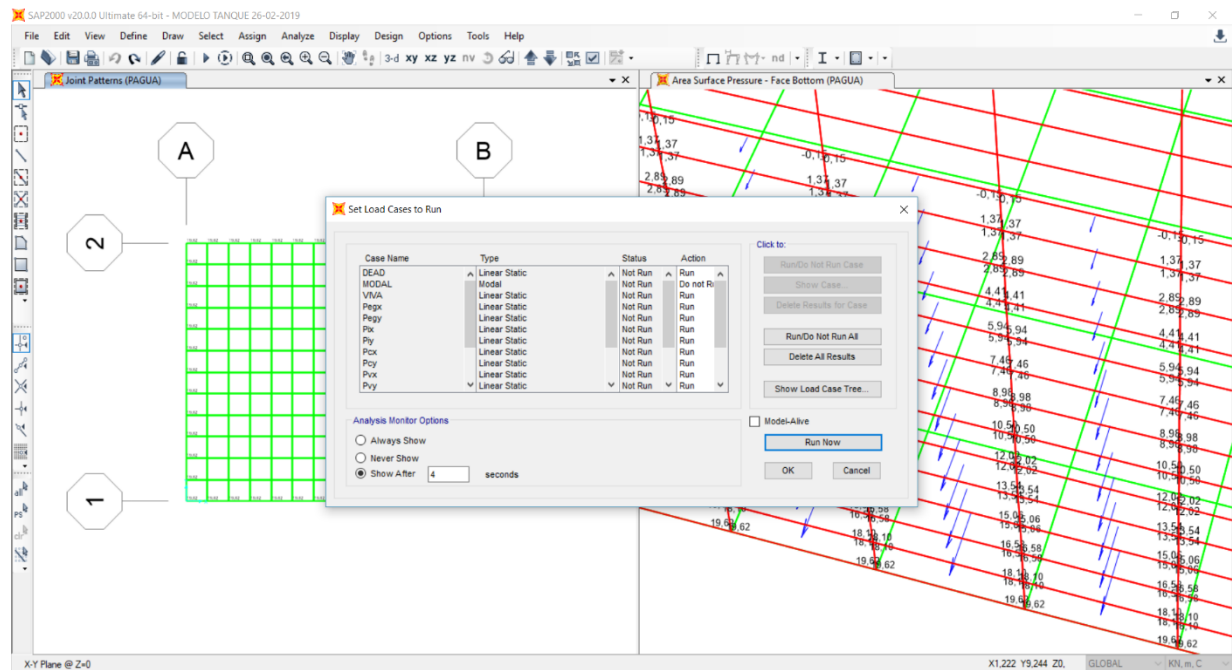


Figura 63. Se corre el modelo

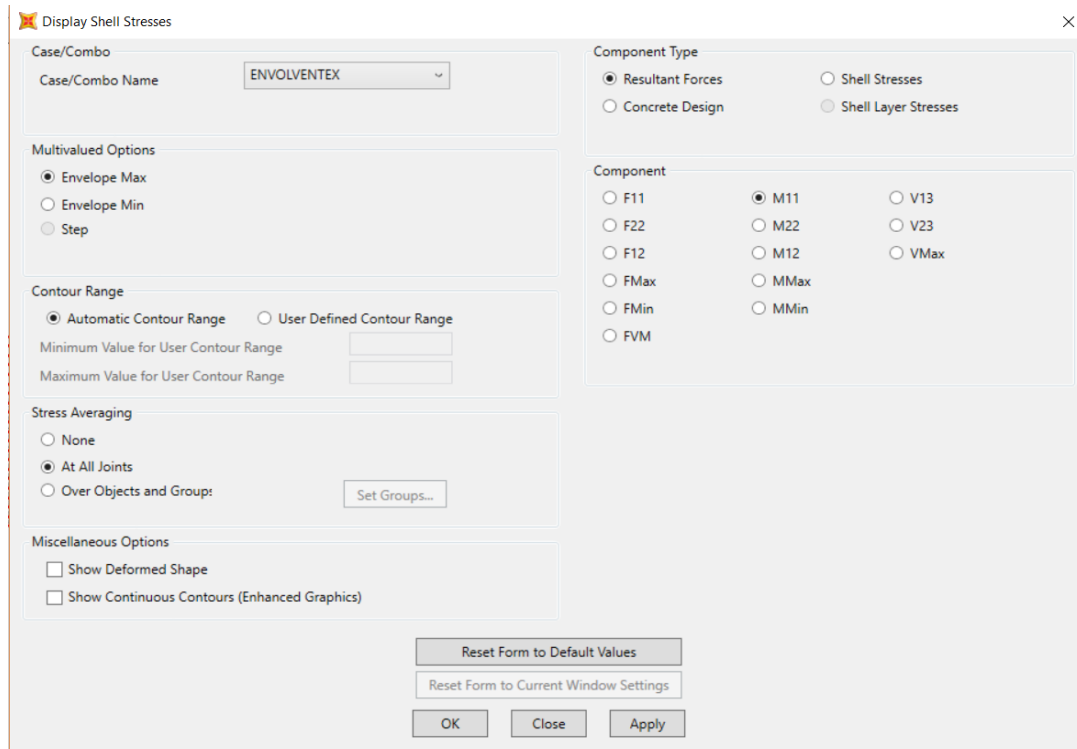


Figura 64. Se le pide al programa que muestre los momentos sobre los elementos de área

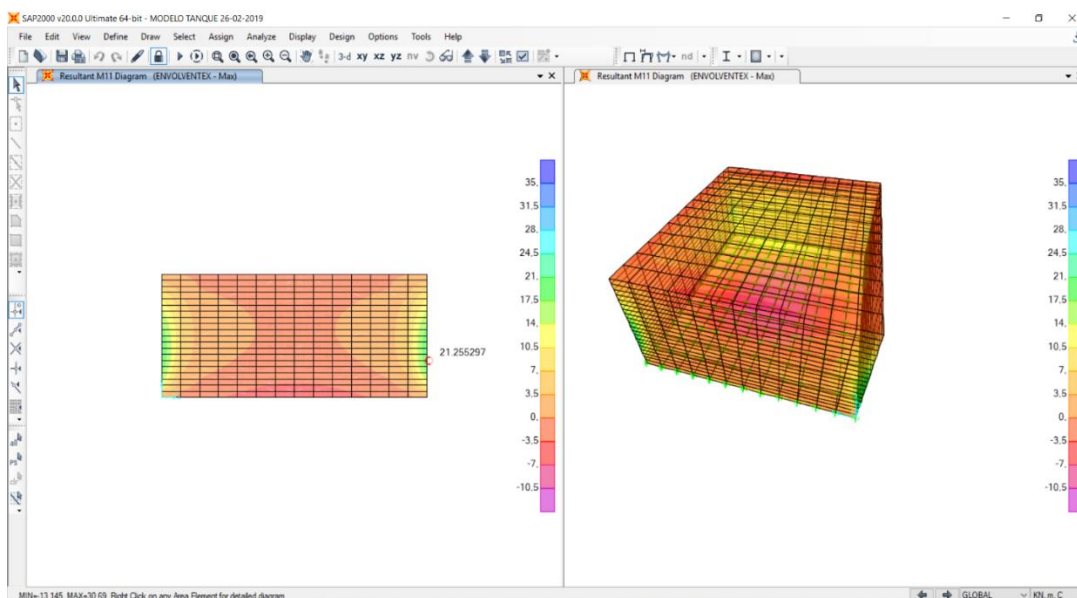


Figura 65. Distribución de momentos sobre los elementos de área

Se observa los resultados del modelo con el cual podemos obtener los momentos y cortantes máximos positivos y negativos en cada elemento de la estructura, seleccionando siempre la combinación de carga de envolvente creada en el software SAP2000 para obtener los valores máximos de cada combinación individual, para tener una mejor integración de los elementos sobre las diferentes secciones de cada muro se asignaron 18 *sections cuts* por cada muro, ver las Figuras 69, 70 y 71.

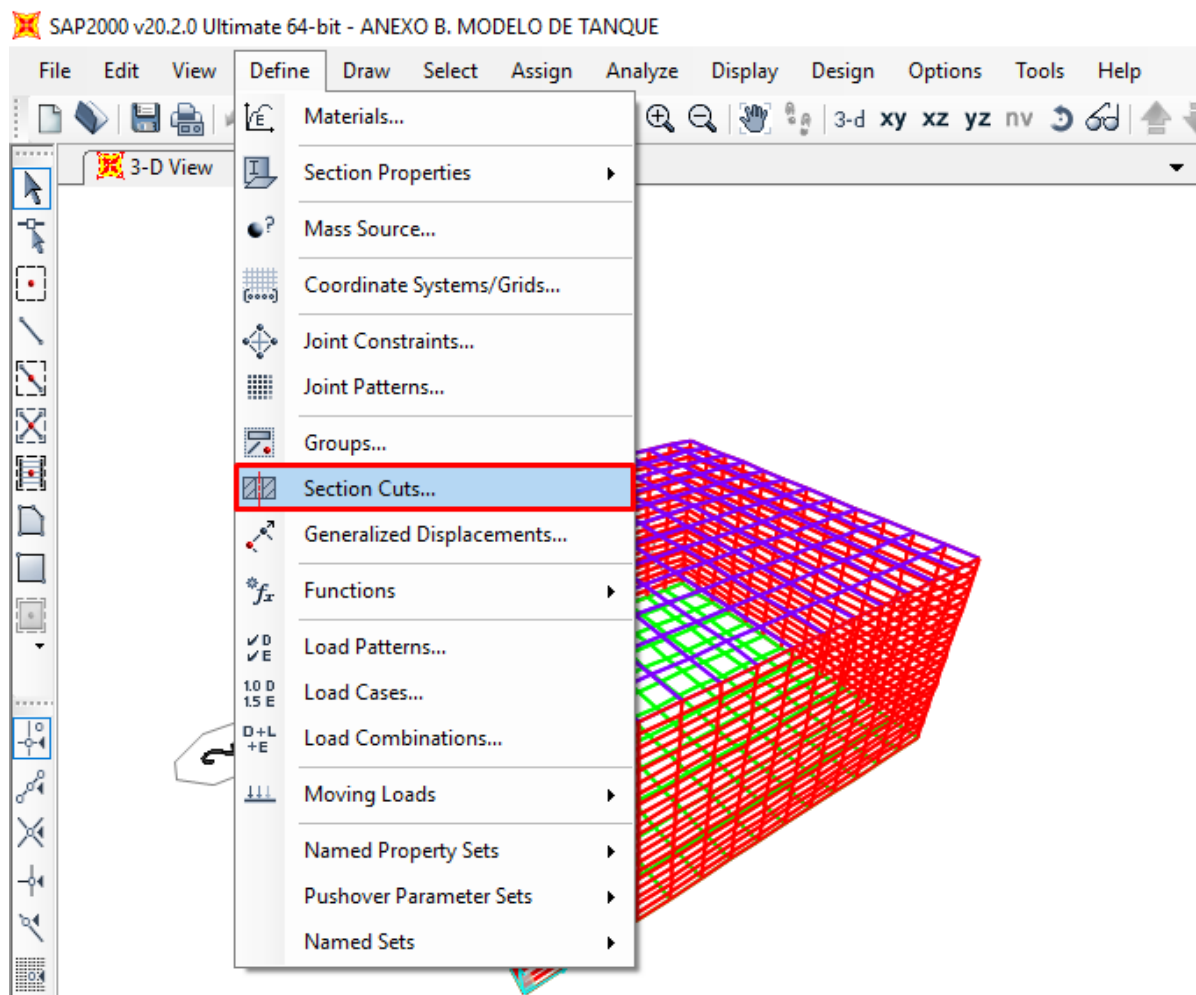


Figura 66. Definición sections cuts

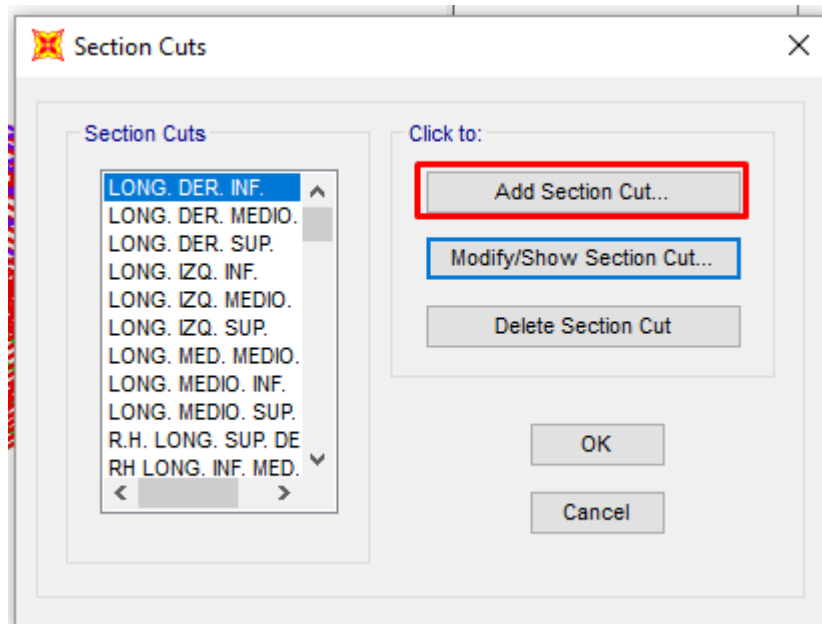


Figura 67. Definición de sections cuts

 Section Cut Data

Edit

Section Cut Name

LONG. DER. INF.

Coordinate System

GLOBAL

Units

KN, m, C

Section Cut Defined By

☐ Group

☒ Quadrilateral Cutting Planes

Section Cut Group

Group

ALL

Section Cut Result Type

☒ Analysis (F1, F2, F3, M1, M2, M3)

☐ Design (P, V2, V3, T, M2, M3)

Results Reported at this Location

☒ Default

☐ User Defined

X Coordinate

Y Coordinate

Z Coordinate

Section Cut Local Axes Orientation - Analysis

Rotation about Z

0,

Rotation about Y

0,

Rotation about X

0,

☐ Advanced Axes

Advanced

Results Reported Are On This Side of Elements

☒ Positive 3 Axis Side of Quadrilateral

☐ Negative 3 Axis Side of Quadrilateral

Quadrilateral Cutting Planes

Number of Quadrilaterals

1

Currently Displayed Quadrilateral: 1

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

Point	X	Y	Z
1	5,6	-0,5	0,3
2	6,6	-0,5	0,3
3	6,6	0,5	0,3
4	5,6	0,5	0,3

Check For Legal Quadrilateral

Section cut results are reported for all elements that are fully cut by quadrilaterals and have their associated objects included in the section cut group.

OK

Cancel

Figura 68. Definición sections cuts

7.4 Diseño de los elementos

A continuación, se presenta resumen del diseño de cada uno de los elementos del tanque. Es importante destacar que, aunque se definieron 18 *sections cuts* por muro o placa, se tomó el valor

de momento crítico, ya que es más práctico definir una distribución uniforme de refuerzo para prever errores de ejecución en obra.

7.4.1 Resumen de diseño. Se anexa resumen del diseño de cada uno de los elementos estructurales en la Tabla 34.

Tabla 34. *Resumen de diseño de muros y placas de base y cubierta*

Mu [kN-m]	Refuerzo por cada cara	Dirección de refuerzo
Placa Superior		
8,39	#5 cada 250mm	Transversal
6,28	#5 cada 250mm	Longitudinal
Placa Inferior		
6,97	#5 cada 250mm	Transversal
10,61	#5 cada 250mm	Longitudinal
Muro longitudinal		
7,52	#5 cada 250mm	Vertical
7,08	#5 cada 250mm	Horizontal
Muros transversal		
6,36	#5 cada 250mm	Vertical
7,06	#5 cada 250mm	Horizontal

El método de diseño empleado para el cálculo del área de refuerzo de los muros es la teoría de Whitney.

8. Conclusiones

- En Colombia, la normativa que rige el diseño de estructuras de almacenamiento de agua, es el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el cual, en el Capítulo C.23 establece las recomendaciones de durabilidad, calidad de materiales, detallado de refuerzo, dimensiones mínimas, y todas aquellas que, por tratarse de estructuras en contacto permanente con agua, difieren de los requisitos establecidos en los demás capítulos del Título C. Además, el comentario CR23.0 del Reglamento NSR-10, aclara que el Capítulo C.23 está basado en el documento ACI-350-06 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary” y sus documentos complementarios, como el ACI 350.3-06 “*Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*”, documento que describe el análisis estructural que se debe tener en cuenta para el cálculo de las cargas dinámicas que se generan debido a un evento sísmico. De igual forma el Capítulo C.23 del Reglamento NSR-10, remite al lector al documento AIS-180-13 “*Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones*”, en el cual se encontró, que se especifican tipos de juntas y materiales similares a las especificadas en ACI 504R_90.

- Se determinaron las solicitaciones derivadas de un evento sísmico sobre una estructura de almacenamiento de líquidos, mediante el modelo simplificado propuesto por Housner (1910-2008), el cual plantea un modelo dinámico que representa el efecto de las componentes impulsivas y convectivas del líquido contenido, sobre los muros de la estructura de almacenamiento. Es importante resaltar que los efectos de carga generados por estas presiones, representan un modelo más aproximado al de la realidad por tal motivo es indispensable realizar este análisis a la hora de

realizar un diseño de una estructura de ingeniería ambiental como lo son los tanques de almacenamiento de agua.

- Se resalta la importancia de llevar a cabo un riguroso análisis de cargas, establecer acertadamente la geometría y propiedades mecánicas de los elementos estructurales y realizar una adecuada discretización de los elementos en el modelo digital; con el fin de predecir adecuadamente el comportamiento de la estructura.

- Se encontró que no es práctico realizar una discretización muy exhaustiva de secciones para diseño (en este caso se obtuvieron las fuerzas internas integradas mediante “*sections cuts*”) ya que se tiene la certeza de que las franjas centrales de los elementos de área controlan el diseño por flexión, mientras las franjas más cercanas a los muros o placas adyacentes controlan el diseño por cortante. En la práctica, cuando las dimensiones de los elementos de muro o losa no sobrepasan las dimensiones de las barras de acero que se encuentran en el mercado, se acostumbra realizar un diseño con una distribución uniforme de refuerzo, lo que facilita el despiece para la obra y previene errores en su ejecución.

Referencias bibliográficas

American Concrete Institute 504R. (1997). Guide to Sealing Joints in Concrete. ACI Committee 504, 90(Reapproved), 1–44.

American Concrete Institute, ACI. (January 2008). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. ACI Committee 318. First Printing. USA.

American Concrete Institute, ACI. (July 2006). Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary (ACI 350-06). ACI Committee 350. First Printing. USA.

American Concrete Institute, ACI. (2008). Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel - Concrete Water Storage Tanks (ACI 371.R-08). ACI Committee 371. USA.

American Concrete Institute, ACI. (November 2006). Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06). ACI Committee 350. First Printing. USA.

Ardila Roa, E. (2002). Diseño de Tanques en Concreto Reforzado para el Almacenamiento de Líquidos, Conceptos Básicos y Normativa. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Facultad de Ingeniería. Bogotá D.C. Colombia.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (2003). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98. Cuarta Edición. Bogotá D.C. Colombia. 3R Editores Ltda.

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (Marzo de 2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Primera Edición. Bogotá D.C. Colombia. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo.
- Braja, M. Das. (2010). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento. Estados Unidos. Thomson Learning.
- Caro Olarte, R. A. (1996). Aplicación de las Estructuras Laminas al Diseño de Tanques Rectangulares. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Facultad de Ingeniería. Bogotá D.C. Colombia.
- Carreño Remolina, E. H., & Bautista Rodriguez, A. M. (2018). Desempeño de aisladores de base en tanques de agua elevados sometidos a acciones sísmicas. Universidad Industrial de Santander.
- Ghaemmaghami, A.R., Kianoush, M.R. (2010). Effect of Wall Flexibility on Dynamic Response of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks under Horizontal and Vertical Ground Motions. Journal Of Structural Engineering.
- Indian Institute of Technology Kanpur. (August 2005). IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks. Provisions with Commentary and Explanatory Examples. Gujarat State Disaster Management Authority. Kanpur. India.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, Icontec. (2002). Compendio. Tesis y otros Trabajos de Grado. Icontec. Bogotá D.C. Colombia.
- Jaiswal, O.R., Rai, Durgesh C., Jain, Sudhir K., (2003). Review of Code Provisions on Design Seismic Forces for Liquid Storage Tanks. IITK-GSDMA-EQ01-V1.0. A-Earthquake Codes. IITK-GSDMA Project on Building Codes. Indian Institute of Technology Kanpur. India.

- Jaiswal, O.R., Rai, Durgesh C., Jain, Sudhir K. (2003). Review of Code Provisions on Seismic Analysis of Liquid Storage Tanks. IITK-GSDMA-EQ04-V1.0. A Earthquake Codes. IITK-GSDMA Project on Building Codes. Indian Institute of Technology Kanpur. India.
- Martínez Galindo, E. A., & Sánchez Arregui, L. F. (2004). Análisis sísmico de tanques elevados de agua sobre diferentes sistemas estructurales de hormigón reforzado en la ciudad de Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander.
- Matiz Chica, J., (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Bogotá D.C. Colombia.
- Munshi, Javeed A. (2002). Design of Liquid-Containing Concrete Structures for Earthquake Forces. Construction Technology Laboratories, Inc. Portland Cement Association, PCA. USA.
- Pavón Rodríguez, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca Estado de México.
- Santos Gordillo, M. (2004). Estudio de Teorías sobre Diseño Sísmico de Tanques Superficiales. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Facultad de Ingeniería. Bogotá D.C. Colombia.
- Uribe Escamilla, J. (2000). Análisis de Estructuras. Segunda Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. Colombia.
- Velásquez, C. A. (2004). Análisis Hidrodinámico de Tanques de Almacenamiento de Líquidos. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Bogotá D.C. Colombia.

Apéndices

Apéndice A. Ejemplo de diseño en hoja de cálculo

Apéndice B. CD que Contiene Modelo en Software SAP

Apéndice C. Planos de diseño de tanque rectangular

Apéndice D. Ejemplo de diseño en hoja de cálculo

Apéndice E. CD que Contiene Modelo en Software SAP

Apéndice F. CD Con planos de diseño de tanque rectangular