



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN
SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO
(PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION**

Julio Ricardo Santizo

Asesorado por el Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Guatemala, agosto de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JULIO RICARDO SANTIZO

ASESORADO POR EL ING. LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

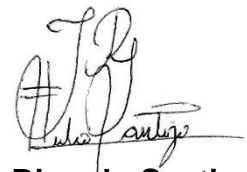
DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García (a.i.)
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez
EXAMINADOR	Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de octubre de 2013.



Julio Ricardo Santizo

Guatemala, 9 de septiembre de 2015

Ingeniero
Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente:

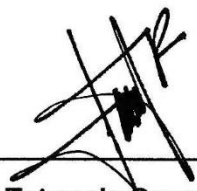
Estimado Ing. Galindo:

En cumplimiento con las directrices establecidas por la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a ejecutar la asesoría y revisiones pertinentes del trabajo de graduación, titulado: **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION**, presentado por el estudiante Julio Ricardo Santizo.

Considerando que el trabajo de graduación se desarrolló satisfactoriamente, cumpliendo con los requisitos y objetivos exigidos, por lo cual hago de su conocimiento mi aprobación, como asesor.

Atentamente:

LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ
M.Sc. Ing. Civil
Colegiado 3988



Luis Estuardo Saravia Ramírez
Ingeniero Civil - Colegiado No. 3,988
Asesor de trabajo de graduación



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
27 de enero de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

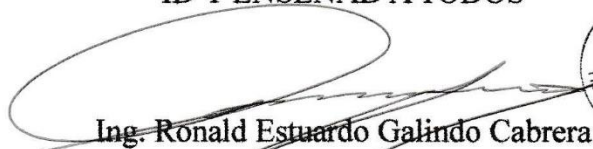
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Ricardo Santizo, con Carnet No. 200915698, quien contó con la asesoría del Ingeniero Luis Estuardo Saravia Ramírez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Estuardo Saravia y Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Julio Ricardo Santizo, titulado **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERÍA

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

Guatemala, julio 2016

/mrrm.


Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES EN SECCIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL MÉTODO (PCA-C) Y (PCA-R) DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION**, presentado por el estudiante universitario: **Julio Ricardo Santizo**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, agosto de 2016



/cc

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ofrecernos educación superior a los todos los guatemaltecos que optamos a ella.
Facultad de Ingeniería	Por brindarnos un óptimo nivel educativo, para el desarrollo y correcta implementación de la ingeniería en Guatemala.
Mi familia	En especial a mi madre, hermanos, primos y sobrinos, por su constante apoyo y motivación para continuar y poder culminar mi carrera universitaria.
Amigos y compañeros de la Facultad	Por su amistad y por ser parte de todas las vivencias que solo un estudiante o egresado de la Facultad puede conocer.
Compañeros laborales	Por formar parte de uno de los complementos en el aprendizaje y desarrollo de mi carrera.
Mi asesor	Por su constante ayuda y revisiones para desarrollar el presente trabajo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XXIII
RESUMEN	XXVII
OBJETIVOS.....	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. GENERALIDADES DE LOS TANQUES.....	1
1.1. Generalidades de los tanques	1
1.2. Clasificación de los tanques	2
1.2.1. Tanques superficiales.....	2
1.2.2. Tanques enterrados.....	3
1.2.3. Tanques semienterrados	4
1.2.4. Tanques elevados	4
1.2.5. Tanques cubiertos	5
1.3. Estructuras de los tanques	5
1.3.1. Tanques de concreto reforzado	7
1.3.2. Formas de los tanques de concreto reforzado.....	7
1.3.2.1. Tanques rectangulares	7
1.3.2.2. Tanques circulares.....	8
2. GENERALIDADES DE LOS MATERIALES	11
2.1. Materiales empleados en la construcción de tanques	11
2.1.1. Requisitos para los materiales.....	11
2.1.2. Mampostería.....	11

2.1.2.1.	Bloques de mampostería.....	13
2.1.2.2.	Piedra para mampostería	16
2.1.2.3.	Morteros	17
2.1.2.4.	<i>Grout</i> (concreto fluido).....	20
2.1.2.4.1.	<i>Grout</i> fino	20
2.1.2.4.2.	<i>Grout</i> grueso	20
2.1.2.5.	Protección de la mampostería	21
2.1.3.	Concreto.....	21
2.1.3.1.	Componentes del concreto.....	22
2.1.3.1.1.	Cemento.....	22
2.1.3.1.2.	Agregados.....	23
2.1.3.1.3.	Aditivos.....	24
2.1.3.1.4.	Agua para la mezcla.....	25
2.1.4.	Concreto reforzado.....	26
2.1.4.1.	Protección para el concreto reforzado	26
2.1.5.	Acero de refuerzo.....	27
2.1.5.1.	Barras de refuerzo.....	28
2.1.5.2.	Malla electrosoldada.....	29
3.	ESTUDIOS BÁSICOS.....	31
3.1.	Estudios básicos de ingeniería.....	31
3.1.1.	Estudio de capacidad de los tanques.....	31
3.1.2.	Estudio topográfico.....	32
3.1.3.	Estudio geológico	32
3.1.4.	Estudio geotécnico	33
3.2.	Diseño estructural	35
3.3.	Acciones permanentes.....	36
3.3.1.	Cargas muertas.....	36

3.4.	Acciones variables.....	37
3.4.1.	Cargas vivas.....	37
3.4.2.	La presión del suelo.....	38
3.4.3.	La presión de líquido interno y externo.....	39
3.4.3.1.	Presión de líquido o agua interna.....	39
3.4.3.2.	Presión del líquido o agua externa.....	41
3.5.	Acciones accidentales.....	42
3.5.1.	Cargas de viento.....	42
3.5.2.	Cargas de sismo.....	47
3.5.3.	Efectos sísmicos.....	47
3.5.4.	Clasificación de las zonas sísmicas en Guatemala.....	48
3.5.5.	Ajuste por intensidades sísmicas especiales.....	50
3.5.6.	Construcción de los espectros de diseño.....	53
3.5.6.1.	Factores de escala.....	53
3.5.6.1.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.....	53
3.5.7.	Clasificación de perfil de suelos.....	55
3.5.8.	Factores sísmicos de importancia para tanques.....	56
3.5.9.	Factores de modificación de la respuesta.....	57
3.5.10.	Presiones hidrodinámicas.....	58
3.5.11.	Fuerzas hidrodinámicas.....	59
4.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES.....	61
4.1.	Estructuras que se analizarán.....	61

4.2.	Metodología para el diseño estructural	62
4.3.	Efectos a considerar en el diseño estructural.....	62
4.3.1.	Espesores mínimos de las paredes	63
4.3.2.	Impermeabilidad de los tanques.....	64
4.3.3.	Agrietamiento en los tanques.....	65
4.3.4.	Acero mínimo por temperatura y contracción.....	66
4.3.5.	Recubrimiento del refuerzo	68
4.3.6.	Corrosión de acero.....	69
5.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE LOS TANQUES	71
5.1.	Métodos de diseño estructural	71
5.1.1.	Método de diseño por resistencia.....	71
5.1.1.1.	Factores de cargas.....	72
5.1.1.2.	Factores de reducción de resistencia	74
5.1.2.	Método de diseño alternativo	74
5.2.	Condiciones de carga en los tanques según PCA	77
5.2.1.	Condición de carga 1.....	77
5.2.2.	Condición de carga 2.....	78
5.2.3.	Condición de carga 3.....	78
5.3.	Diseño de tanques rectangulares y circulares.....	79
5.3.1.	Análisis de muros rectangulares con base en el método de PCA	80
5.3.2.	Análisis de muros circulares con base en el método de PCA-C	82
5.4.	Diseño de las cimentaciones.....	82
5.4.1.	Pisos.....	83
5.4.1.1.	Pisos membranas.....	83
5.4.1.2.	Pisos estructurales	85

5.4.2.	Cimentaciones superficiales	86
5.4.2.1.	Zapatas corridas	86
5.4.2.2.	Zapatas aisladas.....	87
5.5.	Cubiertas o tapas.....	88
5.5.1.	Losas planas.....	89
5.5.2.	Sistemas de losas y vigas.....	90
5.6.	Juntas en los tanques de concreto reforzado	91
5.6.1.	Tipos de juntas	92
5.6.1.1.	Juntas de construcción	93
5.6.1.2.	Juntas de movimiento	94
5.6.1.2.1.	Juntas de dilatación	94
5.6.1.2.2.	Juntas de contracción	96
5.6.1.3.	Juntas estructurales.....	96
5.6.2.	Materiales para las juntas	97
6.	EJEMPLIFICACIÓN DE DISEÑO DE UN TANQUE RECTANGULAR	99
6.1.	Diseño de tanque rectangular (método PCA-R)	99
6.2.	Datos generales.....	99
6.3.	Datos sísmicos	101
6.4.	Análisis sísmico del tanque	103
6.4.1.	Estimación de pesos.....	103
6.4.2.	Alturas centroidales	105
6.4.3.	Periodo de componente impulsiva.....	106
6.4.4.	Periodo de componente convectiva.....	108
6.4.5.	Altura de la revancha.....	109
6.4.6.	Cortante en la base	110

6.4.7.	Momento en la base	112
6.4.8.	Chequeo de estabilidad.....	113
6.4.8.1.	Chequeo por deslizamiento	113
6.4.8.2.	Chequeo de volteo	114
6.5.	Diseño de los muros del tanque	115
6.6.	Diseño de los muros eje A y B	115
6.6.1.	Análisis de fuerzas	116
6.6.2.	Análisis de presiones.....	117
6.6.3.	Análisis de los muros.....	121
6.6.4.	Distribución de momentos, cortantes y deflexiones	125
6.6.5.	Distribución de acero en muro A y B	150
6.6.6.	Condición de carga 2.....	155
6.7.	Diseño de losa de cubierta por método PCA-R.....	159
6.8.	Diseño de las cimentaciones.....	168
6.8.1.	Cimentación corrida o zapata corrida.....	168
6.8.2.	Piso membrana para el tanque	175
7.	EJEMPLIFICACIÓN DE DISEÑO DE UN TANQUE CIRCULAR.....	179
7.1.	Diseño de tanque circular (método PCA-C)	179
7.2.	Datos generales	179
7.3.	Datos sísmicos	181
7.4.	Análisis sísmico del tanque	182
7.4.1.	Estimación de pesos	183
7.4.2.	Alturas centroidales.....	185
7.4.3.	Periodo de componente impulsiva	186
7.4.4.	Periodo de componente convectiva	187
7.4.5.	Altura de la revancha.....	188

7.4.6.	Cortante en la base	189
7.4.7.	Momento en la base	191
7.4.8.	Chequeo de estabilidad	192
7.4.8.1.	Chequeo por deslizamiento	192
7.4.8.2.	Chequeo de volteo.....	193
7.5.	Diseño de los muros del tanque	194
7.5.1.	Análisis de fuerzas.....	194
7.5.2.	Análisis de presiones.....	196
7.5.3.	Análisis de los muros	199
7.5.3.1.	Descomposición de presión impulsiva.....	200
7.5.3.2.	Descomposición de presión convectivas.....	201
7.5.3.3.	Descomposición de presión de inercia del muro	202
7.5.4.	Distribución de tensiones anulares y momentos...	203
7.5.5.	Condición de carga 2.....	219
7.5.6.	Verificación del espesor del muro circular	222
7.5.7.	Distribución de acero en el muro circular.....	225
7.6.	Diseño de la pasarela perimetral de inspección	228
7.7.	Diseño de las cimentaciones	231
7.7.1.	Cimentación corrida o zapata corrida	232
7.7.2.	Piso membrana para el tanque.....	244
CONCLUSIONES		249
RECOMENDACIONES		251
BIBLIOGRAFÍA.....		253
APÉNDICES		257
ANEXOS		261

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Tanques superficiales	2
2.	Planta de tratamiento enterrada	3
3.	Tanques semienterrados.....	4
4.	Elementos generales de los tanques	6
5.	Composición del concreto simple.....	22
6.	Tipos de corrugaciones en el acero de refuerzo	28
7.	Empujes laterales provocados por un estrato de suelo.....	39
8.	Presión de líquido o agua interna.....	40
9.	Presión de líquido o agua externa.....	41
10.	Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h).....	46
11.	Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala.....	54
12.	Modelo equivalente del fluido dentro del tanque	59
13.	Distribución de fuerzas equivalentes en los muros	60
14.	Agrietamiento en el concreto.....	66
15.	Condición de carga 1	77
16.	Condición de carga 2	78
17.	Condición de carga 3	79
18.	Zapata corrida	87
19.	Zapata aislada.....	88
20.	Losas planas y losas planas con capiteles.....	90
21.	Sistema de losas y vigas.....	90
22.	Juntas de construcción en piso	93

23.	Juntas de construcción en muros	94
24.	Juntas de dilatación	95
25.	Juntas de contracción	96
26.	Juntas estructurales.....	97
27.	Planta de tanque rectangular a diseñar	100
28.	Elevación de tanque rectangular a diseñar	101
29.	Momentos últimos en lado “x” muro A & B.....	149
30.	Momentos últimos en lado “y” muro A & B.....	150
31.	Distribución de refuerzo en muro lado largo A & B	159
32.	Distribución de refuerzo en la cubierta del tanque	166
33.	Área tributaria de la cubierta al muro “B”	168
34.	Predimensionamiento del cimiento corrido	170
35.	Distribución de refuerzo en el cimiento corrido	175
36.	Distribución de refuerzo en el piso membrana.....	178
37.	Planta de tanque circular a diseñar.....	180
38.	Elevación de tanque circular a diseñar	181
39.	Tensión anular última en el lado “y” en el muro circular.....	224
40.	Momentos últimos en lado “x” en el muro circular.....	224
41.	Distribución del refuerzo en el muro circular	228
42.	Pasarela de inspección perimetral	228
43.	Distribución del refuerzo en la pasarela de inspección	231
44.	Esquema general del elemento estructural.....	232
45.	Predimensionamiento del cimiento corrido	233
46.	Esquema de presiones bajo el cimiento corrido.....	237
47.	Distribución fuerzas para momentos en el cimiento corrido.....	240
48.	Distribución de refuerzo en el cimiento corrido	244
49.	Distribución de refuerzo en el piso membrana.....	247

TABLAS

I.	Usos generales de los tanques de concreto reforzado.....	1
II.	Elementos generales de los tanques.....	5
III.	Tipos de mampostería.....	12
IV.	Propiedades de los bloques de mampostería.....	15
V.	Proporciones del mortero por volumen.....	18
VI.	Tipos de mortero según unidad de bloque	18
VII.	Especificaciones por proporciones, para morteros de cemento y cal, preparados en obra	19
VIII.	Clasificación de los aditivos.....	24
IX.	Propiedades de las barras de refuerzo.....	29
X.	Malla electrosoldada estándar.....	30
XI.	Número de sondeos y profundidad sugeridos	35
XII.	Clasificación de exposición de sitios	43
XIII.	Coeficientes de exposición C_e	44
XIV.	Coeficiente de presión C_q	45
XV.	Presión de remanso del viento q_s	47
XVI.	Clasificación de obras	48
XVII.	Nivel mínimo de protección y probabilidad de sismo de diseño.....	49
XVIII.	Factor de zona sísmica “Z”	50
XIX.	Coeficientes de sitio “ F_a ”	51
XX.	Coeficientes de sitio “ F_v ”	52
XXI.	Factor “ N_a ” para periodos cortos de vibración	52
XXII.	Factor “ N_v ” para periodos largos de vibración	52
XXIII.	Guía para clasificación de sitio	55
XXIV.	Coeficientes de perfil de suelo “S”	56
XXV.	Factor de importancia “I”	57

XXVI.	Factor de modificación de la respuesta “ R_w ”	57
XXVII.	Estructuras que podrán ser analizada.....	61
XXVIII.	Recubrimientos mínimos del refuerzo	68
XXIX.	Esfuerzos permisibles recomendados 1.....	75
XXX.	Esfuerzos permisibles recomendados 2.....	76
XXXI.	Condiciones para muros de los tanques cuadrados	80
XXXII.	Condiciones para muros de los tanques rectangulares	81
XXXIII.	Acero de refuerzo para evitar agrietamiento	84
XXXIV.	Materiales para conformación de juntas.....	98
XXXV.	Resultado de presión impulsiva en tanque rectangular.....	119
XXXVI.	Resultado de presión convectiva en tanque rectangular.....	120
XXXVII.	Descomposición de presión impulsiva en tanque rectangular....	123
XXXVIII.	Descomposición de presión convectiva en tanque rectangular.....	124
XXXIX.	Presión de inercia del muro en tanque rectangular	125
XL.	Coeficientes de cortantes C_s caso 2	127
XLI.	Coeficientes de deflexiones C_d caso 2.....	128
XLII.	Coeficientes de momentos M_x y M_y caso 2	128
XLIII.	Coeficientes de cortantes C_s caso 7	129
XLIV.	Coeficientes de deflexiones C_d caso 6.....	129
XLV.	Coeficientes de momentos M_x y M_y caso 6	130
XLVI.	Momento en el lado “x”, presión impulsiva.....	136
XLVII.	Momentos en el lado “y”, presión impulsiva	137
XLVIII.	Momentos en el lado “x”, presión convectiva	138
XLIX.	Momentos en el lado “y”, presión convectiva	139
L.	Momentos en el lado “x” y “y”, presión de inercia.....	140
LI.	Momentos en el lado “x” y “y”, presión hidrostática.....	141
LII.	Combinación de momento de inercia + impulsivo en “x”	142
LIII.	Combinación de momento de inercia + impulsivos en “y”	143

LIV.	Momentos sísmicos totales, lado “x”	144
LV.	Momentos sísmicos totales, lado “y”	145
LVI.	Momentos últimos en lado “x”	147
LVII.	Momentos últimos en lado “y”	148
LVIII.	Momentos últimos	149
LIX.	Distribución de acero en lado “x”	154
LX.	Distribución de acero en lado “y”	155
LXI.	Momentos en el lado “x” y “y” presión del suelo	157
LXII.	Distribución de acero en lado “x”	158
LXIII.	Distribución de acero en lado “x”	158
LXIV.	Coefficientes para diseño de losa de cubierta	159
LXV.	Coefficientes de momentos M_{tx} y M_{ty} caso 10	161
LXVI.	Distribución de acero en lado “X” y “Y”	165
LXVII.	Resultado de presión impulsiva en tanque circular	197
LXVIII.	Resultado de presión convectiva en tanque circular	198
LXIX.	Descomposición de presión impulsiva en tanque circular	201
LXX.	Descomposición de presión convectiva en tanque circular	202
LXXI.	Presión de inercia del muro en tanque circular	203
LXXII.	Tensión anular en muro circular (tabla A-1)	204
LXXIII.	Momentos en el muro circular (tabla A-2)	205
LXXIV.	Tensión anular en muro circular (tabla A-3)	206
LXXV.	Momento en el muro circular (tabla A-4)	206
LXXVI.	Cortante en la base del muro circular (tabla A-12)	207
LXXVII.	Tensión anular y momentos presión impulsiva	211
LXXVIII.	Tensión anular y momentos presión convectiva	212
LXXIX.	Tensión anular y momentos presión de inercia	213
LXXX.	Tensión anular y momentos presión hidrostática	214
LXXXI.	Tensión anular y momentos combinación inercia + impulsivo	215

LXXXII.	Tensión anular y momentos sísmicos totales.....	216
LXXXIII.	Tensión anular y momentos últimos.....	218
LXXXIV.	Tensión anular y momentos presión del suelo	221
LXXXV.	Distribución de acero en lado “x”.....	227
LXXXVI.	Distribución de acero en lado “y”.....	227
LXXXVII.	Distribución de acero para la pasarela de inspección	231
LXXXVIII.	Distribución de acero para el pie del muro circular	241

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración de la gravedad
h_C	Altura centroidal de la masa convectiva
h_I	Altura centroidal de la masa impulsiva
h_R	Altura centroidal desde la base hasta la cubierta
d_{max}	Altura de la revancha máxima dentro del tanque
H_S	Altura del estrado de suelo
H_M	Altura del muro analizado
H_w	Altura del muro de concreto
a	Altura del tirante interno del líquido contenido
H_L	Altura del tirante interno del líquido, contenido en el tanque.
h	Altura media en la que la inercia y el contenido del tanque actúan.
c	Ancho del contenido del tanque rectangular
Y	Ancho del muro del tanque
A_s	Área de acero
$A_{s,min}$	Área de acero mínimo
A	Área de tensión
A_C	Área del cimiento o zapata
A_g	Área gruesa de concreto
C_T	Carga de trabajo o servicio
q	Carga distribuida uniformemente

U	Carga factorizadas, según código ACI 318
C_H	Carga hidrostática
D	Carga muerta
C_M	Carga muerta
H	Carga por empuje del suelo
C_{Suelo}	Carga por empuje del suelo
F	Carga por empuje hidrostático
P_u	Carga sobre el cimiento
C_u	Carga última de trabajo
q_u	Carga última mayorada para el análisis
C_V	Carga viva
L	Carga viva
W	Cargas por viento
cm	Centímetro
K_a	Coeficiente activo de Rankine
C_s	Coeficiente de cortante en el muro
C_d	Coeficiente de deflexión en el muro
C_e	Coeficiente de exposición
δ	Coeficiente de fricción en el concreto
C_L	Coeficiente de la masa impulsiva
S	Coeficiente de perfil del suelo
C_q	Coeficiente de presión de viento
F_a	Coeficiente de sitio para períodos cortos de vibración
F_v	Coeficiente de sitio para períodos largos
V_a	Cortante actuante
V_R	Cortante por presión distribuida rectangular
V_T	Cortante por presión distribuida triangular
V_c	Cortante resistente por el concreto

V_t	Cortante total
V_u	Cortante último
V_c	Corte basal por la componente convectiva
V_I	Corte basal por la componente impulsiva
Def	Deflexión en el muro
ε	Deformación unitaria del concreto
D	Diámetro del tanque circular
d	Distancia desde la fibra extrema a compresión del concreto hasta el centroide del acero del refuerzo longitudinal en tracción.
P_a	Empuje activo provocado por el suelo
f'_m	Esfuerzo a compresión de la mampostería
f'_c	Esfuerzo a compresión del concreto
f_y	Esfuerzo a fluencia del acero
f_s	Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.
σ_q	Esfuerzo provocado por carga distribuida
σ_w	Esfuerzo provocado por el agua
σ_A	Esfuerzo provocado por el suelo
t_R	Espesor de la losa de cubierta
t	Espesor de un elemento estructural de concreto
t_s	Espesor del cimiento corrido
t_w	Espesor del muro perimetral
t_p	Espesor del piso membrana
$(x)^2$	Expresión alfanumérica elevada al cuadrado
$(x)^3$	Expresión alfanumérica elevada al cubo
ρ_b	Factor de cuantía de acero balanceado

K_d	Factor de escala de modificación, según el tipo de sismo esperado.
I	Factor de importancia de una estructura
R_w	Factor de modificación de respuesta en el tanque
ϕ	Factor de reducción de resistencia
F_V	Factor de volteo del tanque
F_d	Factor deslizamiento en la estructura del tanque
β_1	Factor según la clase de concreto
C_{SC}	Factor sísmico compulsivo
C_{SI}	Factor sísmico impulsivo
N_a, N_v	Factores por la proximidad de las amenazas
b_w	Franja unitaria de concreto
ω_i	Frecuencia angular de la componente impulsiva
P_{FC}	Fuerza convectiva
P_{FW}	Fuerza de inercia del muro
P_{FI}	Fuerza impulsiva
I_0	Índice de sismicidad de la estructura del tanque
kg	Kilogramo
b	Largo del contenido del tanque rectangular
X	Largo del muro del tanque
lb	Libra
L	Longitud paralela a la dirección del análisis
L_u	Longitud unitaria
ρ_c	Masa de densidad del concreto
Mpa	Mega Pascal
m	Metro
mm	Milímetro
E_s	Módulo de elasticidad del acero

M_a	Momento actuante sobre el cimientto
M_{Cdx}	Momento convectivo total en el lado "x"
M_{Cdy}	Momento convectivo total en el lado "y"
M	Momento en la base del cimientto
M_C	Momento en la base por la componente convectiva
M_I	Momento en la base por la componente impulsiva
M_T	Momento en la base total
M_{Idx}	Momento impulsivo total en el lado "x"
M_{Idy}	Momento impulsivo total en el lado "y"
M_n	Momento nominal
M_{CRx}	Momento por presión convectiva, calculado con distribución rectangular en el lado "x".
M_{CRy}	Momento por presión convectiva, calculado con distribución rectangular en el lado "y".
M_{CTx}	Momento por presión convectiva, calculado con distribución triangular en el lado "x".
M_{CTy}	Momento por presión convectiva, calculado con distribución triangular en el lado "y".
M_{Wdx}	Momento por presión de inercia, calculado con distribución rectangular en el lado "x".
M_{Wdy}	Momento por presión de inercia, calculado con distribución rectangular en el lado "y".
M_{sdx}	Momento por presión del suelo, calculado con distribución triangular en el lado "x".
M_{sdy}	Momento por presión del suelo, calculado con distribución triangular en el lado "y".
M_{Adx}	Momento por presión hidrostática, calculado con distribución triangular en el lado "x".

M_{Ady}	Momento por presión hidrostática, calculado con distribución triangular en el lado "y".
M_{IRx}	Momento por presión impulsiva, calculado con distribución rectangular en el lado "x".
M_{IRy}	Momento por presión impulsiva, calculado con distribución rectangular en el lado "y".
M_{ITx}	Momento por presión impulsiva, calculado con distribución triangular en el lado "x".
M_{ITy}	Momento por presión impulsiva, calculado con distribución triangular en el lado "y".
M_R	Momento resistente al volteo del tanque
M_{dx}	Momento resultante de combinación de impulsivo más convectivo en el lado "x".
M_{dy}	Momento resultante de combinación de impulsivo más convectivo en el lado "y".
M_{xy}	Momento torsional sobre la losa de cubierta
M_{tx}	Momento total por sismo en el lado "x"
M_{ty}	Momento total por sismo en el lado "y"
M_{ux}	Momento último en el lado "x"
M_{uy}	Momento último en el lado "y"
M_x	Momentos en el lado "x"
M_y	Momentos en el lado "y"
$N. A.$	Nivel de agua
$N. D.$	Nivel de desplante
$N. P.$	Nivel de piso
S_{cs}	Ordenada espectral del sismo
S_{1s}	Ordenada espectral para periodos de vibración de 1 s
T_i	Periodo de vibración de la componente impulsiva

T_c	Periodo de vibración de la componente convectiva
W_s	Peso de la cimentación
W_R	Peso de la losa de cubierta
W_C	Peso de la masa convectiva
W_I	Peso de la masa impulsiva
W_w	Peso de los muros del tanque
W_L	Peso del líquido contenido en el tanque
γ_{sat}	Peso específico de suelo saturado de agua
γ_w	Peso específico del agua
γ_C	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
P_{pw}	Peso propio del agua
'	Pie
ft	Pie
p	Pie
%	Porcentaje
P_{RC}	Presión convectiva con distribución rectangular
P_{TC}	Presión convectiva con distribución triangular
$q_{diseño}$	Presión de diseño sobre el cimiento
P_V	Presión del viento sobre una superficie
P_{RI}	Presión impulsiva con distribución rectangular
P_{TI}	Presión impulsiva con distribución triangular
P_C	Presión por fuerza convectiva
P_W	Presión por fuerza de inercia
P_A	Presión por fuerza hidrostática
P_I	Presión por fuerza impulsiva
"	Pulgada
plg	Pulgada

R	Radio del tanque circular
n	Relación modular entre el módulo de elasticidad del concreto y el acero.
f_{ct}	Resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano.
K	Rigidez del muro del tanque
s	Separación entre barras de refuerzo
P_q	Sobrecarga en la superficie
Z	Tamaño de la fisura o grieta
T_y	Tensión anular en el lado "y"
T_C	Tensión anular por componente convectiva
T_w	Tensión anular por componente de inercia
T_A	Tensión anular por componente hidrostática
T_I	Tensión anular por componente impulsiva
T_u	Tensión última en lado "y"

GLOSARIO

ACI 224	American Concrete Institute. Comité 224, Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón.
ACI 318	American Concrete Institute. Comité 318, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
ACI 350	American Concrete Institute. Comité 350, Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Contenedoras de Líquido.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AGIES NSE	Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala.
Aglomerante	Material capaz de unir fragmentos de una o varias sustancias y dar cohesión al conjunto por métodos exclusivamente físicos.
Alumbre	Es el sulfato de aluminio y potasio, utilizado para el tratamiento de agua, encargado de producir floculación.

ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana Para Pruebas y Materiales).
Recubrimiento bituminoso	Sustancia utilizada para el recubrimiento, impermeabilización y protección de superficies expuestas a ambientes húmedos y altamente corrosivos.
Cieno digerido	Son los sólidos provenientes de un sistema de tratamiento. Después de secado al aire usualmente se utiliza como abono o fertilizante.
Coguanor	Comisión Guatemalteca de Normas.
Corrugas	Son protuberancias en la superficie de las barras de refuerzo con patrones variables según el fabricante, utilizadas para mejorar la adherencia entre el refuerzo y el concreto.
Desarenador	Estructura diseñada para retener la arena que arrastran las aguas servidas o superficiales, utilizadas para que la misma arena no ingrese al sistema de tratamiento.
Digestor	Es un contenedor cerrado, hermético e impermeable, dentro del cual se deposita el material orgánico a fermentar en una dilución de agua, para que se disminuyan los contaminantes de los excrementos.
Epóxico	Son las resinas más idóneas que se puedan utilizar en

cualquier sistema de pintura de alto rendimiento. Se utilizan como recubrimientos protectores, recubrimientos para ambientes marinos, revestimientos, materiales aislantes, plásticos reforzados y productos textiles.

Espectro	Se define como un gráfico de la respuesta máxima que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.
Floculación	Es un proceso químico mediante el cual, con la adición de sustancias denominadas floculantes, se aglutinan las sustancias coloidales presentes en el agua, facilitando de esta forma su decantación y posterior filtrado.
Gravilla	Producto de la trituración de una roca, cuyos elementos tienen un grosor máximo de 1 pulgada.
Hendimiento	Formación o aparición de hendiduras o grietas.
Inclusores	Son aditivos inclusores de aire que se utilizan para retener burbujas microscópicas de aire en el concreto.
Neopreno	Es una goma sintética producida a escala industrial. Se usa como aislamiento eléctrico, sellos de juntas, así como en recubrimientos resistentes a la corrosión.
PCA	Portland Cement Association (Asociación del Cemento Portland).

PCA-C	Manual de diseño <i>Circular concrete tanks without prestressing</i> , (tanques circulares de concreto sin pretensión).
PCA-R	Manual de diseño <i>Rectangular concrete tanks</i> , (tanques rectangulares de concreto).
PH	Es la medida de la acidez o de la alcalinidad de una sustancia.
PVC	El policloruro de vinilo (PVC) es el producto de la polimerización del monómero de cloruro de vinilo.
Remanso	Lugar donde se detiene el agua de una corriente o donde fluye muy despacio.
Revestimiento fenólico	Son resinas epóxicas que se utilizan por su resistencia a una gran variedad de productos químicos y soportar temperaturas altas, en sistemas de tratamientos.
Termoplástico	Es un plástico que a temperaturas relativamente altas se vuelve deformable o flexible, se derrite cuando se calienta y se endurece en un estado de transición vítrea cuando se enfría lo suficiente.
Toxicidad	Es la capacidad de cualquier sustancia química de producir efectos perjudiciales sobre un ser vivo, al entrar en contacto con él.

RESUMEN

Actualmente en Guatemala la utilización de tanques como estructuras con capacidad para almacenamiento de líquidos como: agua potable, agua tratada, hidrocarburos, entre otros, es fundamental en las áreas de saneamiento básico e industria. Generalmente dichas estructuras son de materiales como fibra de vidrio, PVC, aleaciones de metales y concreto reforzado. Siendo el concreto reforzado por sus propiedades físicas y mecánicas el más utilizado.

En Guatemala, el análisis de cualquier estructura tendrá que incluir el análisis sísmico respectivo, al estar en un territorio dividido en macrozonas bien definidas con diferentes niveles de sismicidad, se hace necesaria la correcta evaluación del sismo y efectos que tendrán sobre el comportamiento de una estructura.

En el caso específico de los tanques superficiales, por su contenido, ante la presencia de movimientos sísmicos, experimentarán oscilaciones y movimientos del líquido, provocando fuerzas y presiones hidrodinámicas, además de las hidrostáticas, sobre todos los componentes del tanque. Los resultados del análisis dependerán de la ubicación geográfica de la estructura, de las características geotécnicas del suelo, cercanía de fallas geológicas, forma y dimensiones del tanque.

El análisis sísmico para las estructuras de los tanques superficiales en secciones rectangulares y circulares descrito en el presente trabajo, se realiza mediante el método alternativo de diseño del comité ACI 350, incorporando la metodología para obtención de los espectros de diseño al nivel requerido de la

AGIES NSE, basándose en el análisis sísmico desarrollado en la publicación del *Design of liquid containing concrete structures for earthquake forces*, (Diseño de estructuras de hormigón que contienen líquido para fuerzas de terremoto), de la Portland Cement Association y para el análisis de los resultados dinámicos y estáticos obtenidos sobre muros, pisos y losas en los manuales para tanques rectangulares en el *Rectangular concrete tanks*, PCA-R y para tanques circulares en el *Circular concrete tanks without prestressing*, PCA-C.

La metodología descrita permite tener una alternativa para el análisis y diseño de las estructuras de los tanques, desarrollados específicamente para Guatemala y con las expresiones equivalentes detalladas en los manuales anteriormente descritos, adaptable a otras regiones.

OBJETIVOS

General

Aplicar los métodos planteados por la Portland Cement Association (PCA), para el diseño de tanques circulares (PCA-C) y tanques rectangulares (PCA-R), en el diseño de los mismos.

Específicos

1. Hacer un análisis de los distintos tipos de tanques.
2. Establecer una alternativa para el diseño de tanques superficiales de concreto reforzado.
3. Realizar una ejemplificación del método, para el análisis y diseño estructural de tanques superficiales.
4. Aplicar las distintas restricciones del método, mediante la analogía de las posibles condiciones a las que podrán estar sometidos los tanques.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el diseño de las estructuras contenedoras de líquidos como los tanques de concreto reforzado, disponen de varios reglamentos y códigos internacionales, que son aceptados y recomendados por los proyectistas diseñadores en otros países, pero por falta de información actualizada en el medio, no se utilizan.

Durante el desarrollo del presente documento se tratará de dar alternativas para el análisis y diseño de estas estructuras. Considerando que los tanques como estructuras contenedoras de líquidos, requieren de un análisis ante excitaciones sísmicas que provocan fuerzas y presiones hidrodinámicas, además de las hidrostáticas normales del líquido.

Para poder estimar la magnitud de estas componentes se desarrolla el método Housner para tanques superficiales, mediante el método alternativo del comité ACI 350, en el manual “Diseño de estructuras de hormigón que contienen líquido para fuerzas de terremoto”, integrando al análisis la normativa AGIES NSE, para obtener los espectros sísmicos de diseño, como ejemplificación para las distintas regiones de la República de Guatemala, adicionando la normativa habitual para estructuras de concreto con el código ACI 318.

Con base principalmente en los métodos desarrollados por la Portland Cement Association, para el diseño de tanques superficiales circulares en el manual PCA-C, (*Circular concrete tanks without prestressing*) y rectangulares en el manual PCA-R, (*Rectangular concrete tanks*). Los cuales permiten integrar el análisis sísmico y hacer distribuciones realistas de cortantes, momentos,

tensiones anulares y deflexiones sobre la estructura del tanque, permitiendo obtener datos para un correcto diseño estructural.

El análisis de las estructuras con los métodos de la PCA, planteado para los tanques superficiales, permite obtener datos comparativos entre un método dinámico equivalente y los obtenidos con un software de diseño estructural como SAP 2000, CYPECAD, CSI Safe, STAAD, entre otros. Generando para el proyectista una perspectiva más amplia para el análisis y posterior diseño estructural. Estableciendo una certeza verídica y comparable de los resultados obtenidos mediante dos métodos.

El desarrollo del presente documento buscará crear una guía de fácil manejo para cualquier diseñador, que teniendo los conocimientos necesarios de concreto reforzado y diseño estructural, pueda desarrollar los métodos para las distintas formas de los tanques, sin ninguna complicación.

1. GENERALIDADES DE LOS TANQUES

1.1. Generalidades de los tanques

Los tanques cuentan con diversidad de formas y materiales para su construcción; pueden ser construidos en función de las condiciones naturales del terreno, del tipo de material que se encuentra en la zona y de la mano de obra calificada disponible, entre otros factores.

Las estructuras que se diseñan con el principio de tanques de concreto reforzado son estructuras de sección regular, es decir, circulares, cuadrados o rectangulares.

Los tanques como estructuras para contener líquidos poseen distintos usos, principalmente para el almacenamiento de agua potable, agua tratada o algún otro fluido.

Tabla I. **Usos generales de los tanques de concreto reforzado**

Secciones circulares	Secciones rectangulares
<ul style="list-style-type: none">• Tanques de regulación.• Tanques de almacenamiento.• Tanques de tratamiento de aguas residuales.• Depósitos espesores de lodos.• Filtros de tratamientos de aguas.• Torres de oscilación.	<ul style="list-style-type: none">• Tanques de regulación.• Tanques de almacenamiento.• Plantas de tratamiento de aguas residuales.• Sedimentadores.• Floculadores.• Piscinas.

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Word.

1.2. Clasificación de los tanques

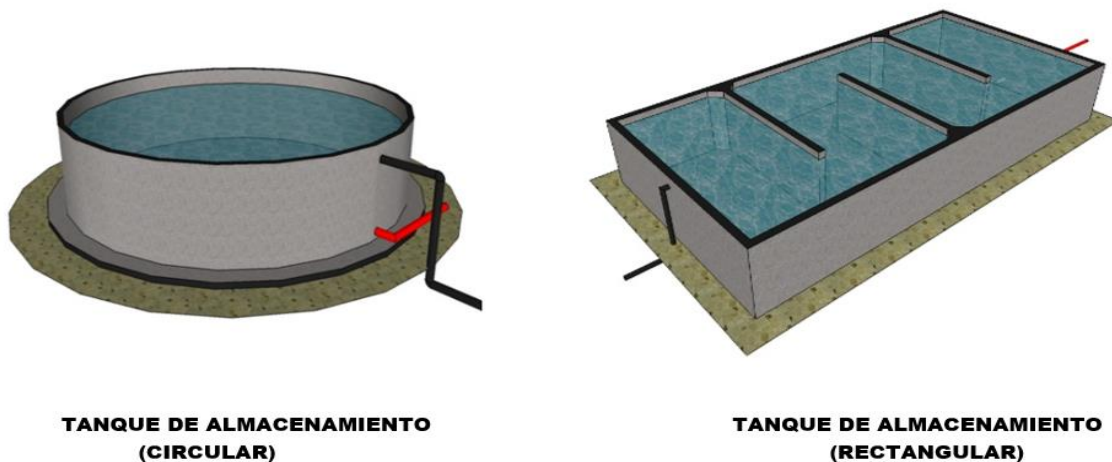
La clasificación de los tanques se encuentra en función con su posición relativa al terreno natural, clasificándolos como superficiales o elevados.

1.2.1. Tanques superficiales

Los tanques superficiales son construidos directamente sobre la superficie del suelo. Este tipo de tanques se utiliza, cuando el terreno sobre el cual se va a desplantar para la cimentación, tiene la suficiente capacidad para soportar las cargas impuestas, sin sufrir deformaciones importantes.

Su principal ventaja es que su mantenimiento es más fácil de efectuar y la implementación de los sistemas de tuberías de entrada y salida es más sencilla. Además de que pueden contar con una cierta altura para la descarga del líquido, si fuese necesario disponer de una carga de presión hidrostática establecida.

Figura 1. **Tanques superficiales**



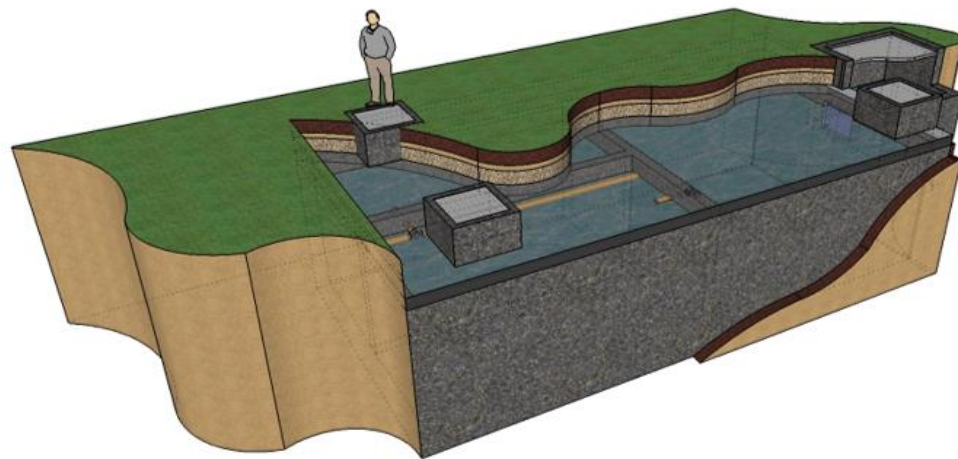
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

1.2.2. Tanques enterrados

Los tanques enterrados se construyen totalmente bajo la superficie del terreno. Se emplean cuando es necesario excavar hasta encontrar un estrato de suelo con un soporte más resistente o cuando la superficie de la cubierta será utilizada para áreas verdes, cuartos de máquinas, entre otros.

La ventaja principal de los tanques enterrados es que protegen el agua de las variaciones de temperatura y ofrecen una perfecta adaptación al entorno. Estos tienen el inconveniente de tener que efectuar excavaciones costosas, además de la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión en general, como las tuberías de entrada, salida y de abastecimiento, las redes de distribución, así como la dificultad para descubrir las posibles filtraciones y fugas del líquido.

Figura 2. **Planta de tratamiento enterrada**



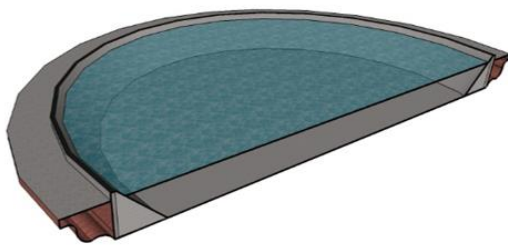
**TANQUE DE SISTEMA DE TRATAMIENTO
(RECTANGULAR ENTERRADO)**

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

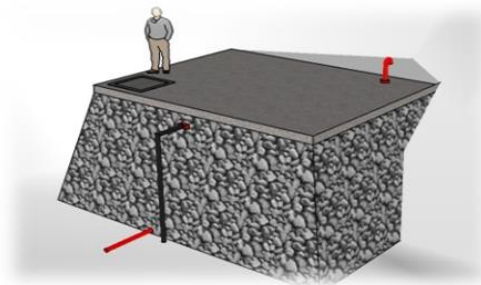
1.2.3. Tanques semienterrados

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y parte sobre el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la altura topográfica respecto del punto de alimentación es suficiente para el adecuado funcionamiento hidráulico, o cuando el terreno presenta dificultad de excavación.

Figura 3. Tanques semienterrados



**TANQUE DE ALMACENAMIENTO
(CIRCULAR)**



**TANQUE DE CAPTACIÓN
(RECTANGULAR)**

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

1.2.4. Tanques elevados

Los tanques elevados son aquellos cuya base está por encima del nivel del suelo, y se sustentan a partir de una estructura. Generalmente son construidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre, la tubería de alimentación y descarga.

1.2.5. Tanques cubiertos

Los tanques cubiertos pueden ser de cualquiera de las clasificaciones antes mencionadas. Las cubiertas son utilizadas en aquellos tanques que por el contenido del líquido que almacenan necesitan ser cubiertos, para aislar la parte interna del ambiente externo en general. Las principales estructuras cubiertas pueden ser tanques de regulación, de almacenamiento, de agua potable o agua tratada, entre otros. En general las cubiertas son planas, cónicas, en forma de domo o una combinación de ellas. En concreto reforzado se utilizan en losas planas, inclinadas y sistemas de losas y vigas.

1.3. Estructuras de los tanques

Los tanques son estructuras que se diseñan y construyen para el almacenamiento de algún tipo de líquido. Son construidos en formas regulares y de materiales mampuestos o de concreto reforzado. No importando su forma o material todos los tanques se componen de los siguientes elementos básicos.

Tabla II. Elementos generales de los tanques

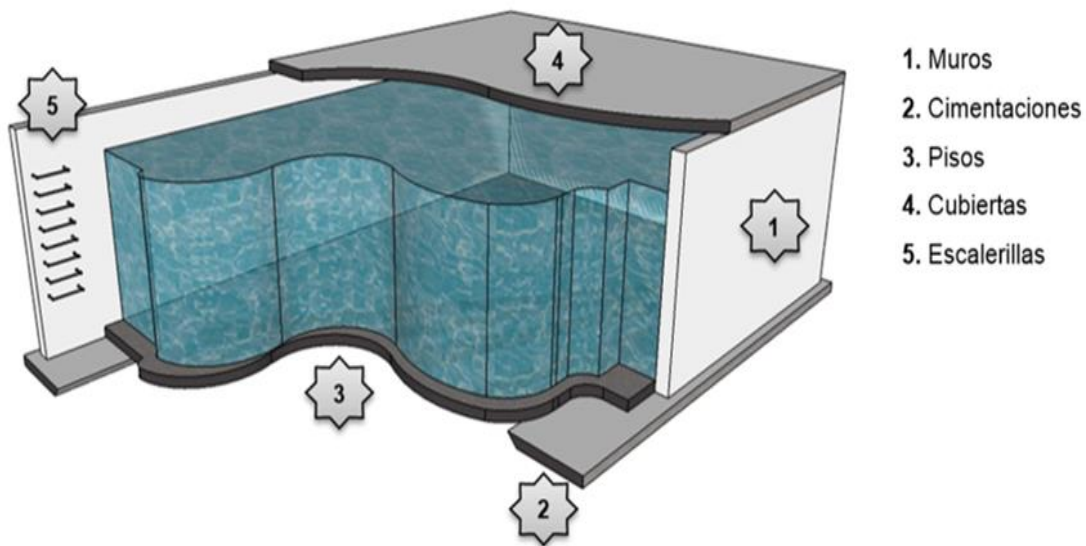
Elemento	Descripción
Muros	Consiste en los elementos verticales que resisten las acciones consistentes de las fuerzas axiales, empujes de agua y de tierra; así como las fuerzas provocadas por sismos y el viento.
Cimentaciones	Pueden consistir de zapatas corridas bajo los muros o una losa de cimentación, que ejerza una función estructural y que al mismo tiempo constituya el piso o fondo de los depósitos.

Continuación de la tabla II.

Pisos	Van en el fondo de los tanques, pueden ser una losa estructural o una membrana impermeable de concreto sin función estructural.
Cubiertas	Son las tapas de los tanques, que pueden consistir en estructuras metálicas, losas de concreto reforzado o algún material membranáceo.
Elementos accesorios	Son todos los elementos complementarios como escalerillas, tuberías, válvulas, entre otros.

Fuente: PAVÓN RODRÍGUEZ, Víctor M. *Diseño de estructuras para contener líquidos*. p. 23.

Figura 4. **Elementos generales de los tanques**



COMPONENTES GENERALES DEL TANQUE

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

1.3.1. Tanques de concreto reforzado

Es una práctica común el uso de estructuras de concreto reforzado, para el almacenamiento de agua y otros líquidos. El concreto reforzado es el material generalmente más económico de la construcción, y cuando está diseñado y construido correctamente, proporciona una larga vida y bajo costo de mantenimiento.

El concreto dosificado correctamente proporciona a la estructura de los tanques impermeabilidad para la contención de líquidos, lo cual garantiza un aislamiento y protección del contenido. El concreto tiene gran resistencia al ataque de agentes químicos y al intemperismo, posee capacidad a la compresión, tensión, flexión y cortante.

1.3.2. Formas de los tanques de concreto reforzado

Los tanques de concreto reforzado pueden disponer de la forma que el proyectista considere necesaria, debido a las características propias del diseño; sin embargo se recomienda que el tanque sea de sección regular, la cual puede ser rectangular o circular.

1.3.2.1. Tanques rectangulares

Los tanques de concreto reforzado rectangulares son estructuras superficiales, enterrados o semienterrados. En el comportamiento estructural de los tanques rectangulares, predominará la flexión - tensión.

Entre los depósitos rectangulares se incluyen los tanques cuadrados y se pueden mencionar los siguientes:

- Cajas repartidoras de caudal
- Cárcamos de bombeo
- Cajas rompedoras de presión
- Cisternas
- Digestores de lodos
- Filtros
- Plantas de tratamiento de agua potable y residual
- Piscinas
- Tanques de regulación
- Tanques floculadores
- Sedimentadores

Las estructuras de los tanques rectangulares se construyen principalmente de concreto reforzado en general, y de mampostería en los tanques de pequeñas dimensiones.

En los grandes tanques rectangulares se recomienda el diseño de divisiones o muros divisorios, que permiten la renovación del agua en el interior de los compartimientos creados con las divisiones, evitándose el estancamiento de la misma, en especial en las esquinas.

1.3.2.2. Tanques circulares

La forma del tanque teórica más conveniente es aquella que para una altura y volumen dados, se tenga un perímetro mínimo, lo cual implica una geometría cilíndrica. Los tanques circulares pueden ser enterrados, semienterrados, o superficiales generalmente. En este tipo de tanques predomina la tensión radial o circunferencial.

Los tanques circulares, tienen un gran uso en la industria y saneamiento, en los que se pueden mencionar los siguientes:

- Plantas de tratamiento de aguas residuales
- Tanques de regulación
- Tanques de sumergencia
- Tanques unidireccionales
- Tanques espesadores de lodos
- Torres de oscilación

Las estructuras de los muros de los tanques puede ser de concreto reforzado, vaciado o colocado en el sitio, con el refuerzo pretensado, postensados, o muros de acero totalmente. La mampostería no es recomendable para estas estructuras circulares, debido a la tensión anular, la cual genera fallas sobre los muros de mampostería al no resistir tensión anular.

2. GENERALIDADES DE LOS MATERIALES

2.1. Materiales empleados en la construcción de tanques

Los materiales que se utilizan con más frecuencia en la construcción de los tanques son: mampostería de bloques de concreto o piedra, concreto reforzado y presforzado, acero estructural, fibras y polímeros, entre otros.

2.1.1. Requisitos para los materiales

Los materiales tendrán que estar sujetos a las normas y estándares de la Comisión Guatemalteca de Normas (Coguanor), al igual que a la Sociedad Americana para pruebas y Materiales (*American Society for Testing and Materials*, ASTM). En obra todo material deberá de ser evaluado para que cumpla con los estándares a los que esté sujeto, garantizando la calidad requerida para el proyecto.

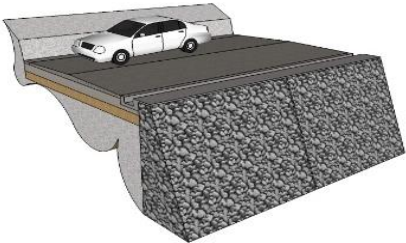
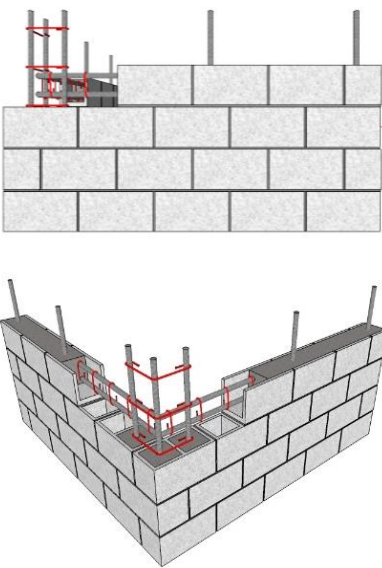
2.1.2. Mampostería

Se entiende como mampostería el sistema constructivo por medio del cual unidades formadas o moldeadas (por lo general lo suficiente pequeñas para que una sola persona los manipule), se adhieren con mortero para formar paredes o muros. Las unidades de mampostería utilizadas son los bloques de concreto, ladrillos de barro cocido y piedra natural.

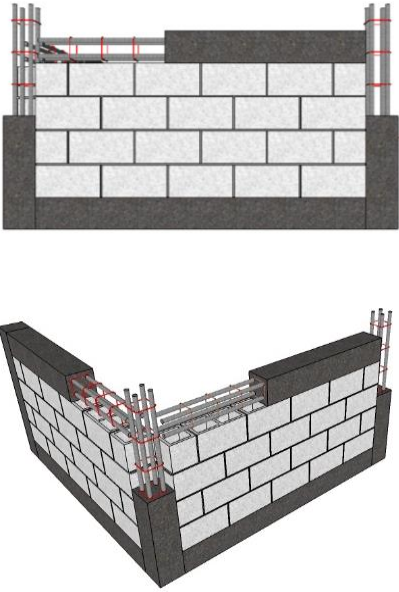
La mampostería en bloques de concreto se utiliza para formar los muros de la estructura de los tanques rectangulares, esta será impermeabilizada con

morteros y compuestos bituminosos, además de rellenar los huecos con un concreto fluido de *grout*, para revestir las barras de acero y evitar la corrosión. En la mampostería existen tres tipos de sistemas constructivos: mampostería sin refuerzo, reforzada integral y reforzada mixta o confinada.

Tabla III. Tipos de mampostería

	Tipo	Descripción
Mampostería sin refuerzo	 <p data-bbox="358 1045 686 1077">Mampostería sin refuerzo</p>	<p data-bbox="760 768 1312 1083">En este tipo de muro de mampostería no se coloca acero de refuerzo, generalmente son muros de piedra o concreto ciclópeo. Los esfuerzos dominantes son de compresión los cuales deben, contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por las fuerzas horizontales. Son débiles a los sismos.</p>
Mampostería reforzada integral	 <p data-bbox="375 1791 672 1822">Mampostería reforzada</p>	<p data-bbox="760 1146 1312 1556">En este tipo de muro de mampostería el acero de refuerzo que se instalará, tanto en el sentido horizontal como vertical, se colocará en las celdas correspondientes a las unidades con vacíos y/o en el espacio de las áreas libres limitadas por las paredes de las unidades para levantado. Los refuerzos verticales podrán requerir eslabones o estribos en algunas posiciones.</p> <p data-bbox="760 1623 1312 1843">La altura entre el piso y la cubierta no deberá ser mayor que 3,15 m. y en ningún caso la distancia libre vertical entre diafragmas deberá de exceder 25 veces el espesor efectivo del muro.</p>

Continuación de la tabla III.

<p>Mampostería confinada o reforzada mixta</p>	 <p>Mampostería confinada</p>	<p>En este tipo de muro de mampostería el acero de refuerzo se coloca y concentra en elementos verticales y horizontales fundidos de concreto denominados columnas (mochetas) y vigas (soleras), respectivamente. Ambas concentraciones de refuerzo deben confinar a las unidades de mampostería. Al mismo tiempo, el refuerzo de las columnas (mochetas) y vigas (soleras) debe quedar asegurado y confinado por eslabones o estribos preferentemente.</p> <p>La resistencia del concreto a compresión $f'c$ deberá ser como mínimo 17,5 MPa (175,00 kg/cm²).</p>
---	--	--

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 4-10. *Especificaciones para muros*. p. 50.

2.1.2.1. Bloques de mampostería

Los bloques de mampostería son productos manufacturados hechos en serie, al ser elementos modulares permiten su utilización en sistemas constructivos de bajo tiempo y costo.

Los bloques de mampostería están estandarizados en su fabricación con cemento Portland, agregado fino y grueso, y agua; deberán cumplir los requisitos de las normas ASTM C90. La proporción general del agregado fino es mayor a

la del agregado grueso, comparándolo con la dosificación del concreto, el agregado grueso es mayor al fino.

La norma NGO 41054 establece por su uso las siguientes clasificaciones para los bloques de mampostería:

- Tipo A: para muros de carga, expuestas o no a la humedad.
 - Clase A1: para muros de carga expuestas a la humedad
 - Clase A2: para muros de carga no expuestas a la humedad

- Tipo B: para muros que no soportan cargas o muros divisorios.
 - Clase B1: para muros que no soportan cargas expuestas a la humedad.
 - Clase B2: para muros que soportan cargas no expuestas a la humedad.

Según la proporción de los agregados, los bloques de mampostería se pueden clasificar en:

- Pesados: bloques producidos con agregados estándar o convencionales, se definen con una densidad de $125 \text{ lb/ft}^3 = 2\,000 \text{ kg/m}^3$ o superior.

- Medios: bloques producidos con una mezcla de agregados estándar y livianos, se definen con una densidad entre $125 \text{ lb/ft}^3 = 2\,000 \text{ kg/m}^3$ y $105 \text{ lb/ft}^3 = 1\,680 \text{ kg/m}^3$

- Livianos: bloques producidos con agregados finos, como arcilla, yeso y

arena volcánica y como agregado grueso se utilizan las piedras pómez, se definen con una densidad de $105 \text{ lb/ft}^3 = 1\,680 \text{ kg/m}^3$ o inferior.

Tabla IV. **Propiedades de los bloques de mampostería**

	Nominal cm.	Dimensiones (a x b x l) cm.	Espesor de la pared t = cm.	Resistencia f _m Compresión (kg/cm ²)
BLOQUES TIPO A	10,00	(09x19x39) cm	(1,90) cm	(70-50) Kg/cm ²
	15,00	(14x19x39) cm	(2,20) cm	(70-50) Kg/cm ²
	20,00	(19x19x39) cm	(2,50) cm	(70-50) Kg/cm ²
	25,00	(24x19x39) cm	(2,80) cm	(70-50) Kg/cm ²
	30,00	(29x19x39) cm	(3,20) cm	(70-50) Kg/cm ²
BLOQUES TIPO B	10,00	(09x19x39) cm	(1,30) cm	(30-25) Kg/cm ²
	15,00	(14x19x39) cm	(1,50) cm	(30-25) Kg/cm ²
	20,00	(19x19x39) cm	(1,70) cm	(30-25) Kg/cm ²
	25,00	(24x19x39) cm	(1,90) cm	(30-25) Kg/cm ²
	30,00	(29x19x39) cm	(2,20) cm	(30-25) Kg/cm ²
Bloque de concreto				

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 4-10. p. 36.

2.1.2.2. Piedra para mampostería

Las estructuras de mampostería de piedra son construidas con piedra labrada o no labrada. La piedra se usa normalmente para fabricar concreto ciclópeo que es una combinación de concreto de cemento hidráulico y de piedra de tamaño no mayor de 30,00 centímetros. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 12,5 *Mpa* (125,00 *kg/cm²*).

El sistema de mampostería con piedra se utiliza para construir cajas, brocales de pozos ciegos, muros de contención y retención, tanques de regulación y de captación, pilas y estribos de puentes.

En la construcción de tanques la utilización de piedra se limitará a formas regulares cuadradas o rectangulares, porque el sistema de mampostería sin refuerzo con piedra no es capaz de soportar las fuerzas de tensión anular que se producen en los muros de los tanques circulares.

La piedra puede ser de canto rodado o material de cantera labrada o no labrada. La piedra debe ser dura, sana, libre de grietas u otros defectos en su estructura interna, que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie.

Las superficies de las piedras deben estar exentas de tierra, arcilla o cualquier materia extraña que pueda obstaculizar la perfecta adherencia del mortero.

Las piedras pueden ser de diversas formas y sus dimensiones pueden variar por lo menos de 10,00 a 20,00 centímetros y la mayor de 20,00 a 30,00 centímetros.

2.1.2.3. Morteros

El mortero es una mezcla de material aglomerante, agregado fino y agua. Se utiliza junto a otros compuestos para formar capas impermeables en la mampostería. Todos los morteros deberán cumplir con la norma ASTM C270.

Los morteros en mampostería de acuerdo con su función se dividen en:

- Función estética
 - Acabados del muro, textura y color.

- Función estructural
 - Liga unidades de mampostería.
 - Impermeabilización para impedir penetración de aire y de agua.
 - Adherencia al refuerzo de juntas, amarres metálicos, entre otros.
 - En mampostería reforzada recubre, protege y actúa en unión con la armadura embebida.

De acuerdo con la norma ASTM C270, los morteros se clasifican, en función de sus propiedades o por sus proporciones.

Los espesores para las juntas verticales y horizontales varían entre 7,00 mm a 13,00 mm, siendo el promedio ideal del orden de 10,00 mm.

Los principales componentes de un mortero son cemento, cal, arena y agua. El cemento le da al mortero resistencia y durabilidad, y la cal mejora sus propiedades de adherencia.

Tabla V. **Proporciones del mortero por volumen**

Tipo	Resistencia mínima f'c a los 28 días (kg/cm²) – (Mpa)	Partes de cemento por volumen	Partes de cal por volumen	Relación de agregados (Medida en condición humedad y suelta)
M	(175,00) - (17,50)	1	¼	No menor que 2,25 y no mayor que 3,5 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes.
S	(125,00) - (12,50)	1	de ¼ a ½	
Sa	(70,00) - (7,00)	1	1	
N	(53,00) - (5,30)	1	de ½ a 1 ¼	

Fuente: Normas AGIES - NSE 4-10. *Especificaciones para materiales*. p. 39.

La cantidad de agua que se agrega debe ser la suficiente para llevar la mezcla a un estado plástico que le permita al albañil alinear y nivelar las unidades sin romper la adhesión. Agregarle agua a las mezclas para compensar el agua perdida por evaporación es una práctica aceptada en la construcción de mampostería. El mortero empieza a endurecer a las 2,5 horas después del mezclado original. Después de ese tiempo, agregarle agua puede causar una baja en la resistencia en un 25,00 %.

En levantado de mampostería, la resistencia a la compresión del mortero está en función de la resistencia sobre el área bruta de la unidad de bloque a utilizar, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla VI. **Tipos de mortero según unidad de bloque**

Resistencia sobre área bruta (kg/cm²) – (Mpa)	Tipo de mortero a ser utilizado
(35,00) – (3,50)	Sa
(50,00) – (5,00)	S
(70,00) – (7,00)	M

Fuente: Normas AGIES - NSE 4-10. *Especificaciones para materiales*. p. 40.

Tabla VII. Especificaciones por proporciones, para morteros de cemento y cal, preparados en obra

Mortero	Tipo	Dosificación por volumen (materiales cementantes)								Relación de agregados (medida en condición humedad y suelta)
		Cemento Portland ^a	Cemento de mampostería ^c			Cemento de mortero ^d			Cal hidratada ^e o mastique de cal	
		Cemento mezclado ^b	M	S	N	M	S	N		
CEMENTO - CAL	M	1	-	-	-	-	-	-	¼	No menor que 2,25 y no mayor que 3 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes
	S	1	-	-	-	-	-	-	Más de ¼ a ½	
	N	1	-	-	-	-	-	-	Más de ½ a 1 ¼	
	O	1	-	-	-	-	-	-	Más de 1 ¼ a 2 ½	
CEMENTO DE MORTERO	M	1	-	-	-	-	-	1	-	
	M	-	-	-	-	1	-	-	-	
	S	½	-	-	-	-	-	1	-	
	S	-	-	-	-	-	1	-	-	
	N	1	-	-	-	-	-	1	-	
	O	1	-	-	-	-	-	1	-	
CEMENTO DE MAMPOSTERÍA	M	1	-	-	1	-	-	-	-	
	M	-	1	-	-	-	-	-	-	
	S	½	-	-	1	-	-	-	-	
	S	-	-	1	-	-	-	-	-	
	N	-	-	-	1	-	-	-	-	
	O	-	-	-	1	-	-	-	-	
a.	Cemento Portland conforme a los requisitos					ASTM C150				
b.	Cemento mezclado conforme a los requisitos					ASTM C595				
c.	Cemento de mampostería conforme a los requisitos					ASTM C91				
d.	Cemento de mortero conforme a los requisitos					ASTM C1329				
e.	Cal hidratada conforme a los requisitos					ASTM C207				

Fuente: CORZO DÁVILA, Mario. *Notas de mampostería*. p. 7.

2.1.2.4. Grout (concreto fluido)

El *grout* es utilizado en la estructura de los muros perimetrales de tanques, para aumentar la impermeabilidad al rellenar los huecos de la mampostería. Este se compone de una mezcla de cemento, arena, grava fina y la cantidad de agua necesaria para proporcionar una mezcla fluida, que permita su colocación dentro de las celdas de la mampostería alrededor del acero de refuerzo. Según el tamaño nominal máximo de los agregados, el *grout* se clasifica como fino o grueso.

2.1.2.4.1. Grout fino

Este tipo de *grout* se utilizará cuando el espacio para el vaciado sea pequeño, angosto o congestionado con refuerzo. Entre el acero de refuerzo y la unidad de mampostería deberá existir un espacio libre mínimo de 6,50 mm. La proporción por volumen deberá ser de 1 parte de cemento, hasta 1/10 de volumen de cal, 2 a 3 volúmenes de arena de río; si hay piedrín de 1/4" podrá agregarse 1 volumen.

2.1.2.4.2. Grout grueso

Este tipo de *grout* se utilizará cuando el espacio entre el acero de refuerzo y la unidad de mampostería sea por lo menos 13,00 mm o cuando las dimensiones de la celda en la unidad sean de 38,00 mm de ancho y 75,00 mm de largo o mayores. La proporción por volumen deberá ser de 1 parte de cemento, hasta 1/10 de volumen de cal, 2 a 3 volúmenes de arena de río y 1 a 2 volúmenes de grava fina o piedrín de 1/4" a 3/8".

2.1.2.5. Protección de la mampostería

Los muros de un tanque de mampostería tendrán que revestirse con un aplanado de mortero con impermeabilizante integral. Este será un mortero tipo O, Sa o S, el cual se combinará con compuestos impermeabilizantes que garanticen una protección integral de los bloques de mampostería y el refuerzo interno del sistema constructivo utilizado.

El objeto de este aplanado es obtener una membrana impermeable que impida la filtración del agua a través de la mampostería y provoque procesos de corrosión en el acero interno.

2.1.3. Concreto

El concreto es un material que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento Portland o puzolánico, está formada por una parte activa de pasta aglutinante (agua y cemento) y una parte inerte (agregado fino y grueso).

El concreto mezclado deberá de cumplir los requisitos de la Norma ASTM C94M o ASTM C685M.

Para la fabricación del concreto se utilizan exclusivamente los llamados cementos hidráulicos. Para completar el proceso químico (hidratación) mediante el cual el polvo de cemento fragua y endurece; para convertirse en una masa sólida se requiere la adición de agua.

Figura 5. **Composición del concreto simple**



Fuente: PARKER, Ambrose. *Diseño simplificado de concreto reforzado*. p. 30.

2.1.3.1. Componentes del concreto

Los elementos que componen el concreto son cementos, agregados, aditivos y agua. Estos elementos se definen como:

2.1.3.1.1. Cemento

Un material cementante es aquel que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas. El cemento deberá de cumplir con las especificaciones ASTM C150.

- **Cemento puzolánico:** son cementos hidráulicos. Están elaborados con cal (60,00 %) y puzolanas (40,00 %). Las puzolanas utilizadas son cenizas volcánicas.

- Cemento Portland normal: todos los cementos Portland fraguan o endurecen al reaccionar con el agua. Compuesto de caliza de rocas sedimentarias con alto contenido de calcio, arcillas con contenido de óxido de hierro, óxido de aluminio y yeso.
 - Tipo I: para uso general en la construcción (UGC) según ASTM C150 o cemento Portland, C595, C1157 que tiene inclusión de puzolanas.
 - Tipo II: uso general, cuando se requiera moderada resistencia a los sulfatos (agentes químicos que producen corrosión).
 - Tipo III: cemento de alta resistencia inicial.
 - Tipo IV: cemento de bajo calor de hidratación.
 - Tipo V: cemento de alta resistencia a los sulfatos, para ser usado en obras marítimas o de tratamientos de aguas residuales.

2.1.3.1.2. Agregados

Los agregados son materiales pétreos “inertes” (no reaccionan químicamente), resultantes de la desintegración natural de las rocas u obtenidos de la trituración de rocas o de otros materiales inertes suficientemente duros. Los agregados deberán de cumplir con la Norma ASTM C33 y para concreto estructural la Norma ASTM C330.

- Clasificación por tamaños
 - Finos: material que pasa por tamiz Núm. 4 (4,76 mm de abertura).
 - Gruesos: retenido en tamiz de 4,76 mm y que pasa el tamiz de 150,00 mm (6,00”).

- Clasificación por su forma
 - Canto rodado, triturado, mixto (canto rodado y triturado).

El agregado grueso se limitará según el código ACI 318S-08 a un tamaño máximo nominal igual a: 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado, ni a 1/3 de la altura de la losa, ni a 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos. Los agregados gruesos para concretos impermeables y resistentes a los productos químicos, según el ACI 350, serán de un tamaño nominal de 1 1/2" equivalente a la malla Núm. 4, 1" hasta a la malla Núm. 4 equivalente a 3/4".

2.1.3.1.3. Aditivos

Los aditivos son sustancias que se agregan al concreto para mejorar su manejo, fraguado, endurecer su superficie e incrementar su impermeabilidad. El término abarca todos los materiales diferentes al cemento, al agua o a los agregados, que se añaden antes o durante la mezcla del concreto. Los aditivos que se empleen en el concreto serán de acuerdo con lo indicado en el proyecto y del tipo que no provoquen agrietamientos, ni calor de hidratación en exceso, ni aquellos que ataquen al acero o al concreto.

Tabla VIII. **Clasificación de los aditivos**

Tipo	Descripción
	Se utilizan para reducir el tiempo de fraguado y acelerar el desarrollo inicial de resistencia. El acelerante más utilizado es el cloruro de calcio por bajo costo,

Continuación de la tabla VIII.

<p style="text-align: center;">Aditivos acelerantes</p>	<p>pero debe ser utilizado con precaución en concreto presforzado o en concreto reforzado en ambientes húmedos, debido a su tendencia a suscitar la corrosión del acero. (ASTM C494-92).</p>
<p style="text-align: center;">Aditivos retardantes</p>	<p>Los aditivos retardantes del fraguado se utilizan principalmente para contrarrestar los efectos acelerantes de altas temperaturas ambientales y para mantener la trabajabilidad del concreto durante todo el periodo de colocación. (ASTM C494-92).</p>
<p style="text-align: center;">Aditivos incorporadores de aire</p>	<p>Los agentes incorporadores de aire son en la actualidad los aditivos más ampliamente utilizados. Ellos producen la inclusión de aire en el concreto en forma de pequeñas burbujas dispersas. Esto mejora la manejabilidad y la durabilidad (principalmente la resistencia al congelamiento y a la abrasión) y reduce la segregación durante la colocación. Estos aditivos disminuyen la densidad del concreto debido a que aumentan la relación de vacíos y por tanto disminuyen su resistencia. (ASTM C 260-86).</p>
<p style="text-align: center;">Aditivos reductores de agua</p>	<p>Son compuestos orgánicos e inorgánicos que se utilizan para reducir el agua requerida en una mezcla de concreto para un asentamiento dado; estos compuestos se llaman plastificantes. Los aditivos reductores de agua de alto rango, o superplastificantes, se utilizan para producir concretos de alta resistencia. (ASTM C494-92).</p>

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 37.

2.1.3.1.4. Agua para la mezcla

El agua debe de estar suficientemente limpia, libre de aceite, materia orgánica y sustancias que puedan afectar las acciones de endurecimiento,

curado o la calidad general del concreto. Las impurezas excesivas en el agua de mezclado pueden afectar no solo el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y la estabilidad volumétrica, sino también provocar corrosión en el refuerzo. Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos. En general, toda agua potable es adecuada para la mezcla de concreto y esta deberá de cumplir con la Norma ASTM C1602M.

2.1.4. Concreto reforzado

El extenso uso del concreto estructural en el siglo XX, se debe en gran medida al uso del acero de refuerzo que actúa con el concreto para crear un material de construcción adaptable, viable y eficaz. El concreto es un material por naturaleza frágil, fuerte a la compresión pero débil a la tensión, y sin ductilidad. Por otra parte las barras de acero, aunque fuertes a la tensión y bastante dúctiles, no pueden soportar cargas mensurables a la compresión, por lo que al integrarse los dos materiales forman un componente estructural que provee cada uno lo mejor de sus características físicas y mecánicas.

El concreto reforzado tendrá una resistencia mínima a compresión $f'c$ especificada a los 28 días, no menor a $210,00 \text{ kg/m}^2$ para los muros y los elementos estructurales pertenecientes a pórticos resistentes a momentos.

2.1.4.1. Protección para el concreto reforzado

Existen muchos tipos de revestimientos protectores que evitan el contacto de la superficie, del concreto con el agente corrosivo. Para que estos revestimientos sean efectivos, deben garantizar una completa adherencia a la superficie del concreto y ser completamente impermeables. Los principales tipos

de protección del concreto se pueden en listar de acuerdo con el contenido o uso del tanque como:

- Protección de pisos de concreto: los pisos de concreto en los que puede haber derrames de ácidos, deben protegerse con laca de vinil, epóxico, hule clarinado o revestimientos fenólicos. Como precaución es necesario investigar la toxicidad de cualquier producto. Para la aplicación de los revestimientos deberán tomarse en cuenta los requisitos de seguridad establecidos por el fabricante.
- Plantas de tratamiento de desechos industriales: en ocasiones, el tratamiento de desechos industriales involucra desechos de ácido con pH tan bajo, que llega a ser de 10. El tipo de mortero que puede usarse es el resistente al ataque químico, ladrillos o mosaicos resistentes al ácido, revestimientos bituminosos gruesos, epóxicos y capas pesadas o láminas de caucho o plástico.
- Plantas de tratamiento de aguas: generalmente, las concentraciones normales de productos químicos son usadas en las plantas para tratamiento de aguas, para el control de coagulación, sabor, olor y desinfección; no afectan al concreto, excepto si se trata de alumbre líquido, que requiere de una barrera continua e inerte como el PVC o el caucho, por lo menos de 0,50 mm de espesor.

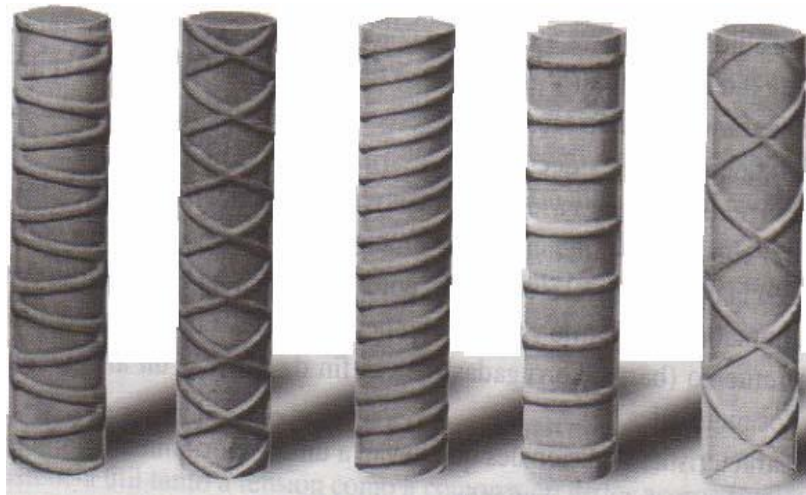
2.1.5. Acero de refuerzo

El refuerzo usado en las estructura de concreto puede ser en forma de barras o de malla soldada de alambre.

2.1.5.1. Barras de refuerzo

Las barras o varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las barras corrugadas, tienen protuberancias en sus superficies, los patrones de las corrugaciones difieren según los fabricantes, para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todos los casos, estas son redondas y varían en tamaños del # 3 al # 11, con dos tamaños grandes, el # 14 y # 18, también existente. El alambre corrugado es dentado, y no con protuberancias por el laminado. Las barras lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las barras longitudinales, sobre todo en columnas.

Figura 6. Tipos de corrugaciones en el acero de refuerzo



Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 52.

El grado de las barras será con la designación según las Normas ASTM, grado 40, significa que el acero tiene un punto de fluencia específico de 40 000,00 lb/plg²; grado 50 implica 50 000,00 lb/plg².

Tabla IX. **Propiedades de las barras de refuerzo**

Núm.	Barras de refuerzo estándar de la ASTM				
	Barra Núm.	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm ²	Área nominal, cm ²	Masa nominal kg/m
3	10	9,50	71,00	0,710	0,560
4	13	12,70	129,00	1,290	0,994
5	16	15,90	199,00	1,990	1,552
6	19	19,10	284,00	2,840	2,235
7	22	22,20	387,00	3,870	3,042
8	25	25,40	510,00	5,100	3,973
9	29	28,70	645,00	6,450	5,060
10	32	32,30	819,00	8,194	6,404
11	36	35,80	1 006,00	10,066	7,907
14	43	43,00	1 452,00	14,520	11,380
18	57	57,30	2 581,00	25,810	20,240

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-318S-08. *Requisitos de reglamento para concreto estructural. Apéndice E información acerca del acero de refuerzo.* p. 455.

2.1.5.2. **Malla electrosoldada**

Las mallas soldadas de alambre se usan con frecuencia como refuerzo de losas, muros, pavimentos y cascarones. Las mallas se hacen con alambres estirados en frío de grado 70, colocados en dos direcciones ortogonales y soldados en los puntos de intersección.

Los tamaños y separación del alambre pueden ser los mismos en ambas direcciones o pueden ser diferentes, dependiendo de los requisitos del diseño. El alambre liso se designa con la letra “W” seguida de un número igual al área de la

sección transversal del alambre en centésimos de pulgada cuadrada. El alambre corrugado se designa con la letra “D” seguida de un número que indica el área.

La malla de alambre liso queda incluida en la definición del ACI 318S-08 del refuerzo corrugado, debido a su adherencia mecánica al concreto, ocasionada por las intersecciones de los alambres. La malla de alambre con corrugaciones en su superficie se adhiere aún más al concreto, debido a dichas corrugaciones, así como a las intersecciones de los alambres.

Tabla X. **Malla electrosoldada estándar**

Tipo		Límite mínimo de fluencia $F_y = 5\,000\text{ kg/cm}^2$ Área = 14.10 m^2						
@ plg	Calibre	Ø mm	Área barra cm^2	Peso		Área refuerzo cm^2/ml	Tipo de barra	Equivalente a
				kg/m ²	kg/plan.			
6x6	10/10	3,43	0,092	0,98	13,77	0,62	Lisa	Núm. 2 @ 0,30 m
6x6	9/9	3,80	0,113	1,18	16,64	0,76	Corrugada	Núm. 2 @ 0,25 m
6x6	8/8	4,11	0,133	1,41	19,87	0,88	Lisa	Núm. 2 @ 0,25 m Núm. 3 @ 0,35 m
6x6	7/7	4,50	0,159	1,68	23,71	1,06	Corrugada	Núm. 2 @ 0,15 m Núm. 3 @ 0,35 m
6x6	6/6	4,88	0,187	1,98	27,89	1,25	Lisa	Núm. 3 @ 0,30 m
6x6	4,5/4,5	5,50	0,238	2,50	35,30	1,58	Corrugada	Núm. 3 @ 0,25 m Núm. 4 @ 0,45 m
6x6	4/4	5,72	0,257	2,72	38,31	1,71	Lisa	Núm. 3 @ 0,25 m Núm. 4 @ 0,40 m
6x6	3/3	6,20	0,302	3,19	44,99	2,01	Corrugada	Núm. 4 @ 0,30 m
6x6	2/2	6,65	0,347	3,70	52,12	2,32	Lisa	Núm. 3 @ 0,15 m Núm. 4 @ 0,30 m

Fuente: Corporación Multigroup. *Tabla de propiedades de mallas electrosoldadas.*

<http://www.multigroup.com.gt/?PAGE=17&PRODUCT=20>. Consulta 10 de marzo de 2015.

3. ESTUDIOS BÁSICOS

3.1. Estudios básicos de ingeniería

Los estudios básicos de ingeniería comprenden las actividades previas a la ubicación y diseño del tanque. Estos estudios son comunes en cualquier proyecto de ingeniería porque sirven de base para que el proyectista establezca los parámetros más adecuados de diseño que garanticen un óptimo desempeño de la estructura durante su periodo de diseño.

3.1.1. Estudio de capacidad de los tanques

La estimación de las demandas de agua, sirve para dimensionar el tanque y proyectar la capacidad de almacenamiento.

El tanque de almacenamiento se dimensiona buscando un perímetro y área superficial mínimos, con base en el gasto máximo diario y la ley de las demandas de la localidad; además se debe contemplar en el dimensionamiento, un volumen para cubrir la demanda de emergencia, como puede ser una falla en el sistema de alimentación.

En los tanques o depósitos para los sistemas de tratamientos de aguas, estos se dimensionarán de acuerdo con los caudales de diseño y a los periodos de retención del líquido dentro del tanque, para su descontaminación.

3.1.2. Estudio topográfico

Los estudios topográficos tendrán como objetivo realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos, que proporcionen información como base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotécnica, así como condiciones ambientales actuales e impacto del proyecto sobre el mismo.

Establecer puntos de referencia para ubicación y replanteo de las obras constructivas. Los estudios topográficos deberán de contener como mínimo:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentando en planos entre 1:500 a 1:2 000, preferentemente.
- Establecer altimetría con la representación de curvas de nivel a intervalos apropiados visualmente.
- Generar el levantamiento catastral o inventario físico, de la zona aledaña al tanque, el cual puede incluir edificios, casas, calles, tuberías existentes, entre otros.
- Establecer puntos de control o bancos de marca que permitan trazabilidad, repetitividad y precisión en el levantamiento topográfico.

3.1.3. Estudio geológico

El estudio geológico tiene como objetivo establecer las características regionales y locales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentren en la zona de interés. En este estudio se deberán considerar las exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en función de la magnitud del proyecto. Los estudios geológicos comprenderán:

- Revisión de información existente de la geología regional y local

- Descripción geomorfológica
- Identificación y caracterización de fallas geológicas
- Zonificación geológica del área

3.1.4. Estudio geotécnico

El estudio geotécnico tiene como objetivo establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigráfica, y la identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

En el estudio geotécnico se deberán de considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio localizados en la zona donde se realizará la cimentación de la estructura del tanque. Los estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o rocas extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotectónicos preliminares para el diseño del tanque.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundición, así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizados en función del área de la cimentación.

- Ensayos en suelos
 - Ensayos de penetración estándar (PST)
 - Ensayos de cono estático (CPT)
 - Ensayos de veleta de campo
 - Ensayos de placa estática
 - Ensayos de permeabilidad
 - Ensayos de refracción sísmica

Los ensayos de laboratorio deben estar referidos a normas técnicas especializadas. Entre estos ensayos se pueden considerar:

- Ensayos en suelos
 - Contenido de humedad
 - Gravedad específica
 - Determinación de límites líquido y plástico
 - Granulometría
 - Ensayo de compresión no confinado
 - Ensayo de corte directo
 - Ensayos triaxial consolidado no drenado
 - Ensayos triaxial no consolidado no drenado
 - Ensayo de consolidación
 - Ensayo de permeabilidad
 - Ensayo de Proctor Modificado y CBR

Según la Norma AGIES NSE 2.1-10, se establece el número de pozos o sondeos exploratorios para la toma de muestras y la profundidad mínima de los mismos, en la siguiente tabla, en función del tipo de edificación.

En el caso de los tanques de concreto reforzado se clasifican según Norma AGIES NSE 1-10, como estructuras tipo IV, obras esenciales y el nivel de protección sísmica E, D o C según AGIES NSE 2-10.

Tabla XI. **Número de sondeos y profundidad sugeridos**

Nivel de protección sísmica del tipo de edificación (NR 2, 3.2.2.)	Construcción de edificaciones		Construcción de edificaciones 1 y 2 niveles	
	Número mínimo de sondeos	Profundidad mínima de sondeos (m)	Número mínimo de sondeos	Profundidad mínima de sondeos (m)
A	3,00	15,00	3,00	15,00
B	4,00	25,00	4,00	25,00
C	5,00	30,00	5,00	30,00
D, E	6,00	30,00	***	***

Fuente: Normas AGIES - NSE 2.1-10. *Estudios geotécnicos y de microzonificación*. p. 130.

El número de sondeos y la profundidad (en “m”) de los mismos, serán como mínimo los establecidos en la tabla XI, o bien los que el ingeniero geotecnista fije, de acuerdo con el tipo de obra.

Según AGIES, para el diseño y construcción de la cimentación se deberá indicar la capacidad soporte del suelo, asentamientos calculados y admisibles, estructuras de contención requeridas o formas de estabilización de cortes y taludes, si fuera necesario.

3.2. Diseño estructural

El diseño estructural consiste determinar las dimensiones y materiales

adecuados de cada uno de los componentes del tanque, que permitan un óptimo funcionamiento de la estructura a lo largo de su periodo de diseño.

En el análisis del diseño estructural se evaluarán las cargas establecidas para la estructura del tanque, que dependerán de materiales a utilizar, de la profundidad del líquido retenido, la presión externa del suelo y el equipo que se instale dentro de los tanques. El análisis para el diseño debe de ser preciso para obtener una descripción realista de la distribución de esfuerzos en la estructura, para resistir el agrietamiento en áreas de esfuerzos máximos.

En el diseño de las estructuras para los tanques de agua potable o tratada, se tomarán en cuenta los efectos de las cargas muertas, cargas vivas y las acciones provocadas por sismo y viento, cuando estos últimos sean significativos. Sin embargo, no será necesario diseñar para los efectos simultáneos, sino únicamente para la condición más crítica entre ambas acciones.

3.3. Acciones permanentes

Las acciones permanentes son las que actúan en forma continua sobre la estructura y su intensidad tiene pocas variaciones con el tiempo.

3.3.1. Cargas muertas

Las cargas muertas son acciones permanentes de magnitud constante que permanecen fijas en la misma ubicación a largo de la vida útil de la estructura. En esta clasificación de cargas se encuentran el peso propio de la estructura y componentes fijos anclados a esta. La estimación de cargas se establecerá según las densidades y pesos de los materiales, en función de integraciones con

base en la configuración estructural y el predimensionamiento de los componentes, que serán comprobados en el diseño estructural.

- En las cargas muertas se deberán considerar:
 - Peso propio de la estructura que consistirá en los elementos componentes del tanque (ver tabla II). Las densidades y pesos de materiales podrán ser consultados en reglamentos o códigos de construcción o en datos del proveedor.
 - Equipo mecánicos fijos y accesorios de tamaño significativo como tuberías, válvulas, y escalerillas, entre otros.

3.4. Acciones variables

Las acciones variables son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que cambia de magnitud significativamente con el tiempo.

3.4.1. Cargas vivas

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación o uso sobre diafragmas horizontales y cargas de tráfico en puentes. Las cargas vivas podrán estar en un área determinada total o parcialmente o no estar presentes en un momento dado.

En los tanques, según el código ACI 350, se especifican algunos valores de cargas vivas mínimas, directamente sobre las cubiertas:

- En tanques que soporten cuartos de máquinas con equipos que puedan

desarmarse y almacenarse en el piso se establece una carga de $1\,465\text{ kg/m}^2$.

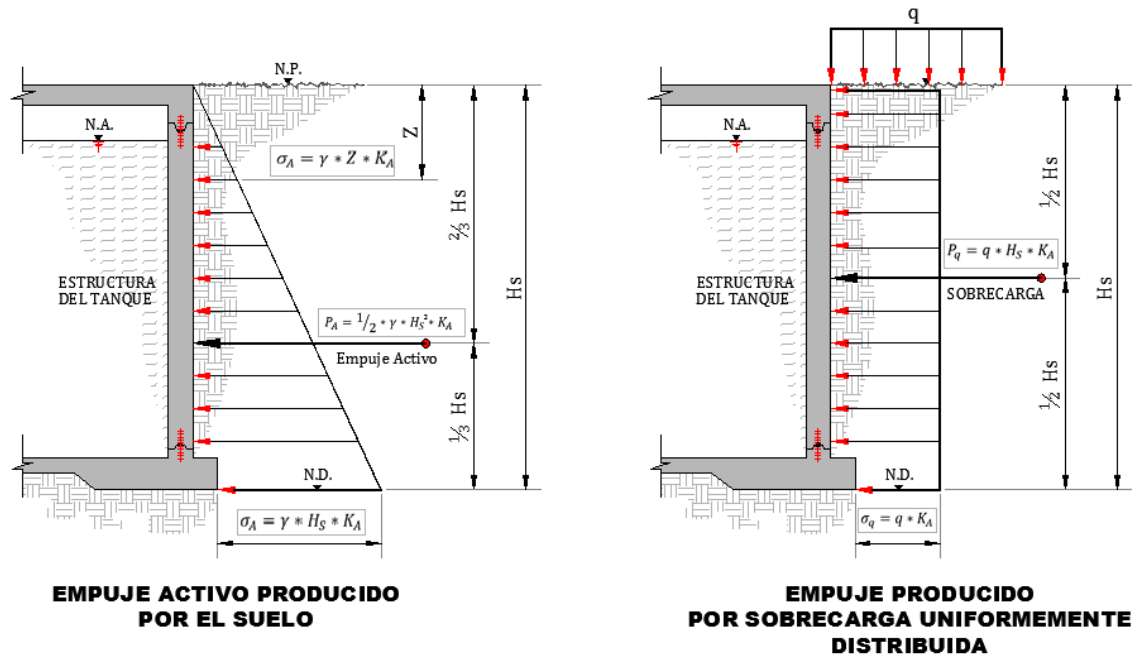
- En pasarelas, plataformas de inspección y escaleras se establece una carga de 488 kg/m^2 .
- En tanques sobre el nivel del terreno, con una pendiente menor o igual a $5,00\%$ se establece un carga de 120 kg/m^2 ; y en áreas con acceso peatonal como losas planas se establece una carga de 200 kg/m^2 .
- En tanques enterrados con un desplante igual o mayor a $0,40\text{ m}$, se deberá considerar una carga viva de 400 kg/m^2 y una sobrecarga por el peso propio de la tierra sobre la cubierta.

3.4.2. La presión del suelo

En el análisis de los muros perimetrales de los tanques enterrados o semienterrados en contacto con el suelo, se deberá evaluar el empuje activo del suelo sobre los muros, y se considerarán las posibles sobrecargas que puedan presentarse por efecto de cargas vivas peatonales, y vehiculares en cercanías con los muros.

Para la evaluación de las fuerzas ocasionadas por el suelo, el estudio de geotecnia establecerá los coeficientes de empuje activo de acuerdo con las condiciones propias del terreno y estos parámetros se podrán calcular con base en la teoría de esfuerzos de Rankine.

Figura 7. Empujes laterales provocados por un estrato de suelo



Fuente: elaboración propia, con base en la teoría de esfuerzos de Rankine.

3.4.3. La presión de líquido interno y externo

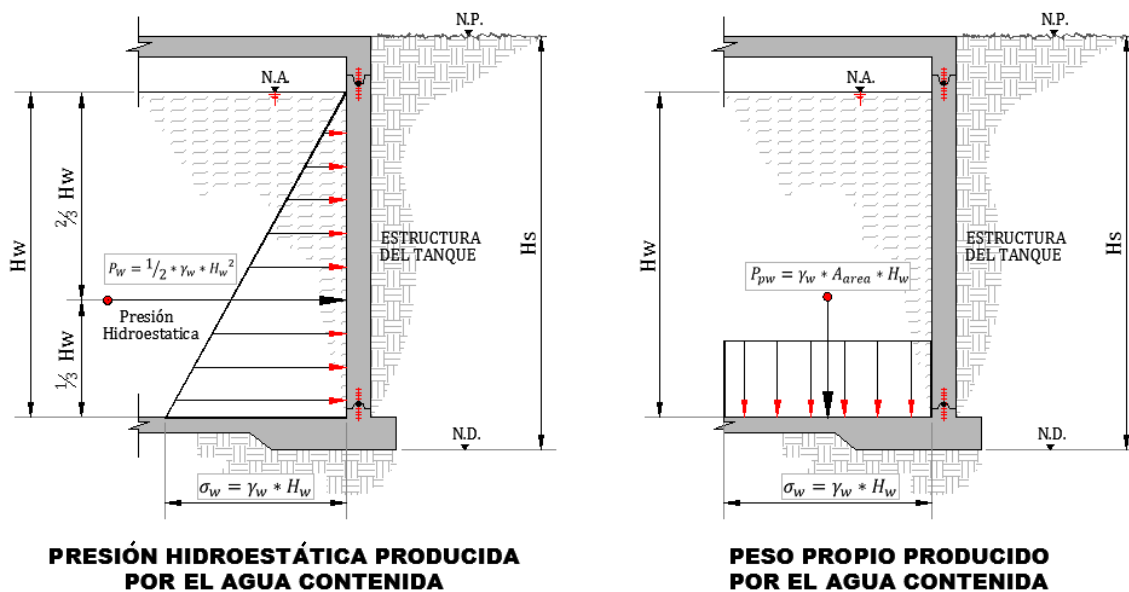
El líquido o agua presente en el área interna y externa genera fuerzas y presiones sobre los muros, piso y cubierta de los tanques, las cuales deberán incluirse en el análisis respectivo, estas presiones se clasifican como interna y externa.

3.4.3.1. Presión de líquido o agua interna

El líquido o agua interna en el tanque genera presión hidrostática; ésta provocará una fuerza perpendicular a las paredes del tanque y sobre el fondo generará una fuerza por el peso propio del líquido, que aumentará en función de

la profundidad. La presión del agua o líquido contenido en el tanque, será directamente proporcional a la gravedad, la densidad, y profundidad del líquido.

Figura 8. **Presión de líquido o agua interna**



Fuente: elaboración propia, con base en la teoría de esfuerzos de Rankine.

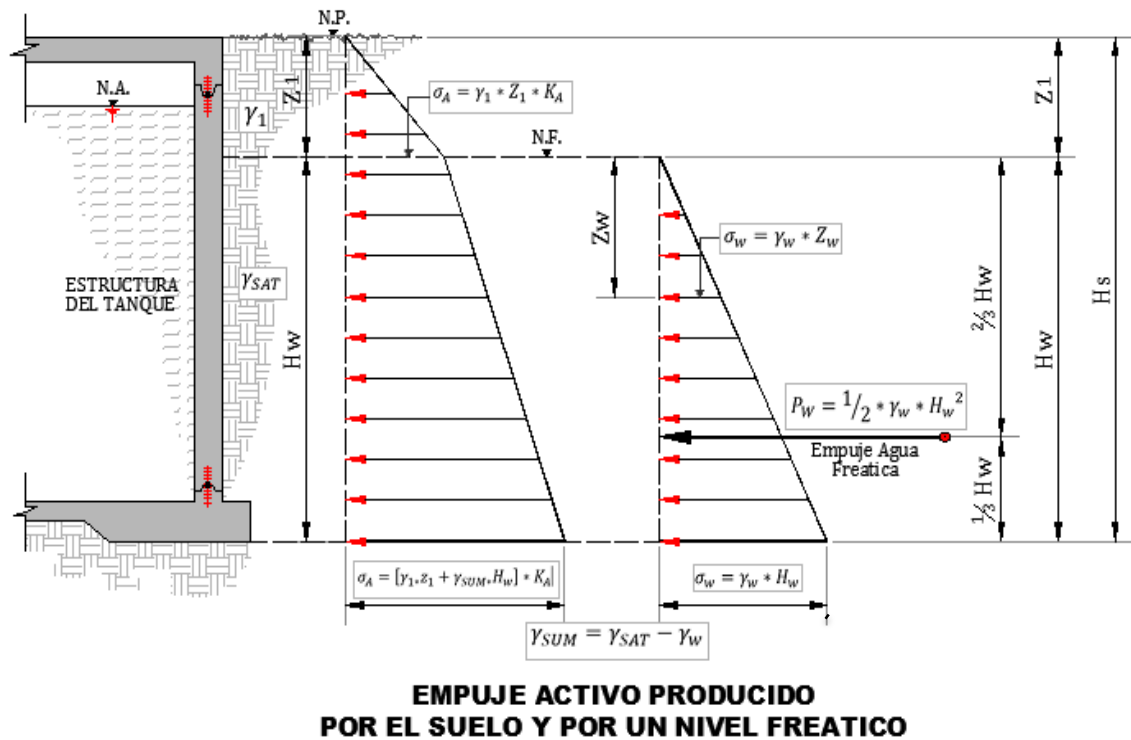
El código ACI 350-89, en su sección 2.3.2, propone los siguientes pesos volumétricos, conservadores para líquidos comunes en tanques:

- Aguas potables o claras $1\ 000\ kg/m^3$.
- Aguas negras sin tratar $1\ 100\ kg/m^3$.
- Gravilla excavada del desarenador $1\ 760\ kg/m^3$.
- Cieno digerido, aeróbico $1\ 040\ kg/m^3$.
- Cieno digerido, anaeróbico $1\ 120\ kg/m^3$.
- Cieno engrosado o deshidratado dependiendo de la humedad contenida $1\ 200\ kg/m^3$.

3.4.3.2. Presión del líquido o agua externa

El líquido o agua externa se considerará cuando los tanques sean enterrados y exista un nivel freático variable o permanente, que afecte directamente el fondo y muros del tanque. Se tendrán que evaluar las fuerzas provocadas por el suelo saturado de agua, de acuerdo con el estudio de geotecnia y recomendaciones del especialista. En caso exista un nivel freático sobre el tanque, se tendrá que estimar la fuerza normal de empuje del agua externa sobre el fondo de la cimentación y así evitar flotación de la estructura cuando esta se encuentre vacía, además de evaluar posibles filtraciones internas y externas que provoquen contaminación en algunas de las partes.

Figura 9. Presión de líquido o agua externa



Fuente: elaboración propia, con base en la teoría de esfuerzos de Rankine.

3.5. Acciones accidentales

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la estructura y tienen lapsos breves de acción, donde pueden alcanzar intensidades significativas.

3.5.1. Cargas de viento

Las estructuras de los tanques serán diseñadas para resistir las cargas (succiones y presiones estáticas) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este proviene de cualquier dirección horizontal. La ocurrencia de las succiones y presiones serán consideradas simultáneamente.

Para el análisis de los efectos del viento, las estructuras para los sistemas de agua potable y tratada se analizan para una recurrencia de 200 años y se consideran pertenecientes al grupo IV (estructuras esenciales, clasificación AGIES NSE 2.1-10).

En el análisis y diseño de los tanques tendrá especial importancia el efecto del viento sobre el área expuesta de la estructura, en relación con el volteo y deslizamiento, el cual debe evaluarse para verificar la seguridad de los tanques, sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las obras esenciales, la relación entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 2,0.

Los tanques se analizarán de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán las áreas de exposición que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura. Cuando se considere el efecto

del viento simultáneamente con el peso del agua, deberá suponerse que el tanque se encuentra lleno al 100,00 % de su capacidad, excepto en los tanques de regulación que se deberán considerar al 80,00 % de su capacidad.

Las presiones de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas se deben determinar para cualquier altura de acuerdo con:

$$P_V = C_e * C_q * q_s * I \quad (3-1)$$

Donde:

P_V = presión de diseño del viento.

C_e = coeficiente de exposición. Ver tabla XIII.

C_q = coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración. Ver tabla XIV.

q_s = presión de remanso del viento.

I = factor de importancia. Usar 1,15 para estructura esenciales como los tanques y 1,00 para otros.

Tabla XII. **Clasificación de exposición de sitios**

Tipo de exposición	Descripción
Exposición B	Sitio que tiene suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20 % del área a nivel del suelo, extendiéndose 1,50 km o más desde el lugar.
Exposición C	Sitio que tiene suelo plano y generalmente abierto, extendiéndose 0,75 km o más desde el lugar en cualquier cuadrante completo.

Continuación de la tabla XII.

Exposición D	Representa la exposición más crítica en áreas con velocidades básicas de viento de 120 km/h o mayores y tiene un terreno plano y sin obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de más de 1,5 km o mayores en ancho relativo a cualquier cuadrante del lugar de la obra. La exposición D se extiende al interior desde la costa 0,50 km o 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.
---------------------	---

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tipos de exposición. p. 27.*

Tabla XIII. **Coefficientes de exposición C_e**

Altura sobre el nivel promedio del terreno (m).	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4,50	1,39	1,06	0,62
6,00	1,45	1,13	0,67
7,50	1,50	1,19	0,72
9,00	1,54	1,23	0,76
12,00	1,62	1,31	0,84
18,00	1,73	1,43	0,95
24,00	1,81	1,53	1,04
30,00	1,88	1,61	1,13
36,00	1,93	1,67	1,20
48,00	2,02	1,79	1,31
60,00	2,10	1,87	1,42
90,00	2,23	2,05	1,63
120,00	2,34	2,19	1,80

Alturas menores a: 4,50 m debe de utilizarse el Coeficiente C_e para 4,50 m.
 Alturas mayores a: 4,50 m pueden ser interpoladas.

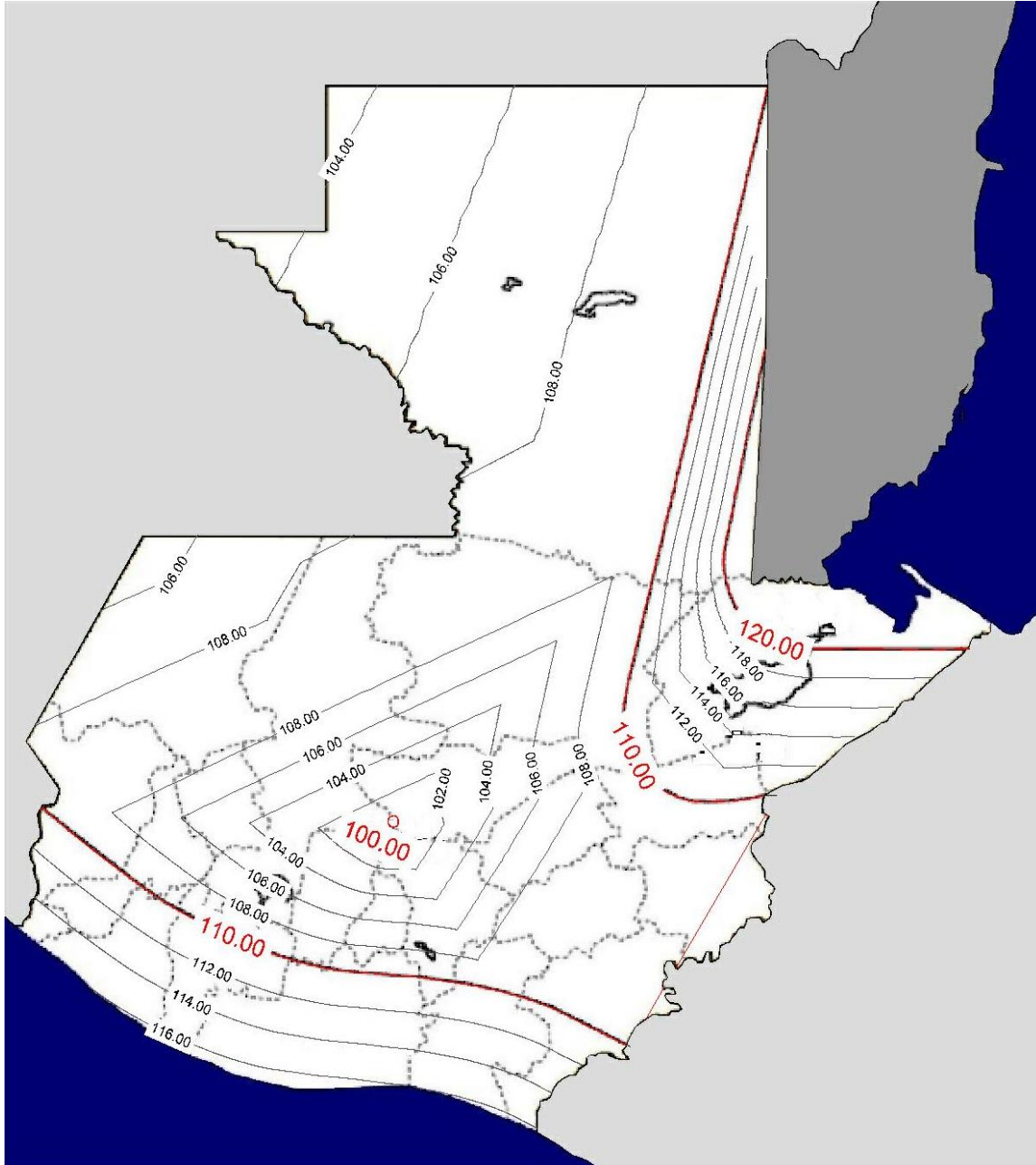
Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 5-1 Coeficientes de exposición. p. 29.*

Tabla XIV. Coeficiente de presión C_q

Estructura o parte de la misma	Descripción	Factor C_q
1. Estructuras y sistemas primarios	Muros:	
	▪ Muro en barlovento	0,80 hacia adentro
	▪ Muro en sotavento	0,50 hacia fuera
	Techos:	
	- Viento perpendicular a la cumbrera	
	▪ Techo en sotavento o techo plano	0,70 hacia fuera
	▪ Techo en barlovento	
	- Pendiente menor a 1:6	0,70 hacia fuera
	- Pendiente mayor a 1:6 y menor a 3:4	0,60 hacia fuera o adentro
	- Pendiente mayor a 3:4 y menor a 1:1	0,40 hacia adentro
- Pendiente mayor a 1:1	0,70 hacia adentro	
- Viento paralelo a la cumbrera y techo plano	0,70 hacia fuera	
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	Elementos de muros:	
	▪ Todas las estructuras	1,20 hacia adentro
	▪ Estructuras encerradas y no encerradas	1,20 hacia fuera
	▪ Estructuras parcialmente encerradas	1,60 hacia fuera
	▪ Parapetos	1,30 hacia adentro o fuera
	Elementos de techos:	
	▪ Estructuras encerradas y no encerradas	
	- Pendiente menor a 7:12	1,30 hacia fuera
	- Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,30 hacia fuera o adentro
	▪ Estructuras de techos	
- Pendiente menor a 1:6	1,70 hacia fuera	
- Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	1,60 hacia fuera	
- Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	0,80 hacia adentro	
- Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,70 hacia adentro y fuera	
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidad	Esquina de muros:	
	▪ Alero de techos, cornizas inclinadas o cumbreras sin voladizos	
	- Pendiente menor a 1:6	2,30 hacia arriba
	- Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	2,60 hacia fuera
	- Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,60 hacia fuera
▪ Voladizos en aleros de techos, cornizas inclinadas y o cumbreras y toldos	0,50 sumado a los	
4. Chimeneas, tanques y torres solidas	▪ Cuadrado o rectangular	1,40 en cualquier dirección
	▪ Hexagonal u octogonal	1,10 en cualquier dirección
	▪ Redondo o elíptico	0,80 en cualquier dirección
5. Torres de estructuras abiertas	▪ Cuadrado y rectangular	
	- Diagonal	4,00
	- Normal	3,60
	- Triangular	3,20
6. Accesorios de torres (escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	▪ Elementos cilíndricos	
	- 51 mm o menor diámetro	1,00
	- Mayores de 51 mm de diámetro	0,80
	- Miembros planos o angulares	1,30

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 5-2 Coeficientes de presión C_q .* p. 29.

Figura 10. **Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h)**



Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Mapa de zonas de velocidad básica del viento.* p. 31.

Tabla XV. **Presión de remanso del viento q_s**

Velocidad básica del viento (km/h)	100	110	120
Presión (Pa)	474	573	682

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla de presión de remanso del viento.* p. 31.

3.5.2. Cargas de sismo

Para el diseño estructural se deberán establecer las condiciones de protección sísmica necesarias para cada localidad según la clasificación de la estructura, con base en códigos y reglamentos vigentes del área analizada. En el caso específico de Guatemala se hace uso de la Normativa de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) y de las recomendaciones del código ACI 350.3-01 y ACI 318S-08.

Los reglamentos locales suministrarán información en cuanto a los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño aplicables, de conformidad con la sismicidad local y las características de suelo donde se construyan los tanques.

3.5.3. Efectos sísmicos

En el diseño sísmico de tanques deberán incluirse los efectos provocados por las presiones externas del suelo y cargas muertas de la estructura. Además, es necesario considerar los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado.

Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivo y convectivo del líquido.

Ante fuerzas sísmicas, el líquido contenido en los tanques tiende a producir oleaje, para el cual se tiene que considerar una distancia de borde libre para evitar derramamiento en tanques abiertos, y en tanques cerrados que este oleaje sobrecargue la losa de cubierta por el golpe inducido por el sismo y el líquido en parte inferior de la losa.

Cuando se considere el efecto del sismo simultáneamente con el peso del líquido, se supondrá que el depósito está lleno al 100,00 % de su capacidad. En los tanques de regulación se considerará el 80,00 % de su capacidad.

3.5.4. Clasificación de las zonas sísmicas en Guatemala

La República de Guatemala se divide en cuatro macrozonas de amenaza sísmica, caracterizadas por su índice de sismicidad, el cual es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad, y que puede variar desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 5$.

Para determinar el nivel de protección sísmica a una estructura, será necesario establecer el índice de sismicidad, asignando la clasificación de obra respectiva para la estructura analizada.

Tabla XVI. Clasificación de obras

Tipo	Descripción	Pertenecen
Categoría I: obras utilitarias	Son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares de infraestructura.	<ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones agrícolas o industriales. • Bodegas no clasificadas. • Obras auxiliares de redes de infraestructura.

Continuación de la tabla XVI.

Categoría II: obras ordinarias	Son las obras que no están en las categorías I, III o IV.	<ul style="list-style-type: none"> No pertenecientes a categorías I, III o IV.
Categoría III: obras importantes	Son las que albergan o pueden afectar a más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo.	<ul style="list-style-type: none"> Edificios educativos y guarderías públicas y privadas. Prisiones, museos. Edificios de +3000 m², de área rentable. Teatros, cines, templos, auditorios, mercados restaurantes. Obras de infraestructura que no sean esenciales, entre otros.
Categoría IV: obras esenciales	Son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. En esta categoría se mencionan algunos de los pertenecientes, no la totalidad.	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones de defensa civil, bomberos y policía. Centrales telefónicas y radiodifusión. Aeropuertos, hangares, estaciones ferroviarias y sistemas de transporte. Instalaciones de captación y tratamiento de agua y sus centrales de operación y control.

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 1-10. *Generalidades. Administración de la norma y supervisión técnica. Clasificación de obras.* p. 7.

Tabla XVII. **Nivel mínimo de protección y probabilidad de sismo de diseño**

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 5$	E	E	D	C
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5 % en 50 años	5 % en 50 años	10 % en 50 años	No aplica

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-1. Nivel mínimo de protección y probabilidad de sismo de diseño.* p. 29.

En la publicación del comité ACI 350.3-01, se presenta como parámetros de diseño, las clasificaciones de zonas sísmicas con el factor “Z”, que representa la *peak* máxima de la aceleración efectiva (EPA), correspondiente al movimiento del suelo teniendo un 90 % de probabilidad de no excedencia en 50 años. Esto parámetros son aplicables como alternativa para el diseño sísmico de tanques, en base ha dicho código.

Tabla XVIII. **Factor de zona sísmica “Z”**

Zona sísmica	Factor “Z”
1	0,075
2A	0,150
2B	0,200
3	0,300
4	0,400

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(a) Factor de zona sísmica “Z”*. p. 21.

En Guatemala se tendrá que seleccionar los parámetros establecidos por la normativa de AGIES, para estimar las fuerzas sísmicas. A continuación se establecen los parámetros necesarios, equivalentes a los establecidos por el código IBC-97. Para calcular las fuerzas hidrodinámicas sobre los tanques.

3.5.5. Ajuste por intensidades sísmicas especiales

El valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. En algunos casos el

valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (3-2)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_V * N_V \quad (3-3)$$

Donde S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto; S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5 % del crítico; F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla XIX; F_V es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla XX. N_a y N_V son los factores que apliquen por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la tabla XXI y XXII respectivamente.

Tabla XIX. **Coefficientes de sitio “ F_a ”**

Clase de sitio	Indice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00
D	1,40	1,20	1,10	1,00	1,00
E	1,70	1,20	1,00	0,90	0,90
F	Se requiere evaluación específica. Ver Normativa AGIES				

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-2. Coeficiente de sitio F_a .* p. 2.

Tabla XX. **Coefficientes de sitio “ F_v ”**

Clase de sitio	Indicie de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30
D	2,00	1,80	1,70	1,60	1,50
E	3,20	2,80	2,60	2,40	2,40
F	Se requiere evaluación específica. Ver Normativa AGIES				

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-3. Coeficiente de sitio F_v . p. 2.*

Tabla XXI. **Factor “ N_a ” para periodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,00
B	1,12	1,00	1,00
C	1,00	1,00	1,00

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10km.
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-6. Factor N_a . p. 24.*

Tabla XXII. **Factor “ N_v ” para periodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1,40	1,20	1,10	1,00
B	1,20	1,10	1,00	1,00

Continuación de la tabla XXII.

C	1,00	1,00	1,00	1,00
Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km. Nota 2: utilizar el factor Nv que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.				

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-6. Factor Nv. p. 24.*

3.5.6. Construcción de los espectros de diseño

Los espectros son diseñados según la normativa AGIES de Guatemala, en función de las diferentes zonas clasificadas para todo el territorio.

3.5.6.1. Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

- Sismo ordinario: 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años. $K_d = 0,66$
- Sismo severo: 05 % probabilidad de ser excedido en 50 años. $K_d = 0,80$
- Sismo extremo: 02 % probabilidad de ser excedido en 50 años. $K_d = 1,00$
- Sismo mínimo: condición de excepción. $K_d = 0,55$

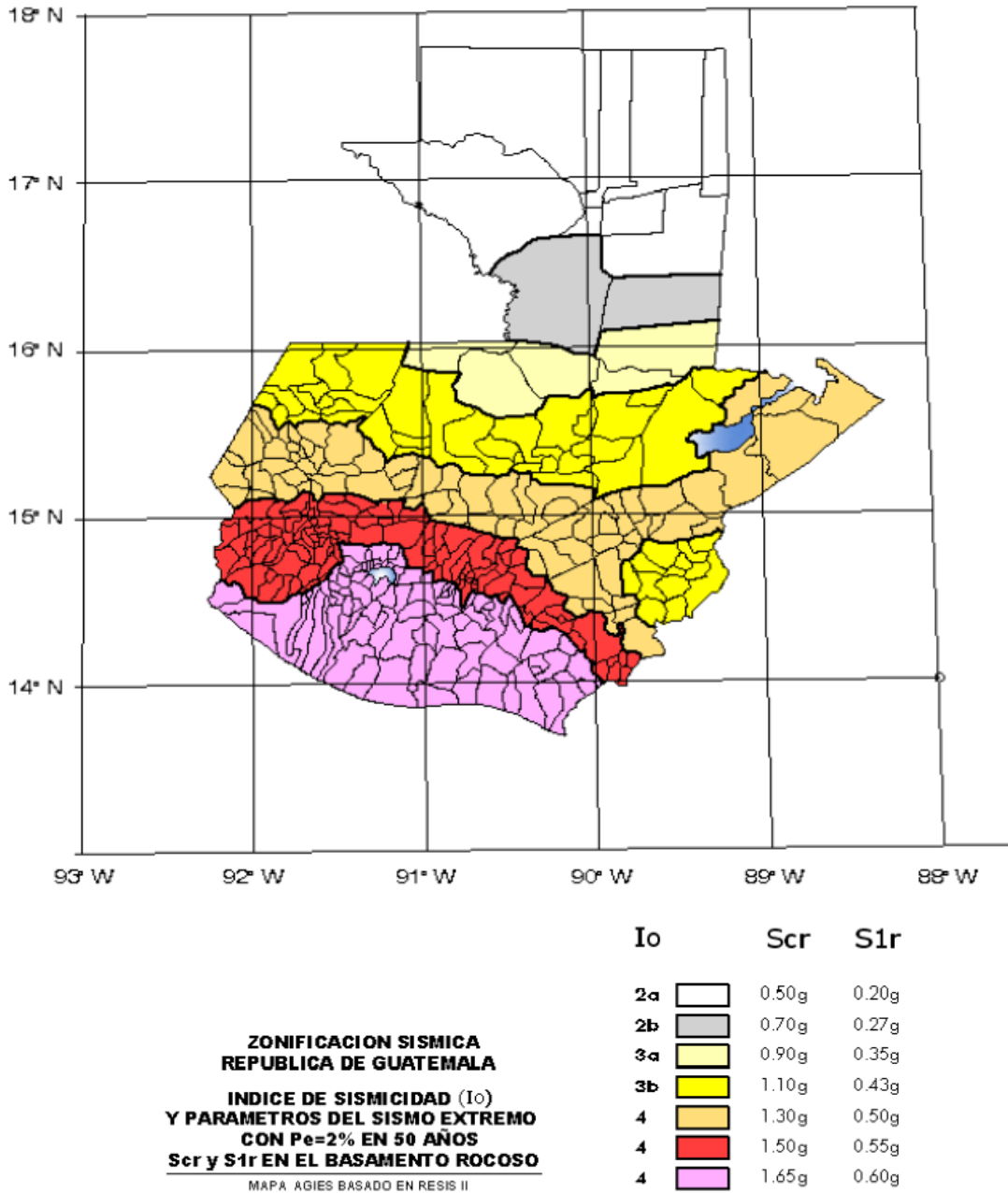
3.5.6.1. Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (3-4)$$

$$S_{1s} = K_d * S_{1s} \quad (3-5)$$

Espectro sísmico calibrado en función del tipo de sismo seleccionado.

Figura 11. **Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala**



Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Zonificación sísmica para la República de Guatemala.* p. 14.

3.5.7. Clasificación de perfil de suelos

El perfil de suelo se determinara de acuerdo a las Normas de AGIES, para la República de Guatemala, estableciéndose como clasificación de sitios con las siguientes categorías: AB, C, D o F. Esta clasificación del sitio es necesaria para configurar el espectro del sismo de diseño.

Tabla XXIII. Guía para clasificación de sitio

Clases de sitio		Parámetros de clasificación			
Sitio	Descripción	V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelos muy densos o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	≥ 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 189 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3,0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Ver AGIES NSE 2.1 Capítulo 5.			

Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección. Tabla 4-4. Guía para clasificación de sitio. p. 21.*

En la publicación del comité ACI 350.3-01 se presenta la clasificación de perfiles de suelo. Incluyendo el factor de perfil, que será establecido de datos geotécnicos correctamente verificados. En lugares donde no se conozcan las características del suelo con suficiente detalle para determinar el perfil del suelo, el tipo C será usado.

El perfil D del suelo no necesita ser asumido a menos que el profesional responsable determine que el perfil D, puede estar presente en el sitio, o en la eventualidad que el perfil D se establezca con datos geotécnicos.

Tabla XXIV. **Coefficientes de perfil de suelo “S”**

Tipo	Descripción del perfil	Coeficiente
A	Perfil con: (a) material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor de 762 m/s, o por otra forma conveniente de clasificación; o (b) medio-denso a denso o semirrígido a rígido con profundidades menores 60,00 m.	1,00
B	Perfil de suelo con predominancia de condiciones de suelo medio-denso a denso o semirrígido a rígido, donde la profundidad de estrato excede 60.00 m.	1,20
C	Perfil de suelo con más de 6,00 m de arcilla blanda a medio-rígido pero no más de 12,00 m de arcilla blanda.	1,50
D	Perfil de suelo con 12,00 m de arcilla blanda caracterizada por una velocidad de onda de corte menor que 152,4 m/s.	2,00

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(b) Coeficientes de perfil de suelo “S”*. p. 21.

3.5.8. Factores sísmicos de importancia para tanques

El factor de importancia es el valor que se le asigna a una estructura dependiendo de su uso o servicio. En el caso de los tanques de concreto reforzado se clasifican según Norma AGIES NSE 1-10, como estructuras tipo IV, obras esenciales y el factor de importancia se clasificará según la tabla siguiente:

Tabla XXV. **Factor de importancia “I”**

Uso del estanque	Factor “I”
Estanques que contienen material peligroso	1,50
Estanque cuyo contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de salvataje.	1,25
Otros	1,00

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(c) Factor de importancia “I”. p. 21.*

3.5.9. Factores de modificación de la respuesta

El factor de modificación de respuesta es el coeficiente numérico que representa el efecto combinado de la ductilidad de la estructura, capacidad de disipación de energía y redundancia estructural. El R_{wc} es para la componente convectiva de la aceleración del líquido y R_{wi} para la componente impulsiva.

Tabla XXVI. **Factor de modificación de la respuesta “R_w”**

Tipo de estructura	R_{wi} superficial o en pendiente	Enterrado	R_{wc}
a) Anclados, base flexible	4,50	4,50	1,00
b) Empotrados o simple apoyo	2,75	4,00	1,00
c) No anclados, llenos o vacíos	2,00	2,75	1,00
d) Estanques elevados	0,40	-	1,00

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Tabla 4(c) Factor de modificación de respuesta “R”. p. 21.*

3.5.10. Presiones hidrodinámicas

Para el diseño sísmico de los recipientes es necesario tener en cuenta los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado en adición a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y convectivos del líquido.

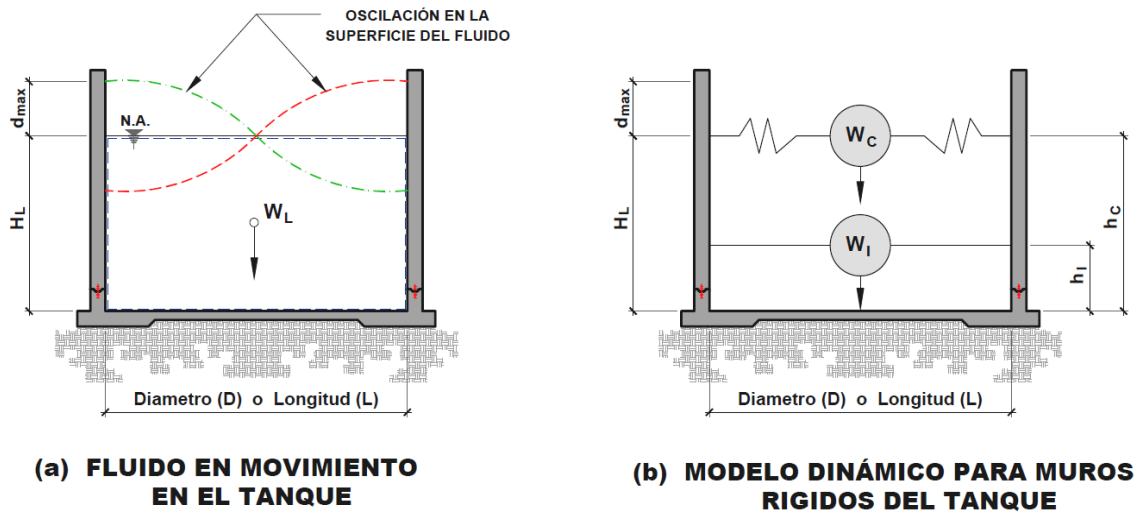
Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, y las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del líquido.

Para tratar los efectos hidrodinámicos el líquido almacenado se puede reemplazar por dos masas virtuales ligadas al recipiente: una masa impulsiva, ligada rígidamente que representa los efectos hidrodinámicos debidos al movimiento del cuerpo rígido del tanque; y una masa conectiva ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido.

En términos de su magnitud, las presiones convectivas resultan ser menos importantes que las impulsivas, por esto no se pueden despreciar, salvo en el análisis de interacción, suelo y estructura.

En un depósito con paredes y fondo supuestos rígidos, las presiones hidrodinámicas, y las fuerzas de inercia se podrán determinar con, base en él modelo equivalente que se muestra en la figura 12.

Figura 12. **Modelo equivalente del fluido dentro del tanque**



Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido. Figura R9.1 – Modelo dinámico de tanques contenedores de líquido, con soporte rígido del suelo.* p. 43.

3.5.11. Fuerzas hidrodinámicas

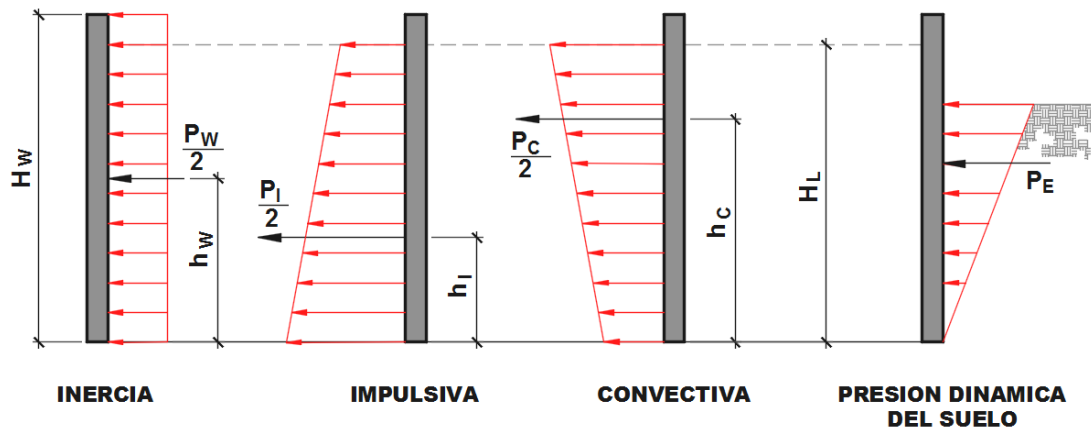
Puede calcularse la fuerza horizontal que representa la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre los muros de un depósito de un líquido con un tirante H_L y una masa cuyo peso es W_L ; si se aplican a una estructura equivalente, en la que la masa del líquido se substituye por otras dos, W_I y W_C , colocadas, respectivamente, a las alturas h_I y h_C sobre el fondo del depósito (ver figura 13). Los sufijos I y C denotan respectivamente, impulsiva y convectiva. La masa W_I está rígidamente unida al tanque, mientras que la masa W_C está ligada a este mediante un resorte horizontal de rigidez K_C .

Las ecuaciones propuestas por Housner para el cálculo del modelo equivalente dentro del tanque, pueden encontrarse en varias publicaciones,

como la que presenta el comité ACI 350.3-01, en su método alternativo de diseño para el análisis de estructuras contenedoras de líquidos con influencia sísmica.

En el método alternativo se incluye el análisis de la fuerza provocada por la inercia del muro P_{FW} , la fuerza activa producida por el estrato de suelo externo del tanque P_{FS} , y las fuerzas hidrodinámicas provocadas por las componentes convectiva P_{FC} , e impulsivas P_{FI} . Dichas fuerzas producen presiones con las distribuciones esquematizadas en la figura 13.

Figura 13. **Distribución de fuerzas equivalentes en los muros**



Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350.3-01. *Design of liquid containing concrete structures for earthquake forces. Figura 5-4, Diseño de fuerzas en los muros perpendiculares a las fuerzas de terremoto. p. 25.*

4. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES SUPERFICIALES

4.1. Estructuras que se analizarán

El análisis para estructuras contenedoras de líquidos en secciones regulares, siendo circulares y rectangulares, estará basado en los métodos planteados en las publicaciones de la Portland Cement Association, en sus manuales de diseño denominados, “Tanques rectangulares de concreto (*Rectangular concrete tanks*, “PCA-R”)” y “Tanques circulares sin presfuerzo (*Circular concrete tanks without prestressing*, “PCA-C”)”, adicionando al análisis, los requisitos para diseño sísmico de tanques del comité ACI 350.3-01 “Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido”, e integrando la normativa de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sísmica (AGIES).

Tabla XXVII. Estructuras que podrán ser analizada

Estructuras para el tratamiento de agua potable	
<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras de captación • Cámaras separadoras • Cámaras de mezclado rápido • Tanques de floculación • Tanques de sedimentación 	<ul style="list-style-type: none"> • Filtros • Galerías de filtración • Depósitos de agua clarificada • Estaciones de bombeo • Depósitos de distribución
Estructuras para el tratamiento de agua residual	
<ul style="list-style-type: none"> • Desarenador • Tanques primarios y finales de sedimentación • Digestores • Espesadores 	<ul style="list-style-type: none"> • Tanques de retención de lodos • Tanques aireadores • Filtros percoladores • Filtros de vacío y centrifugadores • Cámaras de estabilización.

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350-84. *Estructuras de concreto para el mejoramiento del ambiente. Sección 2.2 Principales tipos de estructuras.* p. 20.

4.2. Metodología para el diseño estructural

La metodología empleada para el diseño estructural de los muros estará basada en el modelo equivalente dinámico de Housner, para estimar las fuerzas y presiones hidrodinámicas, las cuales se distribuirán conjuntamente con las fuerzas y presiones hidrostáticas y del suelo, sobre los muros con los coeficientes de momentos, cortantes y deflexiones en el manual "*Rectangular concrete tanks*", para tanques rectangulares y las tensiones anulares, momentos y cortantes en el manual "*Circular concrete tanks without prestressing*", para tanques circulares.

El diseño de las cimentaciones depende de las características propias del suelo. Las cimentaciones podrán ser zapatas corridas bajos los muros combinadas con pisos membranas o solo un piso estructural.

Las losas de cubierta se diseñarán para las cargas o equipos que se instalen sobre esta. Las losas pueden ser losas plana o un sistema vigas - losas.

4.3. Efectos a considerar en el diseño estructural

Las cargas del análisis para las estructuras de los tanques se determinaran a partir de la profundidad del líquido contenido, la presión externa del suelo y el equipo que a va instalarse.

Para el análisis estructural será necesario establecer todas las posibles acciones a las que estará sometido la estructura del tanque. Dichas acciones ya sean permanentes, variables o accidentales, estarán determinadas por:

- Tirante del líquido contenido
- Peso volumétrico del líquido, con la combinación de solidos si existieran

- Peso de equipo, y cargas dinámicas que estos generen
- Tipo de suelo y nivel freático sobre la estructura
- Uso en la cubierta de los tanques

4.3.1. Espesores mínimos de las paredes

En las especificaciones del código ACI 350-84, se establecen que los muros de concreto reforzado con una altura mínima de 3,00 m y que estén en contacto con líquidos deben tener un espesor mínimo de 300 mm. En términos generales, el espesor mínimo en cualquier elemento estructural de las obras sanitarias es de 150 mm.

Cuando se especifique un recubrimiento de acero de refuerzo para protección mayor a 50 mm, el espesor mínimo será de 200 mm. Sin embargo cuando se usan dispositivos de retención de agua y la posición del acero de refuerzo afecta adversamente la colocación de los mismos, debe considerarse un espesor mayor.

Para poder predimensionar el espesor de las paredes de tanques rectangulares y circulares en una franja de 100,00 cm, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$t = \frac{\varepsilon_{sh} * E_s + f_s - n * f_{ct}}{12 * f_s * f_{ct}} \quad (4-1)$$

Donde:

ε_{sh} = deformación unitaria del concreto. (0,003 – 0,008)

E_s = módulo de elasticidad del acero. $E_s = 2,00 * 10^6$

f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano

$$f_{ct} = 0,10 * f'_c$$

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio. $f_s = f_y/3$

n = relación modular. $n = E_c / E_s$

4.3.2. Impermeabilidad de los tanques

Los tanques de concreto reforzado, tendrán asegurada la capacidad para retener los líquidos hasta cierto punto, siempre que:

- El concreto esté bien compactado
- Se reduzca al mínimo el ancho de las grietas
- Las juntas se diseñen y construyan adecuadamente
- Se usen revestimientos impermeables cuando sean necesarios

Para obtener una permeabilidad mínima el concreto a diseñar tendrá la más baja relación de agua / cemento que sea compatible con una trabajabilidad satisfactoria y una óptima compactación; con esto se puede lograr la mezcla de aditivos inclusores de aire. A medida que pasa el tiempo la impermeabilidad del concreto aumenta y mejora con periodos prolongados de curado húmedo.

La utilización de revestimientos superficiales en los tanques garantiza la impermeabilidad para la estructura. Generalmente los tipos de impermeabilización, se establecen de acuerdo con el contenido del tanque, además de impermeabilizar se utilizan como protectores. Entre estos se encuentran varios revestimientos del tipo termoplástico o termofraguante, al igual que cerámicas, morteros resistentes al ataque químico, películas y materiales de recubrimientos.

4.3.3. Agrietamiento en los tanques

El agrietamiento deberá de reducirse al mínimo por medio de un diseño apropiado, distribución del acero de refuerzo y diseño del espaciamiento de las juntas.

El control del agrietamiento estará sujeto al código ACI-318 y al ACI-224, “Control para la fisuración del concreto”, en las estructuras de los tanques se deberá evitar la filtración del líquido en ambos lados de las estructuras. En el diseño se deberán de establecer los límites máximos para el agrietamiento y ancho de las fisuras que se presenten.

En el acero de refuerzo se considerará que varias barras con un espaciamiento moderado son más efectivas para controlar el agrietamiento, que una o dos barras de gran diámetro con un área equivalente.

El control del agrietamiento se provee calculando el ancho de fisura o grieta probable y dimensionando los elementos estructurales, de manera que el ancho calculado sea menor que algún valor predefinido. La mayoría de las ecuaciones predicen el ancho de fisura máximo probable, lo que significa que alrededor del 90 % de los anchos de fisura en el miembro estarán por debajo del valor calculado.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * A} \quad (4-2)$$

$$S = \frac{0,5 \left(\frac{Z}{f_s} \right)^3}{d_c^2} \quad (4-3)$$

Donde:

Z = tamaño de la fisura o grieta

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

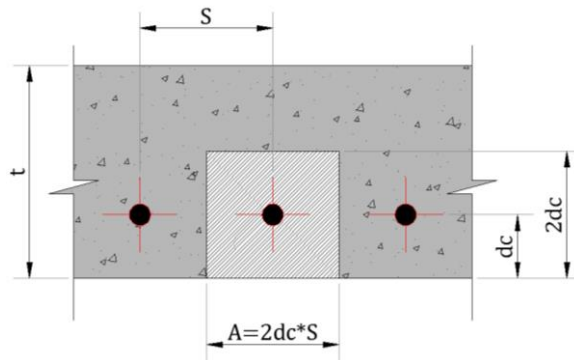
$$f_s = 2/3 * f_y = kg/cm^2.$$

d_c = distancia desde la fibra extrema sometida a tensión hasta el eje neutro del refuerzo a tensión.

S = separación de las barras de refuerzo. $S = cm$.

A = área en tensión. $A = 2 * d_c * S = cm^2$.

Figura 14. **Agrietamiento en el concreto**



Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Área efectiva en tensión para el cálculo del ancho de fisura Z.* p. 9.

4.3.4. **Acero mínimo por temperatura y contracción**

Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura, con el fin de garantizar que actúe como se supuso en el diseño.

De conformidad con el código ACI-318S-08, se establecen los requisitos mínimos para elementos de las estructuras de concreto reforzado, que son aplicables a los tanques.

Se establece que en las losas estructurales, donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura. (ACI-318S-08, sección 7.12.1).

El refuerzo corrugado, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse en relación con el área bruta del concreto. La cuantía de acero de refuerzo estará de acuerdo con las siguientes relaciones, pero con una cuantía no menor de 0,0014 (ACI-318S-08, sección 7.12.2.1).

- En losas donde se emplean barras corrugadas grado 40 ó 50 (2 800,00 o 3 500,00 kg/cm²): 0,0020
- En losas donde se emplea barras corrugadas grado 60 (420,00 kg/cm²) o refuerzo electro soldado de alambre: 0,0018

El área de acero mínima para secciones sometidas a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, se determinará por la siguiente expresión:

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d \quad (4-5)$$

Donde:

A_s = acero mínimo a flexión.

f'_c = resistencia especificada a compresión del concreto.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w = franja unitaria o alma de la sección.

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

4.3.5. Recubrimiento del refuerzo

El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo sometido a la intemperie y otros efectos se miden desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero, para el cual se definen los recubrimientos mínimos de acuerdo con el código ACI 318S-08, sección 7.7.1.

Las superficies de losas y muros por lo general no se consideran directamente expuestas, a menos que lo estén a humedecimiento y secado alternos, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o filtraciones directas desde la superficie expuesta, escorrentía o efectos similares. En el caso de los tanques el contacto directo con el agua genera efectos de filtración y humedecimiento, por lo que se deberá proveer el recubrimiento adecuado para evitar la corrosión en el acero.

Tabla XXVIII. Recubrimientos mínimos del refuerzo

Condición del elemento estructural		Recubrimiento (cm)
a)	Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.	7,50
b)	Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Barras Núm. 6/8 a Núm. 18/8 ▪ Barras Núm. 5/8, alambres MW200 o MD200 y menores 	5,00 4,00
c)	Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
	- Losas, muros, viguetas:	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Barras Núm. 14/8 y Núm. 18/8 ▪ Barras Núm. 11/8 y menores 	5,00 2,00
	- Vigas, columnas:	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Armadura principal, estribos, espirales. 	4,00
	- Cáscaras y placas delgadas:	

Continuación de la tabla XXVIII.

c)	▪ Barras Núm. 6/8 a Núm. 18/8	2,00
	▪ Barras Núm. 5/8, alambres MW200 ó MD200 y menores	1,30

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-318S-08. *Requisitos de reglamento para concreto estructural. Sección 7.7.1. Concreto construido en sitio (No preesforzado).* p. 96.

4.3.6. Corrosión de acero

Las condiciones corrosivas que requieren que se proteja la superficie del concreto van desde situaciones comparativamente ligeras hasta muy severas, dependiendo del tipo de productos químicos que se usen y de los desechos domésticos e industriales contenidos en los tanques.

Cuando el acero esté en contacto con ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento del concreto.

Se deberá establecer el grado de exposición ambiental con base en el código ACI 318S-08, sección 4.4, cuando el concreto vaya a estar sometido a fuentes externas de cloruros como sales descongelantes, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de esas fuentes.

El tipo de protección empleado contra el ataque de productos químicos también varía de acuerdo con la clase y concentración del producto, la frecuencia del contacto y las condiciones físicas como temperatura, presión, desgastes mecánicos, abrasión, ciclos de congelación y deshielo.

Como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento

mínimo de 5,00 cm, para muros y losas, y de no menos de 6,50 cm, para otros elementos.

5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE LOS TANQUES

5.1. Métodos de diseño estructural

En la actualidad suelen aceptarse dos métodos de diseño estructural para secciones de concreto reforzado; ambos son aplicables a las estructuras sanitarias y están especificados en reglamento ACI-318S.

- El método de diseño resistencia utiliza el criterio de cargas últimas, estableciendo cargas factorizadas U , resistencias especificadas de acero y concreto f_y y f'_c , y factores de reducción de resistencia.
- El método de diseño por esfuerzos de trabajo utiliza las cargas de servicio y esfuerzos de trabajo reducidos.

Ambos métodos requieren de limitaciones especiales para su aplicación a las estructuras sanitarias, con el objeto de asegurar la resistencia contra fugas de líquidos y larga vida bajo condiciones de exposición del servicio sanitario.

5.1.1. Método de diseño por resistencia

El método de diseño por resistencia según el código ACI 318S-08, sección 8.1, requiere que se incrementen las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados por medio de factores de carga especificados (resistencia requerida). Las resistencias nominales calculadas se reducirán por medio de los factores ϕ de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

5.1.1.1. Factores de cargas

Las cargas factorizadas de acuerdo con el código ACI 318S-08, y el ACI 350R, establecen los requerimientos para resistencias requeridas y resistencias de diseño.

$$U_{Requerida} \leq (U_{Diseño} = \phi U_{nominal})$$

- La resistencia requerida U , que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L , se calculará con la ecuación siguiente:

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (5-1)$$

- Cuando se incluyen en el diseño las cargas laterales H , debidas al empuje del suelo, presión de agua freática, o presión debida a materiales granulares, las ecuaciones de resistencia requerida son:

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,7H \quad (5-2)$$

- En la ecuación (5-2), cuando D o L reduzcan el efecto de H , $0,9D$ debe de sustituir a $1,4D$ y usar un valor de cero en L para determinar la mayor resistencia requerida U .

$$U = 0,9D + 1,7H \quad (5-3)$$

- Para presiones en fluidos con densidades bien definidas, la resistencia requerida se determina por:

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,7F \quad (5-4)$$

- Cuando se incluyen cargas por viento W , o efectos de cargas por sismo E , la resistencia requerida U será definida por:

$$U = 0,75(1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ o } 1,0E) \quad (5-5)$$

- Para la condición en que sea necesario considerar una carga viva nula, tal como ocurre cuando el recipiente se encuentra vacío:

$$U = 0,9D + 1,3W \quad (5-6)$$

Las combinaciones de cargas factorizadas para la resistencia requerida U , deberá de incrementarse por los coeficientes de durabilidad sanitaria S , por la disminución de la resistencia del acero a causa de los procesos de corrosión.

- Para el acero de refuerzo provisto en flexión, el coeficiente de durabilidad sanitaria será $S = 1,3$, siendo la resistencia requerida $1,3U$.
- Para el acero de refuerzo provisto a tensión, el coeficiente de durabilidad sanitaria será $S = 1,65$, siendo la resistencia requerida $1,65U$.
- Para el acero de refuerzo provisto a tensión diagonal (cortante), el coeficiente de durabilidad sanitaria será $S = 1,3$, el cual se obtiene al multiplicar el exceso de cortante aplicado V_u , menos el cortante soportado por el concreto $\phi V_c * [1,3(V_u - V_c)] \leq \phi V_s$, donde ϕV_s , es la capacidad de diseño del refuerzo de cortante.
- Para las todas las cargas que soporta el concreto, la resistencia requerida deberá de ser $1,0U$.

5.1.1.2. Factores de reducción de resistencia

Las resistencias de diseño proporcionadas por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal, calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del código ACI-318S, multiplicados por el factor de reducción de resistencia (ϕ).

- Secciones controladas por tracción. $\phi = 0,90$
- Secciones controladas por compresión
 - Elementos con refuerzo en espiral. $\phi = 0,75$
 - Otros elementos reforzados. $\phi = 0,70$
- Cortante y torsión. $\phi = 0,85$
- Aplastamiento en concreto. $\phi = 0,70$

5.1.2. Método de diseño alternativo

El método de esfuerzos de trabajo o método alternativo de diseño, consiste en la determinación de esfuerzos en miembros que están sometidos a la carga real en condiciones de trabajo llamadas condiciones de carga de servicio. Los esfuerzos así determinados se comparan con los límites establecidos para la condición sujeta a análisis. Estos esfuerzos límites llamados esfuerzos admisibles son establecidos por los requisitos en los reglamentos. Si estos no exceden los esfuerzos admisibles, se considera que el miembro es adecuado.

El método alternativo se limitará a las especificaciones de acuerdo con el código ACI 318S-08, y el ACI 350R.

Tabla XXIX. **Esfuerzos permisibles recomendados 1**

Esfuerzos permisibles recomendados para el concreto en estructuras sanitarias que deben ser estancas y resistentes a productos químicos	
Descripción	Valor recomendado
Relación de los módulos de elasticidad n	$n = \frac{E_s}{E_c}$
Flexión: <ul style="list-style-type: none"> Esfuerzo de la fibra extrema en compresión f'_c. Esfuerzo de la fibra extrema en tensión, en cimentaciones y muros de concreto simple. 	$0,45 f'_c$ $0,42 \sqrt{f'_c}$
Cortante: V (como medida de la tensión diagonal en d desde la superficie de apoyo). <ul style="list-style-type: none"> Trabes (vigas), sin refuerzo en el alma. Largueros sin refuerzo en el alma. Elementos con refuerzo en el alma o varillas con dobleces en bayoneta, combinadas adecuadamente y estribos verticales. Losas y cimentaciones (cortante periféricos). 	$0,29 \sqrt{f'_c}$ $1,33 \sqrt{f'_c}$ $1,33 \sqrt{f'_c}$ $0,50 \sqrt{f'_c}$
Soporte: <ul style="list-style-type: none"> En toda el área En un tercera parte o del área o menos 	$0,25 f'_c$ $0,375 f'_c$
Los esfuerzos de trabajo recomendados están en términos de f'_c para todas las resistencias del concreto. Otros requisitos cumplirán con el Apéndice A, Método Alternativo de Diseño de ACI 318S, de la tabla 2.6.7(a) de ACI 350R-89	

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350-83. *Estructuras para el mejoramiento del ambiente. Tabla 2.6.4 Esfuerzos permisibles recomendados.* p. 34.

Tabla XXX. **Esfuerzos permisibles recomendados 2**

Esfuerzos permisibles recomendados bajo cargas de servicio para una separación máxima recomendada de 30,00 cm, de las barras de refuerzo, en la estructura de los tanques			
Diámetro de la barra	Condiciones de exposición de la estructura sanitaria * y valor máximo de Z **	Esfuerzo máximo bajo cargas de servicio, f_s en kg/cm ²	
		$f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$	$f_y = 2\ 800\ \text{kg/cm}^2$
Todos los diámetros	Elementos en tensión directa	1 406	984
Núm. 3, 4 y 5	Elementos en flexión Exposición sanitaria severa (Z máxima =16 965 kg/cm)	1 547	1 406
	Elementos en flexión Exposición sanitaria normal (Z máxima =20 537 kg/cm)	1 898	1 406
Núm. 6, 7 y 8	Elementos en flexión Exposición sanitaria severa (Z máxima =16 965 kg/cm)	1 266	1 266
	Elementos en flexión Exposición sanitaria normal (Z máxima =20 537 kg/cm)	1 547	1 406
Núm. 9, 10 y 11	Elementos en flexión Exposición sanitaria severa (Z máxima =16 965 kg/cm)	1 195	1 195
	Elementos en flexión Exposición sanitaria normal (Z máxima =20 537 kg/cm)	1 477	1 406

La exposición sanitaria normal se define como retención del líquido (impermeable), exposición a líquidos con pH > 5, o exposición a soluciones sulfatadas de menos de 1 500 ppm. Las exposiciones sanitarias severas, son aquellas condiciones en que se rebasan los límites que definen la exposición sanitaria normal.

Los valores de Z mencionados, se definen en el reglamento ACI 318; estas recomendaciones se expresan en kg/cm. La deducción de las fórmulas de control de agrietamiento están contenidas en los comentarios al reglamento ACI 318R. (Véanse las ecuaciones 3-13 y 3-14 de estas recomendaciones).

Fuente: elaboración propia, con base en ACI-350-83. *Estructuras para el mejoramiento del ambiente. Tabla 2.6.4 Esfuerzos recomendados bajo cargas de servicio.* p. 35.

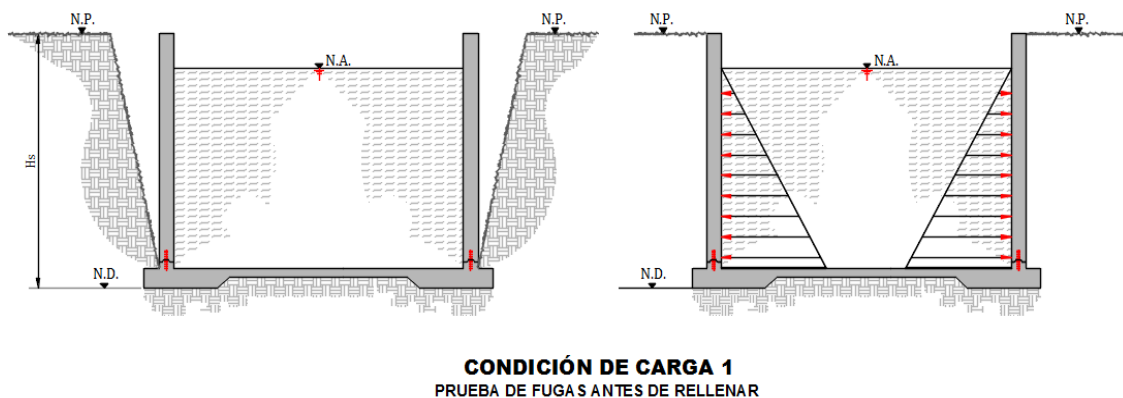
5.2. Condiciones de carga en los tanques según PCA

En forma general se establecen las tres condiciones planteadas por la Portland Cement Association para el diseño de tanques; a estas se les realiza un análisis de las cargas que actúan sobre el tanque, fuerzas y momentos, considerándolo lleno y vacío del líquido a contener, con empujes de suelos sobre los muros y con posibilidades de flotabilidad de la estructura.

5.2.1. Condición de carga 1

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y la resistencia externa del suelo se ignora. La consideración que se hace aquí para los extremos de la pared, es que los bordes laterales se encuentran empotrados; el borde superior simplemente apoyado y el borde inferior articulado. Esta condición de carga también ocurre cuando el tanque es probado contra fugas antes del relleno.

Figura 15. Condición de carga 1

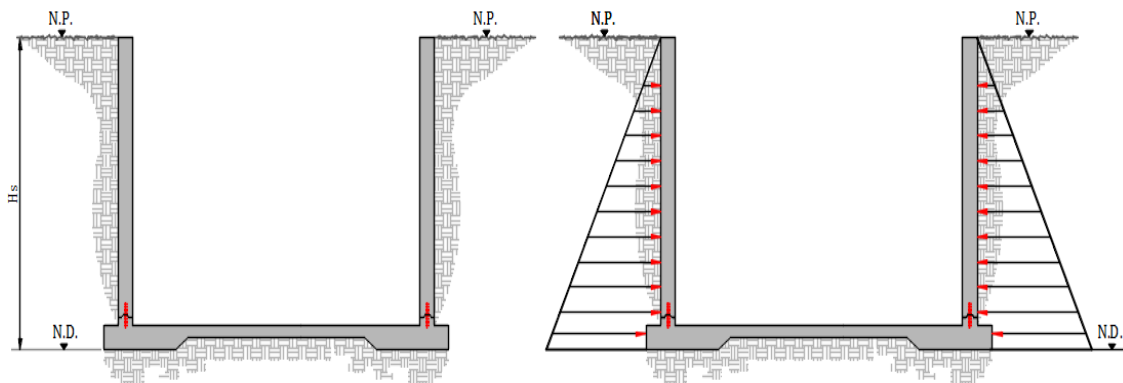


Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Posibles condiciones para tanques. Possible condition for a tank, F1-2. p. 8.*

5.2.2. Condición de carga 2

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. La consideración de los bordes es la misma que para el caso anterior.

Figura 16. Condición de carga 2



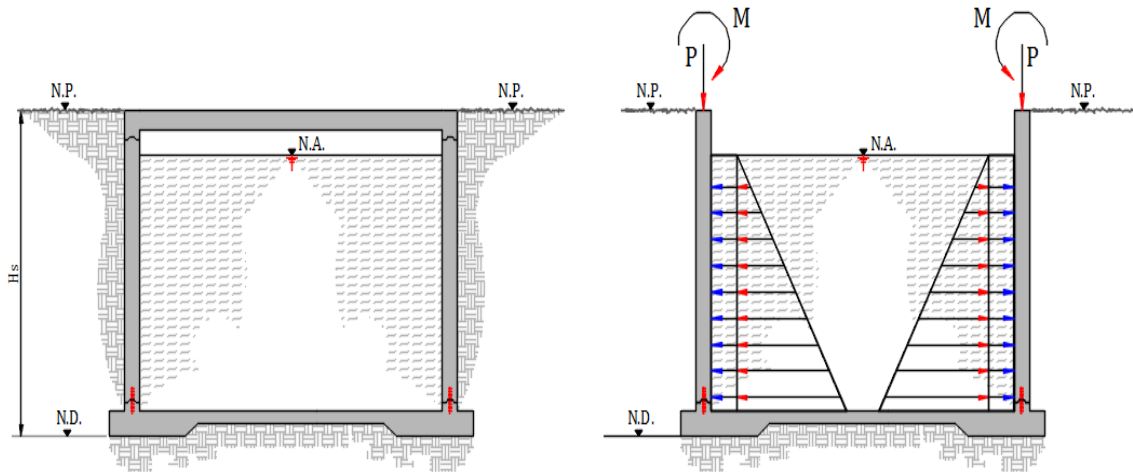
CONDICIÓN DE CARGA 2
RELLENAR ANTES DE AÑADIR LA CUBIERTA DEL TANQUE

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Posibles condiciones para tanques. Possible condition for a tank, F1-2.* p. 8.

5.2.3. Condición de carga 3

Dependiendo de la altura del nivel de aguas freáticas se desarrollarán fuerzas bajo el tanque que pueden ser lo suficientemente grandes para levantar la estructura cuando esta se encuentre vacía. El peso de la losa y las paredes, así como también el peso del suelo, resistiendo en la proyección de la cimentación, deben ser capaces de resistir la fuerza de subpresión del agua.

Figura 17. **Condición de carga 3**



CONDICIÓN DE CARGA 3
 TANQUE LLENO CON LA CUBIERTA EN SU LUGAR
 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL SUELO SE IGNORA

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Posibles condiciones para tanques. Possible condition for a tank, F1-2.* p. 8.

5.3. Diseño de tanques rectangulares y circulares

El análisis sísmico se realiza mediante los métodos planteados por Housner, para tanques rectangulares y circulares con base en el manual “*Design of liquid containing concrete structures for earthquake forces*”, (Diseño de estructuras de hormigón que contienen líquido para fuerzas de terremoto), en la publicación de PCA, de acuerdo con los requisitos del ACI 350.3-01, donde se utiliza el mismo método de Housner, como alternativa para el diseño de los tanques, el código ACI 318S-08 y la normativa de AGIES para obtener el espectro sísmico de diseño al nivel requerido.

5.3.1. Análisis de muros rectangulares con base en el método de PCA

Para el diseño de los muros perimetrales del tanque rectangular, se utiliza el método planteado por la Portland Cement Association, en la publicación de *Rectangular concrete tanks*, utilizando los coeficientes de distribución de momentos, cortantes y deflexiones en distintos puntos del muro analizado.

Los muros en general podrán tener distintas condiciones de empotramientos y articulaciones o estar libres en: esquinas, bordes inferiores y superiores, los cuales dependerán de la idealización del muro.

Según la forma del tanque rectangular o cuadrada, se seleccionarán las tabulaciones de coeficientes a ser utilizados. Para cada forma, condición y distribución de carga (triangular o rectangular), existen coeficientes propios de distribución de momentos, cortantes y deflexiones, que dependerán de la relación en ancho / altura y largo / altura.

Las principales condiciones entre las esquinas y los muros se describen a continuación:

Tabla XXXI. **Condiciones para muros de los tanques cuadrados**

Caso	Bordes		Esquinas	Relaciones disponibles (b/a)=(c/a)
	Superior	Inferior		
Condiciones de los extremos de muros con distribución triangular				
1	Articulado	Articulado	Empotrado	4,00 a 0,50
2	Libre	Articulado	Empotrado	4,00 a 0,50
3	Libre	Empotrado	Empotrado	4,00 a 0,50
4	Articulado	Empotrado	Empotrado	4,00 a 0,50

Continuación de la tabla XXXI.

5	Articulado	Articulado	Articulado	4,00 a 0,50
Condiciones de los extremos de muros con distribución rectangular				
6	Articulado	Articulado	Empotrado	4,00 a 0,50
7	Libre	Articulado	Empotrado	4,00 a 0,50
8	Libre	Empotrado	Empotrado	4,00 a 0,50
9	Articulado	Empotrado	Empotrado	4,00 a 0,50
10	Articulado	Articulado	Articulado	4,00 a 0,50

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Casos de restricciones en muros. C-2, Plate analysis results for tank. p. 2-1.*

Tabla XXXII. **Condiciones para muros de los tanques rectangulares**

Caso	Bordes		Esquinas	Relaciones disponibles (b/a)	Relaciones disponibles (c/a)
	Superior	Inferior			
Condiciones de los extremos de muros con distribución triangular					
1	Articulado	Articulado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
2	Libre	Articulado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
3	Libre	Empotrado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
4	Articulado	Empotrado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
Condiciones de los extremos de muros con distribución rectangular					
5	Articulado	Articulado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
6	Libre	Articulado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
7	Libre	Empotrado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50
8	Articulado	Empotrado	Empotrado	4,00 a 1,00	3,00 a 0,50

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Casos de restricciones en muros. C-3, Tank analysis results for tank. p. 3-1.*

5.3.2. Análisis de muros circulares con base en el método de PCA-C

Para el diseño de los muros perimetrales del tanque circular, se utiliza el método planteado por la Portland Cement Association, en la publicación de *Circular concrete tanks without prestressing*, utilizando los coeficientes de distribución de tensión anular, momentos y cortantes en distintos puntos del muro circular analizado.

La determinación de las tablas que se van a utilizar dependerán de la relación entre la altura del líquido y el producto entre diámetro y el espesor del muro (H^2/Dt_w), la consideración de las distintas condiciones de empotramientos o articulaciones en los bordes inferior y superior en el muro circular y la distribución de las presiones que puede ser triangulares o rectangulares, provocadas por las fuerzas hidrodinámicas e hidrostáticas del líquido contenido dentro del tanque circular.

5.4. Diseño de las cimentaciones

La cimentación en los tanques rectangulares deberá diseñarse de acuerdo con el tipo de suelo en el que se desplante la estructura. Cuando los tanques se desplantan sobre terrenos que sean impermeables y que tengan una cimentación o sistema de piso con juntas, se deberán construir filtros y drenaje bajo la cimentación para evitar la subpresión en caso de filtración, ya que se ha observado que presentan las siguientes fallas:

- Rotura de las losas de piso al efectuarse un vaciado rápido.
- Pérdida de estabilidad del muro perimetral debido a que al actuar la subpresión, deja de actuar el peso del agua sobre la zapata y se reduce la

fricción entre la zapata y el terreno, provocando la falla por volteo o por deslizamiento.

La cimentación en los tanques circulares deberá diseñarse de acuerdo con el tipo de suelo en que se desplante. Para suelos rígidos se podrán utilizar zapatas corridas bajo el muro perimetral y un piso de membrana sin función estructural. Para suelos deformables el piso será de tipo estructural rigidizado mediante contratales radiales, para evitar asentamientos diferenciales.

5.4.1. Pisos

El tipo de piso a diseñar en las estructuras de tanques rectangulares y circulares estará en función de las dimensiones del tanque y características mecánicas del suelo donde se desplante para la cimentación. Se recomienda utilizar un piso tipo membrana con zapatas corridas en los muros del tanque, y zapatas aisladas si existen columnas dentro de la estructura; esto con la finalidad de disminuir el costo en la cimentación. Los pisos estructurales serán siempre la última opción, puesto que el refuerzo y espesor del concreto del piso será constante en toda la cimentación lo que eleva en gran medida el costo de la estructura.

5.4.1.1. Pisos membranas

Los pisos tipo membrana tiene la función de integrar un diafragma impermeable para conservar la hermeticidad del tanque, y se utilizará en suelos, con óptima capacidad de carga que no sean deformables. Se preverán los asentamientos diferenciales y se tomarán las consideraciones necesarias para sus efectos.

- Los pisos tipo membrana deberán cumplir con los siguientes requisitos:
 - El espesor mínimo será de 15,00 cm.
 - Cuando se diseñen juntas en el concreto, los detalles de estas deberán garantizar la hermeticidad para una carga hidrostática igual a la altura del tanque.
 - La rigidez del subsuelo y su uniformidad, se controlarán en forma cuidadosa, para limitar el movimiento diferencial en las juntas.

Para controlar el agrietamiento en el piso, el porcentaje de refuerzo para contracción y cambios de temperatura en la sección transversal será como se establece a continuación:

Tabla XXXIII. **Acero de refuerzo para evitar agrietamiento**

Separación de las juntas	Porcentaje mínimo de acero $\%As_{min} = \% * Ag_{Area Bruta}$
Hasta 8,00 m	0,003
Hasta 12,00 m	0,004
Hasta 18,00 m	0,005

Fuente: Comisión Nacional del Agua. *Manual de agua potable alcantarillado y saneamiento. Diseño estructural de recipientes.* p. 122.

- El porcentaje de refuerzo es la relación entre el área de acero y el área bruta de la sección de concreto. El refuerzo puede consistir de un emparrillado de barras de acero corrugado, que se localizará en la parte superior de la losa, con un recubrimiento mínimo de 5 cm.

- El concreto de los pisos se colocará en forma continua en secciones tan grandes como resulte práctico, con el fin de utilizar el menor número posible de juntas de construcción.

5.4.1.2. Pisos estructurales

Los pisos estructurales se emplearán en suelos compresibles o donde exista subpresión. La losa de fondo del tanque se deberá estructurar de tal forma, que todo el recipiente en conjunto pueda resistir las deformaciones, conservando su integridad y hermeticidad en las condiciones de lleno o vacío.

Los pisos estructurales pueden ser mediante:

- Losas corridas
- Sistemas de losas y vigas de cimentación

En los tanques de dimensiones relativamente pequeñas se podrán colocar losas corridas sin juntas de construcción para evitar las fugas de agua. Para dimensiones mayores, es conveniente el empleo de traveses o vigas peraltadas hacia al suelo para proporcionarle rigidez a la cimentación.

Los pisos estructurales deberán cumplir con los requisitos estipulados para los pisos de membrana con las siguientes variaciones:

- El espesor mínimo la estructura del piso será de 25,00 cm.
- El refuerzo puede consistir, en dos emparrillados de barras de acero corrugado, con recubrimientos superior e inferior mayor igual a 5,00 cm.

5.4.2. Cimentaciones superficiales

En los tanques de concreto reforzado el tipo de cimentaciones dependerán de las características mecánicas del terreno donde se vaya a desplantar.

Las cimentaciones idealmente estarán en su totalidad apoyadas sobre un mismo tipo de suelo; esto reducirá la posibilidad de asentamientos diferenciales en la estructura del tanque.

Las cimentaciones más comunes para el soporte de la estructura del tanque son:

- Zapatas corridas para muros
- Zapatas aisladas para pilas o columnas

5.4.2.1. Zapatas corridas

La zapata corrida o cimiento corrido se utilizan para transmitir adecuadamente cargas proporcionadas por estructuras de muros portantes al suelo. Las cimentaciones corridas se componen de una franja de concreto reforzado colocado a lo largo de elementos estructurales como muros o pantallas portantes, siendo su ancho mayor al del muro como mínimo.

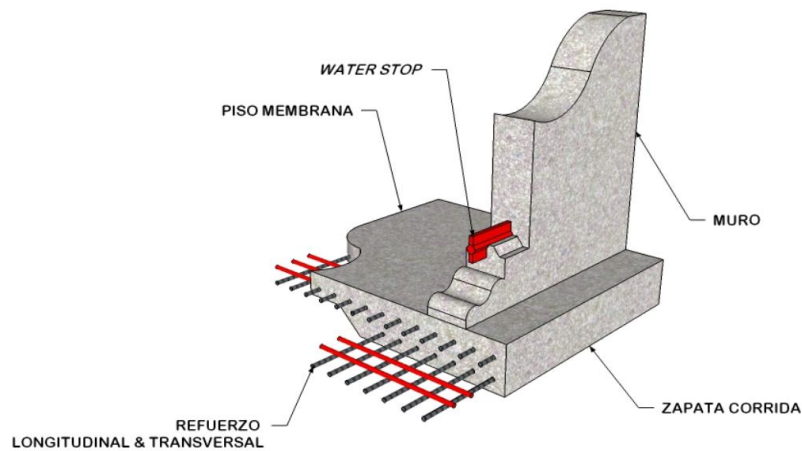
Las zapatas corridas pueden tener sección rectangular, escalonada y trapezoidal. Las dimensiones del elemento están en relación con las cargas a soportar y la resistencia a la compresión del suelo y valor soporte de carga sobre el terreno.

La proyección de la cimentación se considera como un voladizo cargado

con una presión distribuida del suelo. La longitud de la proyección se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.

Estructuralmente funciona como una viga en el aire, que recibe cargas distribuidas en toda su longitud; para que una zapata sea considerada como corrida debe cumplir con que su longitud sea mayor o igual a diez veces su ancho.

Figura 18. **Zapata corrida**



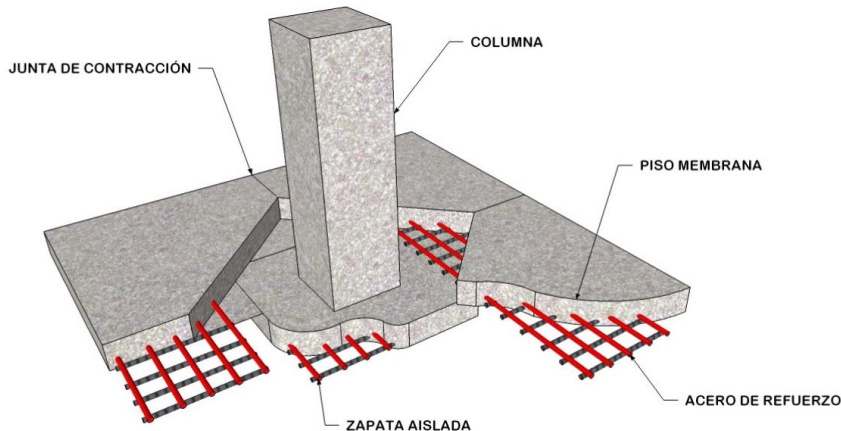
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

5.4.2.2. **Zapatas aisladas**

Las zapatas aisladas consisten en losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo; pueden disponer de un macizo de concreto en forma de dado, en el perímetro de la columna o pila para aumentar la resistencia al cortante. El acero de refuerzo se distribuye uniformemente en uno o dos emparrillados de barras de acero, para

ambos lados de la zapata, es decir, longitudinal y transversalmente.

Figura 19. **Zapata aislada**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Google Sketchup.

5.5. Cubiertas o tapas

Los tanques serán provistos de una cubierta o tapadera, cuando debido a las características del líquido que almacenan necesiten ser aislados del ambiente externo. Las cubiertas generalmente consistirán en diafragmas de concreto reforzado como losas, estructura metálica o membranas impermeables.

Los tanques rectangulares provistos con cubierta, son implementados en los sistemas de agua potable y residual. En estas estructuras es conveniente que el muro y la losa de cubierta se diseñen para que tengan un comportamiento de conjunto, de tal manera que la losa le proporcione al muro una restricción a los desplazamientos en su extremo superior, eliminando el efecto de volteo que provoca la presión hidrostática del líquido contenido, o del empuje de tierra exterior cuando el recipiente está vacío.

La cubierta para los tanques rectangulares se recomienda que sea a base de una losa maciza, apoyada en vigas y columnas de concreto, cuando los vanos sean tan grandes que necesiten dividirse con columnas intermedias dentro del tanque. La losa de cubierta deberá diseñarse con una ligera pendiente para desalojar el agua de lluvia.

Los tanques cilíndricos con cubierta se instalan con más frecuencia para el suministro de agua potable; son las estructuras que se usan como tanques de regulación. En el diseño de estos tanques es conveniente que la losa de cubierta quede apoyada sobre el muro perimetral, para no alterar el comportamiento de este último a tensión anular.

5.5.1. Losas planas

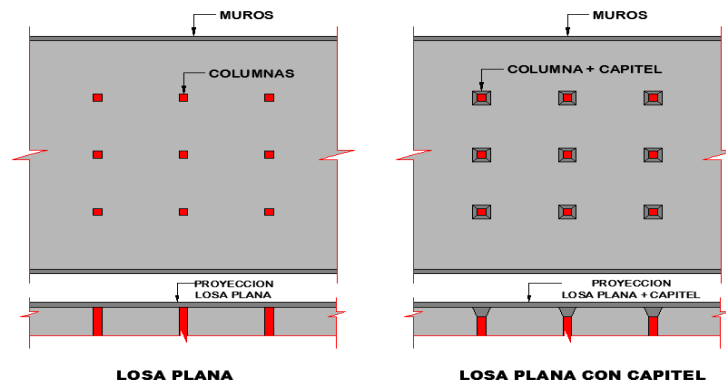
Las losas planas se apoyan directamente sobre las columnas o muros, sin vigas intermedias; pueden tener ampliaciones en el peralte, en la columna o en la losa denominadas capiteles, o tener un peralte uniforme en toda su sección; en este caso se denominan placas planas. También pueden ser losas macizas o aligeradas.

Las losas se pueden dividir en dos categorías generales: sin vigas y apoyadas en vigas, situadas en el contorno de la losa.

Para fines de diseño, se acostumbra dividir las losas planas en franjas. En cada tablero se distinguen tres franjas: una franja central, de ancho igual a la mitad del claro del tablero y dos franjas extremas o de columnas, cuyo ancho es la cuarta parte de dicho claro. La división en franjas se hace en las dos direcciones del tablero. Las losas planas pueden fallar en cortante por penetración debido a la columna dentro de la losa, o por flexión. Por lo que se

deberán de hacer los chequeos necesarios para contrarrestar estos efectos.

Figura 20. **Losa plana y losa plana con capiteles**

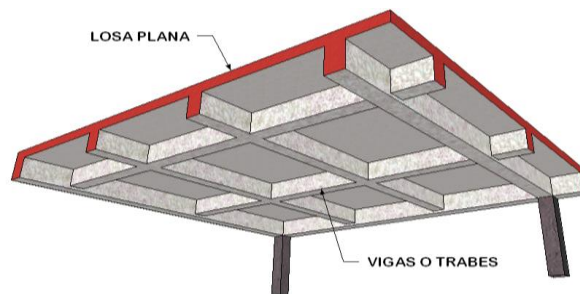


Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.5.2. **Sistemas de losas y vigas**

Los sistemas de losas y vigas consisten en una placa plana de concreto con espesor uniforme, apoyada sobre vigas perimetrales o muros; estos pueden estar en todos sus lados o solo en dos extremos.

Figura 21. **Sistema de losas y vigas**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.6. Juntas en los tanques de concreto reforzado

Las estructuras de los tanques generalmente experimentan cambios de volumen en el concreto, que son causados por contracción o expansión. Como respuesta a los cambios de temperatura, flujo plástico (fluencia) y cambios de contenido de humedad. Las variaciones de temperatura son más regulares de predecir, a diferencia de los cambios de humedad que son diarios y estacionales.

La contracción debida a la evaporación del exceso de agua comienza durante o después del periodo de curado, dependiendo de la calidad en el control de la humedad y de la temperatura. La contracción puede continuar durante varios años, a menos que se añada humedad al concreto ya endurecido, por un periodo entre los 7 y 15 días posteriores a su colocación en la cimbra, formaleta o moldes; esta práctica recomendada por el código ACI de curado, reduce los procesos de contracción en el concreto.

Como resultado de estos cambios, el concreto experimenta movimientos en los extremos de los elementos estructurales, que pueden ser permanentes o temporales. Con la finalidad de compensar los cambios volumétricos, de tal manera que se minimice el daño al concreto, el proyectista deberá incluir en la estructura, juntas de construcción y movimiento.

Las juntas en el concreto serán definidas como discontinuidades en la construcción de elemento estructural tales como: pisos, losas y muros. Su objetivo principal será la liberación de esfuerzos.

- Los principales aspectos que se deberán tener en cuenta para la consideración de colocación de juntas son:

- Los movimientos de contracción que son restringidos excesivamente, presentarán agrietamiento en el elemento estructural.
- La restricción del movimiento de expansión puede tener por resultado la distorsión y el agrietamiento del elemento o la trituración de sus extremos, así como la transmisión de fuerzas no previstas a los apoyos de la estructura del tanque.
- Cuando la longitud de un elemento estructural resulte demasiado grande, la magnitud de la deformación total debida a la contracción o dilatación, puede provocar esfuerzos que resulten altos y como consecuencia generará la aparición de agrietamiento en el concreto. Por tal razón, resulta útil la segmentación de la estructura mediante la colocación de juntas de expansión (o de dilatación) en intervalos regulares, en toda la longitud del elemento estructural.
- Cuando se tenga que hacer el colado del concreto por fases en los elementos estructurales del tanque, resultará una junta de construcción, la cual tendrá sus restricciones para la retención del agua, como en los otros tipos de juntas.
- Las juntas en el concreto deberán sellarse mediante bandas de polivinilo, hule, metal o cualquier material que impida las filtraciones del líquido.

5.6.1. Tipos de juntas

En los tanques se consideran dos tipos de juntas: las de construcción y las

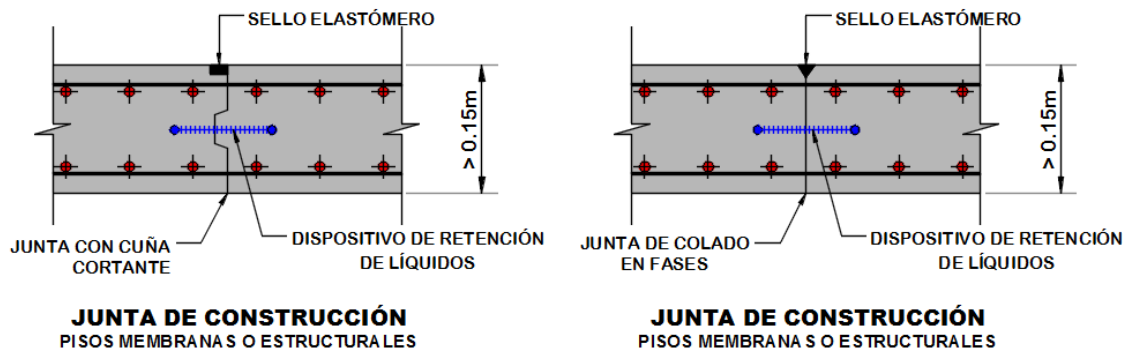
de movimiento.

5.6.1.1. Juntas de construcción

Las juntas de construcción tienen la finalidad de segmentar la estructura en unidades, para separar una etapa de colocación del concreto respecto de la subsecuente, para proporcionar separaciones lógicas entre los segmentos de esta y facilitar la construcción.

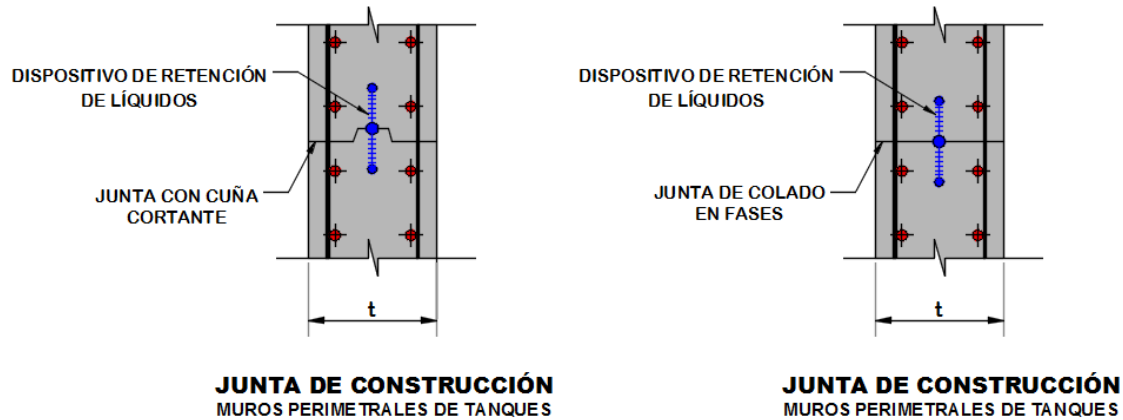
Las juntas de construcción se colocarán de manera que afecten lo menos posible la resistencia de la estructura, esto es donde el cortante y el momento flexionante sean mínimos. Antes de colar concreto nuevo sobre la superficie de una junta de construcción es necesario prepararla para asegurarle de que haya buena adherencia. El acero de refuerzo se debe continuar a través de las juntas de construcción, siendo necesaria la colocación de un dispositivo de retención de líquidos.

Figura 22. Juntas de construcción en piso



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

Figura 23. **Juntas de construcción en muros**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.6.1.2. Juntas de movimiento

Las juntas de movimiento tienen por objeto no restringir los movimientos relativos en la estructura y que tienen lugar a ambos lados de la junta, considerando garantizar la impermeabilidad y hermetismo dentro del tanque. Se considerarán dos tipos de juntas de movimiento:

- Juntas de dilatación
- Juntas de contracción

5.6.1.2.1. Juntas de dilatación

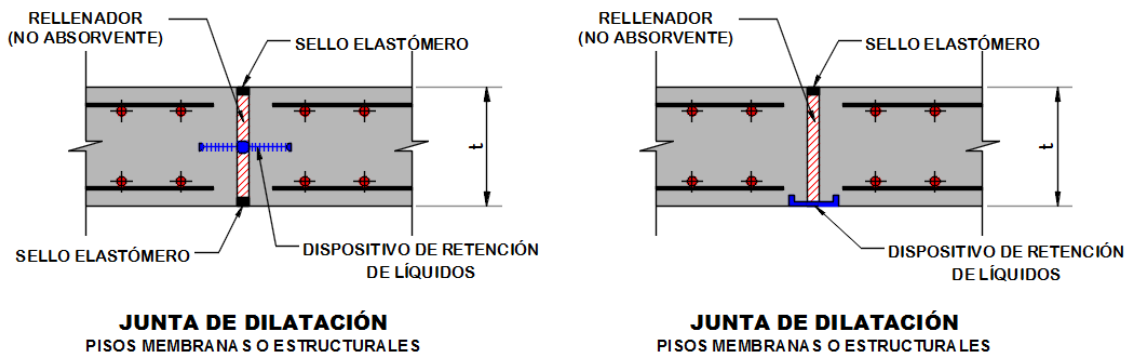
Las juntas de dilatación son juntas de movimiento que se usan para permitir que el concreto se dilate y se contraiga durante el periodo de curado y durante el servicio. Esto con el objetivo de facilitar que se presenten cambios dimensionales debido a la cargas, para separar o aislar áreas o elementos que podrían ser

afectados por cualquiera de esos cambios dimensionales, y para permitir movimientos relativos o desplazamientos debidos a la dilatación, contracción, movimientos diferenciales de la cimentación o cargas aplicadas. Las juntas de dilatación también pueden funcionar como juntas de contracción o construcción.

Las juntas de dilatación o expansión deben colocarse cerca de los cambios abruptos en la configuración de la estructura y a intervalos no mayores de 35 m. El ancho debe tener un tamaño que se adapte a los movimientos esperados. Cuando las juntas de expansión se coloquen a distancias mayores de 45 m, se llevará a cabo un análisis especial para determinar los requisitos del acero de refuerzo y los detalles de las juntas de dilatación. Deberá también investigarse la restricción que ejerce el suelo en la losa de base.

Estas recomendaciones son aplicables a estructuras sanitarias para el mejoramiento del ambiente en condiciones normales, llenas con el líquido. Si se prevé que los depósitos vayan a permanecer vacíos por periodos prolongados, sobre todo en climas cálidos, se tendrán separaciones menores de las juntas.

Figura 24. **Juntas de dilatación**



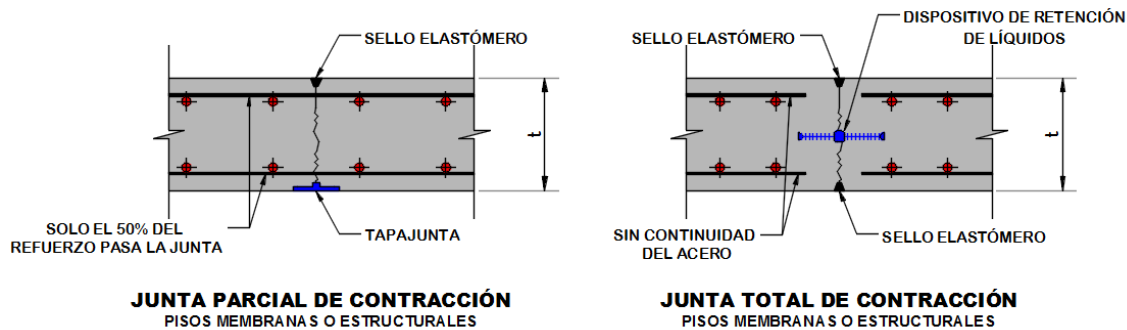
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.6.1.2.2. Juntas de contracción

Las juntas de contracción son usadas como juntas de movimiento, para disipar los esfuerzos de contracción. Cuando se utilicen juntas de contracción deben colocarse a intervalos no mayores de 9 m, a menos que se proporcione acero del refuerzo adicional.

Por lo general se emplean dos tipos de juntas de contracción, conocidas como “totales” y “parciales”. En las juntas de contracción totales, todo el refuerzo termina a 5 centímetros de la junta. Cuando se necesite pasar fuerzas de tensión a través de la junta para unir entre sí algunas partes de la estructura, se podrá utilizar una junta parcial, la cual se tendrá que debilitar y asegurar la formación de la grieta, no se deberá de pasar más del 50 % del acero de refuerzo a través de la junta.

Figura 25. Juntas de contracción



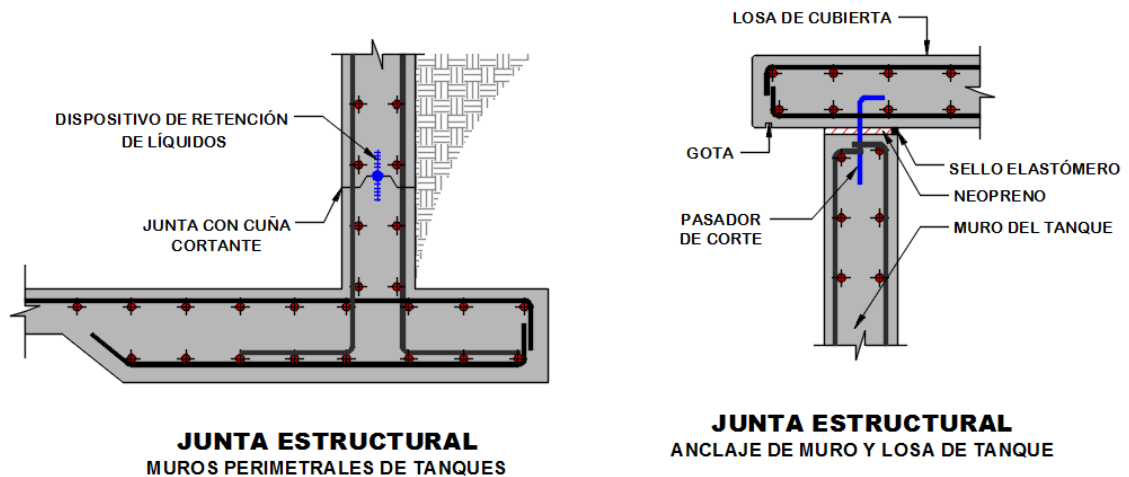
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.6.1.3. Juntas estructurales

Estas juntas se utilizan para separar los elementos estructurales que tienen

un comportamiento diferente, como los recipientes circulares postensados en la unión entre los muros y la losa de cubierta.

Figura 26. **Juntas estructurales**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

5.6.2. **Materiales para las juntas**

Los materiales para el sello de los diferentes tipos de juntas deberán de reunir los siguientes aspectos:

- Impermeabilidad al paso de líquidos.
- Compresibilidad.
- Resistencia a la deformación por el contacto directo con el líquido a contener.

Tabla XXXIV. **Materiales para conformación de juntas**

Tipo	Descripción
Tapa juntas	Es una barrera que se coloca en la sección de la junta durante el proceso de construcción para constituir un diafragma resistente al paso del agua. Pueden ser de hule natural o de cloruro de polivinilo, aun cuando también llegan a usarse de cobre y de acero, como ya se ha mencionado antes. Los tapajuntas se usan en las juntas de construcción y de expansión.
Rellenos compresibles	Es una tira de material compresible para rellenar y tapar el espacio en una junta de expansión y proporcionar una base para el sellador de la junta y permitir el movimiento de expansión del concreto. Este material debe ser elástico y no interferirá con el sellador. Se recomienda el poliestireno expandido (duroport).
Sello de juntas	Se usa para evitar el paso del agua o de algún material extraño a través de la junta. Deberá ser impermeable y deformable para permitir los movimientos, así como recuperar sus propiedades y forma original, después de las deformaciones cíclicas, manteniendo la integridad de la junta y su adherencia, a pesar de los cambios de temperatura y durante la vida útil de la estructura. Se recomienda el uso de elastómeros, desechándose los materiales con base en asfaltos.

Fuente: PAVÓN RODRÍGUEZ, Víctor M. *Diseño de estructuras para contener líquidos*. p. 110.

6. EJEMPLIFICACIÓN DE DISEÑO DE UN TANQUE RECTANGULAR

6.1. Diseño de tanque rectangular (método PCA-R)

Se requiere diseñar un tanque de concreto reforzado para contención de aguas residuales. El tanque estará enterrado con una losa de cubierta de concreto a nivel del suelo circundante.

El tanque tendrá una capacidad de contención de 562,50 m³, se necesita considerar la altura de revancha del líquido, para no generar chapoteo sobre la cubierta.

6.2. Datos generales

Para el tanque se proponen las siguientes dimensiones del volumen del líquido contenido.

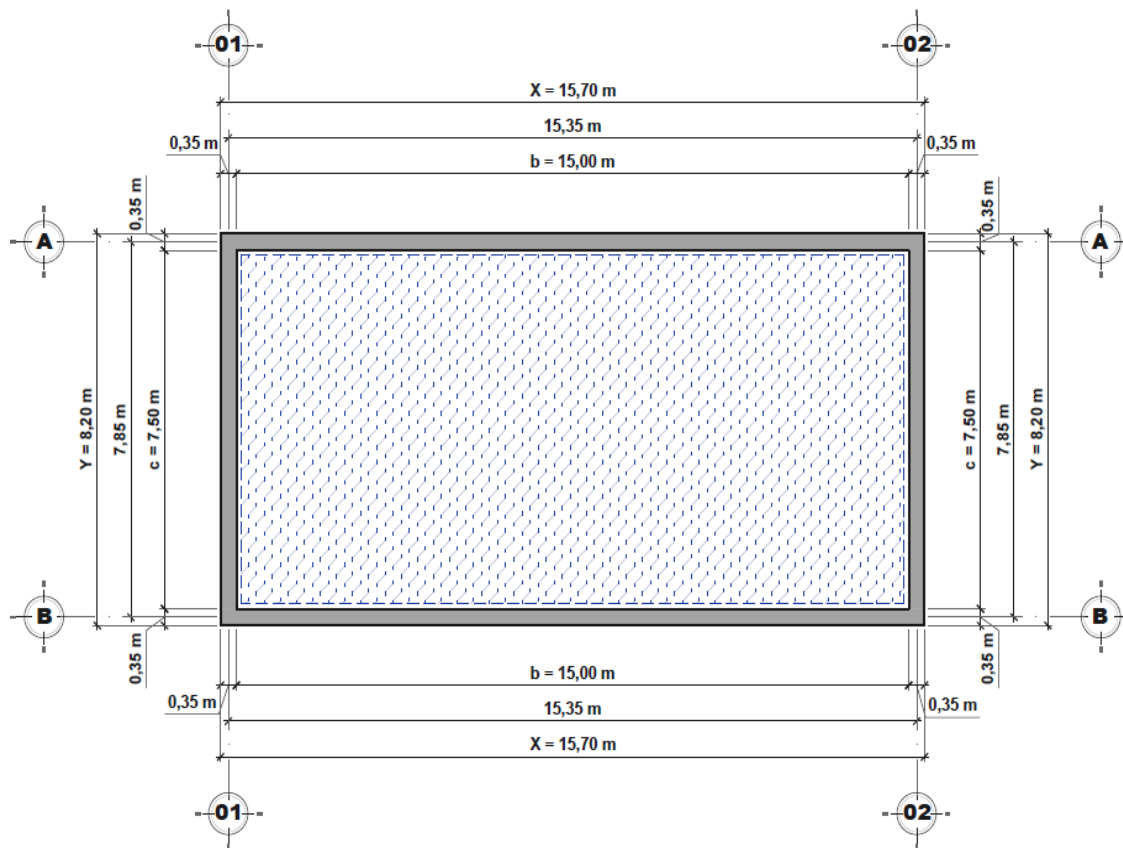
- Ancho: $c = 7,50 \text{ m}$
- Largo: $b = 15,00 \text{ m}$
- Altura: $a = 5,00 \text{ m}$

A continuación se detallan los datos básicos para el diseño del tanque enterrado.

- Peso específico del agua residual: $\gamma_w = 1\,100 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del suelo considerado: $\gamma_s = 1\,500 \text{ kg/m}^3$

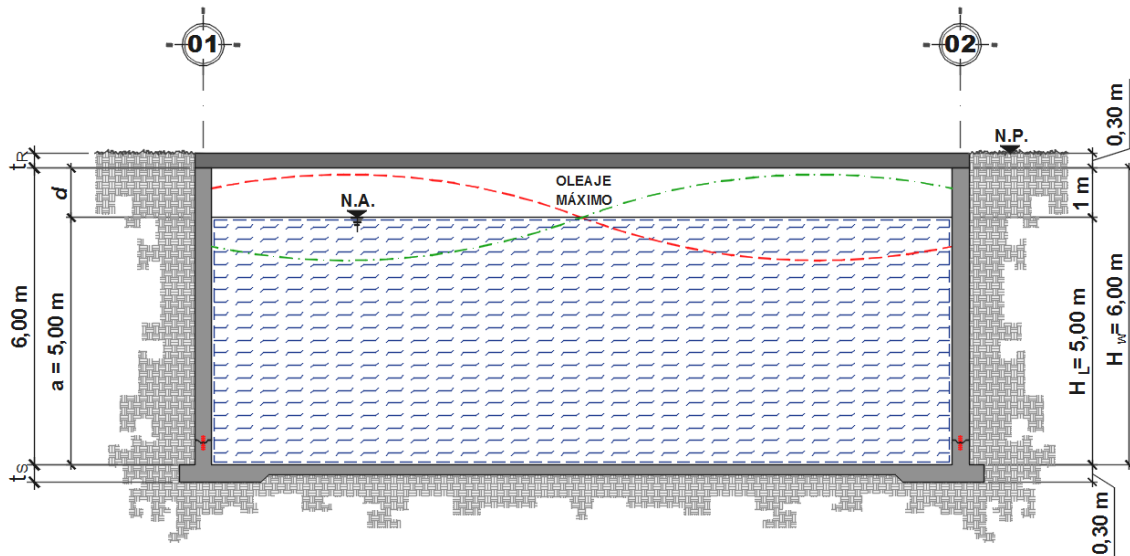
- Capacidad soporte del suelo: $q = 14,00 \text{ Ton}/\text{m}^2$
- Altura del tirante del agua interna: $H_L = 5,00 \text{ m}$
- Propiedades del concreto:
 - Peso específico: $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3$
 - Resistencia nominal: $f'_c = 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4\,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Figura 27. **Planta de tanque rectangular a diseñar**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

Figura 28. Elevación de tanque rectangular a diseñar



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

6.3. Datos sísmicos

El tanque se construirá en el municipio de La Democracia, departamento de Escuintla, Guatemala. En función de los datos geográficos y del estudio de suelos se establecen los parámetros sísmicos, para calcular el espectro sísmico de diseño calibrado y fuerzas hidrodinámicas.

- Índice de sismicidad, (ver figura 11): $I_0 = 4$
- Ordenada espectral periodo corto (ver figura 11): $S_{cr} = 1,65$
- Ordenada espectral periodo de 1 s (ver figura 11): $S_{1r} = 0,60$
- Tipo de suelo firme y rígido (ver tabla XXIII): $S = D$
 - Coeficiente de sitio periodo corto (ver tabla XIX): $F_a = 1,00$
 - Coeficiente de sitio periodo largo (ver tabla XX): $F_v = 1,50$
- Tipo de fuente sísmica (ver AGIES, tabla 4-5): $T.S. = B$

- Distancia mayor a 15 km periodo corto (ver tabla XXI): $N_a = 1,00$
- Distancia mayor a 15 km periodo largo (ver tabla XXI): $N_v = 1,00$
- Factor de importancia para tanques (ver tabla XXV): $I = 1,00$
- Factor de modificación de respuesta:
 - Anclados, base flexible. Enterrado (ver tabla XXVI): $R_w = 4,50$
- Tipo de sismo esperado ordinario (ver sección 3.5.6.1): $K_d = 0,66$

El ajuste por intensidades sísmicas especiales se calcula con base en las ecuaciones (3-2) y (3-3).

- $$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (3-2)$$

$$S_{cs} = 1,65 * 1,00 * 1,00 = 1,65$$

- $$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (3-3)$$

$$S_{1s} = 0,60 * 1,50 * 1,00 = 0,90$$

El espectro de sismo calibrado al nivel del diseño requerido se calcula con base en las ecuaciones (3-4) y (3-5), con el sismo de tipo ordinario seleccionado y el factor K_d correspondiente.

- $$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (3-4)$$

$$S_{cd} = 0,66 * 1,65 = 1,10$$

- $$S_{1d} = K_d * S_{1s} \quad (3-5)$$

$$S_{1d} = 0,66 * 0,90 = 0,60$$

6.4. Análisis sísmico del tanque

El análisis sísmico de los muros se hará en dirección de norte a sur. El lado largo está perpendicularmente a la dirección. Es decir, que para los cálculos se utilizará el valor del lado paralelo a la dirección del análisis.

Las relaciones del tanque, largo, ancho y altura se calculan con la misma nomenclatura utilizada por la Portland Cement Association.

- Relación largo / altura: $b/a = 15,00/5,00 = 3,00$
- Relación ancho / altura: $c/a = 7,50/5,00 = 1,50$

6.4.1. Estimación de pesos

Para la determinación de los pesos se utilizan las ecuaciones Housner; para facilitar el método se usan las gráficas de razones; para no evaluar cada dato en las ecuaciones, se resuelve gráficamente.

En el anexo 1 se encuentran la razón de longitud y altura (L/H_L) versus las razones de masa convectiva e impulsiva y masa de agua (W_C/W_L) y (W_I/W_L). Ver gráfico de relaciones en anexo 1.

Para el cálculo de los pesos de la masa de agua, convectiva e impulsiva, se realiza con la siguiente metodología:

- Se calcula la relación entre la longitud paralela a la dirección del análisis y la altura del tirante del líquido $L/H_L = 7,50/5,00 = 1,50$.
- Se evalúa en el anexo 1, $L/H_L = 1,50$ y se obtienen las razones:

- Razón de masa convectiva: $W_C/W_L = 0,39$
- Razón de masa impulsiva: $W_I/W_L = 0,67$
- Se estima el peso del agua contenida W_L .

$$W_L = \left(\frac{a * c * b}{1\ 000} \right) * \gamma_w = \left(\frac{5\ m * 7,5\ m * 15\ m}{1\ 000\ (kg/Ton)} \right) * 1\ 100\ kg/m^3 = 618,75\ Ton.$$

- Al estimar el peso del agua contenida, se pueden conocer los pesos respectivos de las masas convectiva e impulsiva.
 - Peso de la masa convectiva: $W_C = 241,31\ Ton$

$$\frac{W_C}{W_L} = 0,39 \rightarrow W_C = 0,39 * W_L \rightarrow W_C = 0,39 * (618,75\ Ton)$$

$$W_C = 241,31\ Ton$$

- Peso de la masa impulsiva: $W_I = 414,56\ Ton$

$$\frac{W_I}{W_L} = 0,67 \rightarrow W_I = 0,67 * W_L \rightarrow W_I = 0,67 * (618,75\ Ton)$$

$$W_I = 414,56\ Ton$$

Los pesos de los muros, piso y techo se estiman con el predimensionamiento de los componentes de la estructura.

- Pesos de muros:

$$W_w = \left(\frac{2(X + Y) * H_M * t}{1\ 000} \right) * \gamma_c = \left(\frac{2(15,7 + 8,2) * 6 * 0,35}{1\ 000\ (kg/Ton)} \right) * 2\ 400\ kg/m^3$$

$$W_w = 240,91 \text{ Ton}$$

- Peso de la cubierta:

$$W_R = \left(\frac{X * Y * t_R}{1\,000} \right) * \gamma_C = \left(\frac{15,7 \text{ m} * 8,2 \text{ m} * 0,30 \text{ m}}{1\,000 \text{ (kg/Ton)}} \right) * 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_R = 92,69 \text{ Ton}$$

- Peso del piso:

$$W_S = \left(\frac{X * Y * t_p}{1000} \right) * \gamma_C = \left(\frac{15,7 \text{ m} * 8,2 \text{ m} * 0,25 \text{ m}}{1\,000 \text{ (kg/Ton)}} \right) * 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_S = 77,24 \text{ Ton}$$

6.4.2. Alturas centroidales

Para el cálculo de las alturas centroidales donde actúan las masas convectiva h_c , e impulsiva h_i , se utiliza el anexo 2, donde se encuentran las razones de longitud y altura (L/H_L) versus las razones de altura convectiva e impulsiva y altura del liquido (h_c/H_L) y (h_i/H_L).

- Se evalúa en el anexo 2, $L/H_L = 1,50$ y se obtienen las razones:
 - Razón de altura convectiva: $h_c/H_L = 0,63$
 - Razón de altura impulsiva: $h_i/H_L = 0,36$
- Después de establecer las razones, se calculan las alturas centroidales de la masa convectiva e impulsiva.

- Altura de la masa convectiva: $h_C = 3,15 \text{ m}$

$$\frac{h_C}{H_L} = 0,63 \rightarrow h_C = 0,63 * H_L \rightarrow h_C = 0,63 * (5,00 \text{ m}) = 3,15 \text{ m}$$

- Altura de la masa impulsiva: $h_I = 1,80 \text{ m}$

$$\frac{h_I}{H_L} = 0,36 \rightarrow h_I = 0,36 * H_L \rightarrow h_I = 0,36 * (5,00 \text{ m}) = 1,80 \text{ m}$$

Los periodos de vibración están asociados a las componentes convectiva e impulsiva y se estiman de acuerdo con las expresiones detalladas a continuación:

6.4.3. Periodo de componente impulsiva

El periodo de vibración de la componente impulsiva, se estima con la expresión.

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (6-1)$$

Donde:

T_I = periodo de vibración de la componente impulsiva

W = peso de muros, cubiertas y masa impulsiva

$W = W_w + W_R + W_I = 240,91 + 92,69 + 414,56 = 748,16 \text{ Ton}$

g = aceleración de la gravedad, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

K = rigidez del muro de concreto

Para la rigidez K del muro.

$$K = \frac{E_c}{48} \left(\frac{t_w}{h} \right)^3 \quad (6-2)$$

Donde:

K = rigidez del muro en el sistema inglés.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c} = 57\,000\sqrt{4\,000\text{ Psi}} = 3\,604,99\text{ Ksi.}$$

t_w = espesor de la pared. $t_w = 14\text{ plg.}$

h = altura media, en la que la inercia y el contenido del tanque se suponen actuando.

La altura media h , necesaria para calcular la rigidez K , se define como:

$$h = \frac{(h_w * W_w + h_I * W_I)}{(W_w + W_I)} \quad (6-3)$$

Donde $h_w = 0,50 * H_w$ equivalente al 50 % de la altura del muro de concreto, las otras variables se han definido en los incisos anteriores.

El periodo de vibración de la componente impulsiva se calcula estimando cada una de las siguientes variables:

- Altura media h del muro de concreto y el contenido, se calcula con ecuación (6-3).

$$h = \frac{(0,50 * 6,0\text{ m} * 240,91\text{ Ton} + 1,8\text{ m} * 414,56\text{ Ton})}{(240,91\text{ Ton} + 414,56\text{ Ton})} = 2,24\text{ m}$$

$$h = 2,24 \text{ m} \cong 7,35 \text{ pies}$$

- La rigidez K se calcula, en el sistema inglés por facilidad de utilización de la ecuación (6-2), luego se convierte al Sistema Internacional.

$$K = \frac{E_c}{48} \left(\frac{t_w}{h} \right)^3 = \frac{3\,604,99 \text{ Ksi}}{48} \left(\frac{14 \text{ plg}}{7,35 \text{ pies}} \right)^3 = 519,02 \text{ Kips/pie}$$

$$K = 519,02 \text{ Kips/pie} \cong 772,25 \text{ Ton/m}$$

- El periodo de vibración de la componente impulsiva queda definido, según la ecuación (6-1).

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{748,16 \text{ Ton}}{9,81 \text{ m/s}^2 * 772,25 \text{ Ton/m}}} = 1,97 \text{ s}$$

6.4.4. Periodo de componente convectiva

El periodo de vibración de la componente convectiva, se estima con la siguiente expresión y el anexo 3.

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L} \tag{6-4}$$

Donde:

T_c = periodo de vibración de la componente convectiva

L = longitud paralela a la dirección (N-S)

$\frac{2\pi}{\lambda}$ = definida con el anexo 3, que contiene las razones $2\pi/\lambda$ versus L/H_L

Conociendo la razón $L/H_L = 1,50$, se toma del anexo 3, el valor de $2\pi/\lambda = 0,64$, y se calcula el valor del periodo de la componente convectiva con la ecuación (6-4).

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L} = 0,64 \sqrt{7,50 \text{ m}} = 1,75 \text{ s}$$

6.4.5. Altura de la revancha

La altura de la revancha deberá de ser considerada para no generar chapoteo sobre la losa de cubierta; esta siempre tendrá que ser evaluada principalmente en los tanques que no tengan cubierta, para evitar el derrame de líquido por los bordes.

$$d_{max} = \frac{S_{1d} * I}{1,4T_c} \left(\frac{L}{2} \right) \quad (6-5)$$

Donde:

d_{max} = altura de la revancha máxima

L = longitud paralela a la dirección (N-S)

S_{1d} = espectro calibrado para 1 s. $S_{1d} = 0,60$

I = factor de importancia. $I = 1,00$

T_c = período de componente convectiva

$$d_{max} = \frac{S_{1d} * I}{1,4T_c} \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{0,60 * 1,00}{1,4 * 1,75\text{s}} \left(\frac{7,50 \text{ m}}{2} \right) = 0,92 \text{ m}$$

La altura de revancha disponible es igual $d_{dis} = H_M - H_L = 6,00 \text{ m} - 5,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$, es suficiente para la máxima esperada $d_{max} = 0,92 \text{ m}$.

6.4.6. Cortante en la base

El cortante basal producido por la componente impulsiva y convectiva se define como:

- Corte basal por componente impulsiva:

$$V_I = C_{SI}(W_W + W_R + W_I) \quad (6-6)$$

$$C_{SI} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_I}$$

- Corte basal por componente convectiva:

$$V_C = C_{SC}(W_C) \quad (6-7)$$

$$C_{SC} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_C}$$

Donde:

V_I = corte basal por componente impulsiva

V_C = corte basal por componente convectiva

S_{1d} = espectro calibrado para 1 s. $S_{1d} = 0,60$

S_{cd} = espectro calibrado corto. $S_{cd} = 1,10$

I = factor de importancia. $I = 1,00$

R = factor de modificación de respuesta. $R = 4,50$

T_I = periodo de componente impulsiva

T_C = periodo de componente convectiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo

C_{SC} = factor sísmico convectivo

El cortante en la base producido por la componente impulsiva se define con la ecuación (6-6):

$$C_{SI} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_I} = \frac{1,10 * 1,00}{4,50} \leq \frac{0,60 * 1,00}{4,50 * 1,97} = 0,24 \leq 0,068.$$

El mínimo será igual al mayor a las siguientes condiciones:

$$C_{SI} \geq 0,14S_{cd} * I = 0,14 * 1,10 * 1,00 = 0,154$$

$$C_{SI} \geq \frac{S_{1c} * I}{R} = \frac{0,60 * 1,00}{4,50} = 0,133$$

Usar el coeficiente de las condiciones calculadas: $C_{SI} = 0,154$.

$$V_I = C_{SI}(W_W + W_R + W_I) = 0,154(240,91 + 92,69 + 414,56) \text{ Ton} = 115,22 \text{ Ton}.$$

El cortante en la base producido por la componente convectiva se define con la ecuación (6-7):

$$C_{SC} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_C} = \frac{1,10 * 1,00}{4,50} \leq \frac{0,60 * 1,00}{4,50 * 1,75} = 0,24 \leq 0,076.$$

Usar el coeficiente menor. $C_{SC} = 0,076$.

$$V_C = C_{SC}(W_C) = 0,076(241,31 \text{ Ton}) = 18,34 \text{ Ton}.$$

El cortante total en la base se define como:

$$V_T = \sqrt{V_I^2 + V_C^2} = \sqrt{(115,22)^2 + (18,34)^2} = 116,67 \text{ Ton.}$$

6.4.7. Momento en la base

El momento en la base producido por la componente impulsiva y convectiva se define como:

- Momento en la base por la componente impulsiva:

$$M_I = C_{SI}(W_W h_W + W_R h_R + W_I h_I) \quad (6-8)$$

- Momento en la base por la componente convectiva:

$$M_C = C_{SC}(W_C h_C) \quad (6-9)$$

Donde:

M_I = momento en la base por componente impulsiva

M_C = momento en la base por componente convectiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,154$

C_{SC} = factor sísmico convectivo. $C_{SC} = 0,076$

h_W = altura media de los muros. $h_W = 2,24 \text{ m}$

h_R = altura centroidal desde la base hasta la cubierta. $h_R = 6,15 \text{ m}$

h_I = altura centroidal componente impulsiva. $h_I = 1,80 \text{ m}$

h_C = altura centroidal componente convectiva. $h_C = 3,15 \text{ m}$

W = pesos calculados en sección 6.1.3.2

El momento en la base producido por la componente impulsiva se define con la ecuación (6-8):

$$M_I = C_{SI}(W_W h_W + W_R h_R + W_I h_I)$$

$$M_I = 0,154(240,91 * 2,24 + 92,69 * 6,15 + 414,56 * 1,80) = 285,81 \text{ Ton} - m$$

El momento en la base producido por la componente convectiva se define con la ecuación (6-9):

$$M_C = C_{SC}(W_C h_C)$$

$$M_C = 0,076(241,31 \text{ Ton} * 3,15 \text{ m}) = 57,77 \text{ Ton} - m$$

El momento total en la base se define como:

$$M_T = \sqrt{M_I^2 + M_C^2} = \sqrt{(285,81)^2 + (57,77)^2} = 291,59 \text{ Ton} - m.$$

6.4.8. Chequeo de estabilidad

Para garantizar la estabilidad de la estructura del tanque, se tendrá que hacer los chequeos de deslizamiento y volteo.

6.4.8.1. Chequeo por deslizamiento

- Se deberá calcular el peso total del tanque.
 - Peso total de los muros: $W_w = 240,91 \text{ Ton}$
 - Peso total del techo: $W_R = 92,69 \text{ Ton}$
 - Peso del piso: $W_S = 77,24 \text{ Ton}$

- Peso total del líquido: $W_L = 618,75 \text{ Ton}$
- Peso total del tanque y el contenido: $W_T = W_W + W_R + W_S + W_L$
 $W_T = 1\,029,59 \text{ Ton}$
- El factor de deslizamiento se estimará en función de la siguiente ecuación:

$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V_T} \geq 1,50 \quad (6-10)$$

Donde:

F_d = factor de deslizamiento

W_T = peso total del tanque y el contenido

V_T = corte basal total. $V_T = 116,67 \text{ Ton}$

δ = coeficiente de fricción del concreto. $\delta = 0,50$

$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V_T} = \frac{0,50 * 1\,029,59 \text{ Ton}}{116,67 \text{ Ton}} = 4,41 \geq 1,5 \quad \text{Sí cumple}$$

6.4.8.2. Chequeo de volteo

- Se deberá de establecer el momento resistente al volteo de la estructura:

$$M_R = \frac{W_T * L}{2} = \frac{1\,029,59 \text{ Ton} * 7,50 \text{ m}}{2} = 3\,860,96 \text{ Ton} - \text{m}.$$

- El factor de volteo se estimará en función de la siguiente ecuación:

$$F_V = \frac{M_R}{M_T} \geq 1,5 \quad (6-11)$$

Donde:

F_V = factor de volteo

M_T = momento total en la base. $M_T = 291,59 \text{ Ton} - m$

M_R = momento resistente. $M_R = 3\,860,96 \text{ Ton}$

$$F_V = \frac{M_R}{M_T} = \frac{3\,860,96 \text{ Ton} - m}{291,59 \text{ Ton} - m} = 13,24 \geq 1,5 \quad \text{Sí cumple}$$

6.5. Diseño de los muros del tanque

Para el desarrollo del análisis se inicia con la condición de carga 1, que representará la situación donde el tanque está lleno del líquido y la resistencia del suelo es ignorada.

Para el análisis de los muros de este proyecto se hace la analogía siguiente donde el borde superior está libre, los bordes laterales están empotrados y el borde inferior está articulado. El borde inferior se considera articulado, por recomendación de manuales especializados en el tema, puesto que basta un pequeño giro en la base para no cumplir con la consideración de empotramiento total, por lo tanto, el considerar el tanque articulado genera datos con un mayor margen de seguridad al hacer la distribución de momentos.

6.6. Diseño de los muros eje A y B

Para realizar el análisis de los muros, se utilizan los muros perpendiculares a la dirección norte – sur; estos son los lados de mayor longitud.

6.6.1. Análisis de fuerzas

El análisis de fuerzas tendrá que incluir la fuerza de inercia del muro, fuerzas hidrodinámicas y fuerza hidrostática.

- Fuerza de inercia de los muros: para el cálculo de la inercia de los muros se consideran el eje A y B, es decir, los muros perpendiculares a la dirección norte-sur. Se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_{FW} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_M = C_{SI} W_M \quad (6-12)$$

Donde:

P_{FW} = fuerza de inercia del muro A y B

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,154$

W_M = peso de los muros eje A y B

El peso de los muros del eje A y B podrá ser estimado de acuerdo con el predimensionamiento de los elementos:

$$W_M = 2 \left(\frac{X * H_W * t}{1000} \right) * \gamma_c = 2 \left(\frac{15,7 \text{ m} * 6 \text{ m} * 0,35 \text{ m}}{1 \text{ 000 kg/Ton}} \right) * 2 \text{ 400 kg/m}^3$$

$$W_M = 158,26 \text{ Ton.}$$

Después de estimar el peso total de los muros A y B se estima la fuerza de inercia con la ecuación (6-11):

$$P_{FW} = C_{SI} W_M = 0,154 * 158,26 \text{ Ton} = 24,37 \text{ Ton.}$$

- Fuerza impulsiva: la fuerza impulsiva sobre los muros se estimará con la ecuación (6-13):

$$P_{FI} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_I = C_{SI} W_I \quad (6-13)$$

Donde:

P_{FI} = fuerza impulsiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,154$

W_I = peso de la componente impulsiva. $W_I = 414,56 \text{ Ton}$

$$P_{FI} = C_{SI} W_I = 0,154 * 414,56 \text{ Ton} = 63,84 \text{ Ton}.$$

- Fuerza convectiva: la fuerza convectiva sobre los muros se estimará con la ecuación (6-14):

$$P_{FC} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_C = C_{SC} W_C \quad (6-14)$$

Donde:

P_{FC} = fuerza convectiva

C_{SC} = factor sísmico convectivo. $C_{SC} = 0,076$

W_C = peso de la componente convectiva. $W_C = 241,31 \text{ Ton}$

$$P_{FC} = C_{SC} W_C = 0,076 * 241,31 \text{ Ton} = 18,34 \text{ Ton}.$$

6.6.2. Análisis de presiones

Para realizar el análisis de presiones, se tendrán que distribuir las fuerzas a lo largo de los muros, con los coeficientes de distribución para cada componente,

como se muestran a continuación:

- Presión por fuerza impulsiva a una altura “y”. $0 \leq y \leq H_L$.

$$P_{Iy} = P_I * \frac{[4H_L - 6h_I] - [(6H_L - 12h_I) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_I * F_{Iy} \quad (6-15)$$

$$P_I = \frac{P_{FI} * 1000 \text{ (kg/Ton)}}{b} \quad (6-15a)$$

- Presión por fuerza convectiva a una altura “y”. $0 \leq y \leq H_L$.

$$P_{Cy} = P_C * \frac{[4H_L - 6h_C] - [(6H_L - 12h_C) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_C * F_{Cy} \quad (6-16)$$

$$P_C = \frac{P_{FC} * 1000 \text{ (kg/Ton)}}{b} \quad (6-16a)$$

Donde:

P_I = presión por fuerza impulsiva

P_C = presión por fuerza convectiva

y = altura donde se estima la presión. $0 \leq y \leq H_L$

H_L = altura del líquido contenido. $H_L = 5,00 \text{ m}$

h_I = altura centroidal componente impulsiva. $h_I = 1,80 \text{ m}$

h_C = altura centroidal componente convectiva. $h_C = 3,15 \text{ m}$

b = longitud del lado largo del tanque. $b = 15,00 \text{ m}$

F_{Iy} = factor de distribución de presión impulsivo

F_{Cy} = factor de distribución de presión convectivo

Para el cálculo de la presión impulsiva a diferentes alturas y , se tabularán los resultados en la tabla XXXV, con base en la ecuación (6-15) y (6-15a).

$$P_I = \frac{P_{FI} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{b} = \frac{63,84 \text{ Ton} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{15,00 \text{ m}} = 4\,256,00 \text{ kg/m.}$$

$$P_{Iy} = P_I * \frac{[4H_L - 6h_I] - [(6H_L - 12h_I) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_I * F_{Iy} = \text{kg/m}^2$$

$$F_{Iy} = \frac{[4 * 5 \text{ m} - 6 * 1,80 \text{ m}] - [(6 * 5 \text{ m} - 12 * 1,80 \text{ m}) * y/5 \text{ m}]}{2(5,00 \text{ m})^2}$$

Los valores de presión están evaluados en los siguientes rangos. $0 \leq y \leq 5,00 \text{ m}$. A intervalos consecutivos distribuidos en $y = 10 \% * H_L$.

Tabla XXXV. Resultado de presión impulsiva en tanque rectangular

		PRESIÓN IMPULSIVA				
		%y	y	F_{Iy}	P_{FI}	P_{Iy}
LADO LARGO - A & B	SUPERIOR		5,00 m	0,0160 /m	4 256,00 kg/m	68,10 kg/m ²
		0,90 y	4,50 m	0,0328 /m	4 256,00 kg/m	139,60 kg/m ²
		0,80 y	4,00 m	0,0496 /m	4 256,00 kg/m	211,10 kg/m ²
		0,70 y	3,50 m	0,0664 /m	4 256,00 kg/m	282,60 kg/m ²
		0,60 y	3,00 m	0,0832 /m	4 256,00 kg/m	354,10 kg/m ²
		0,50 y	2,50 m	0,1000 /m	4 256,00 kg/m	425,60 kg/m ²
		0,40 y	2,00 m	0,1168 /m	4 256,00 kg/m	497,10 kg/m ²
		0,30 y	1,50 m	0,1336 /m	4 256,00 kg/m	568,60 kg/m ²
		0,20 y	1,00 m	0,1504 /m	4 256,00 kg/m	640,10 kg/m ²
		0,10 y	0,50 m	0,1672 /m	4 256,00 kg/m	711,60 kg/m ²
	FONDO		0,00 m	0,1840 /m	4 256,00 kg/m	783,10 kg/m ²

Fuente: elaboración propia, con cálculos de la ecuación (6-15) y (6-15a).

Para el cálculo de la presión convectiva a diferentes alturas y , se tabularán los resultados en la tabla XXXVI, con base en la ecuación (6-16) y (6-16a).

$$P_C = \frac{P_{FC} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{b} = \frac{18,34 \text{ Ton} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{15,00 \text{ m}} = 1\,222,67 \text{ kg/m.}$$

$$P_{Cy} = P_I * \frac{[4H_L - 6h_c] - [(6H_L - 12h_c) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_C * F_{Cy} = \text{kg/m}^2$$

$$F_{Cy} = \frac{[4 * 5 \text{ m} - 6 * 3,15 \text{ m}] - [(6 * 5 \text{ m} - 12 * 3,15 \text{ m}) * y/5 \text{ m}]}{2(5,00 \text{ m})^2}$$

Los valores de presión están evaluados en los siguientes rangos. $0 \leq y \leq 5,00 \text{ m}$. A intervalos consecutivos distribuidos en $y = 10 \% * H_L$.

Tabla XXXVI. **Resultado de presión convectiva en tanque rectangular**

		PRESIÓN CONVECTIVA				
		%y	y	F_{Cy}	P_{FC}	P_{Cy}
LADO LARGO - A & B	SUPERIOR		5,00 m	0,1780 /m	1 222,67 kg/m	217,64 kg/m ²
		0,90 y	4,50 m	0,1624 /m	1 222,67 kg/m	198,56 kg/m ²
		0,80 y	4,00 m	0,1468 /m	1 222,67 kg/m	179,49 kg/m ²
		0,70 y	3,50 m	0,1312 /m	1 222,67 kg/m	160,41 kg/m ²
		0,60 y	3,00 m	0,1156 /m	1 222,67 kg/m	141,34 kg/m ²
		0,50 y	2,50 m	0,1000 /m	1 222,67 kg/m	122,27 kg/m ²
		0,40 y	2,00 m	0,0844 /m	1 222,67 kg/m	103,19 kg/m ²
		0,30 y	1,50 m	0,0688 /m	1 222,67 kg/m	84,12 kg/m ²
		0,20 y	1,00 m	0,0532 /m	1 222,67 kg/m	65,05 kg/m ²
		0,10 y	0,50 m	0,0376 /m	1 222,67 kg/m	45,97 kg/m ²
		FONDO		0,00 m	0,0220 /m	1 222,67 kg/m

Presión convectiva

5,00 m

4,00 m

3,00 m

2,00 m

1,00 m

0,00 m

0,00 kg/m² 125,00 kg/m² 250,00 kg/m²

% y (Altura)

Fuente: elaboración propia, con cálculos de la ecuación (6-16) y (6-16a).

- Presión por fuerza de inercia:

$$P_W = \frac{P_{FW} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{2 * X * H_W} \quad (6-17)$$

Donde:

P_W = presión por fuerza de inercia del muro

P_{FW} = fuerza de inercia del muro

X = ancho del muro. $X = 15,70 \text{ m}$

H_W = altura del muro. $H_W = 6,00 \text{ m}$

$$P_W = \frac{24,37 \text{ Ton} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{2 * 15,70 \text{ m} * 6,00 \text{ m}} = 129,35 \text{ kg/m}^2$$

- Presión por fuerza hidrostática:

$$P_A = \gamma_w * H_L \quad (6-18)$$

Donde:

P_A = presión por fuerza hidrostática del contenido

H_L = altura del líquido contenido

$$P_A = \gamma_w * H_L = 1\,100 \text{ kg/m}^3 * 5,00 \text{ m} = 5\,500,00 \text{ kg/m}^2$$

6.6.3. Análisis de los muros

Los momentos, cortantes y deflexiones, debido a la presión impulsiva, convectiva y de inercia del muro, se determinan con el método de distribución de la Portland Cement Association (PCA), en el manual *Rectangular concrete tanks*.

En el capítulo 2, se podrán encontrar los coeficientes para cortantes y deflexiones sobre los muros. En el capítulo 3, los coeficientes de momentos de distribución sobre la longitud y altura del muro. La metodología se complementa con el análisis sísmico previamente calculado.

- Se deberá calcular la razón de la longitud del muro respecto de la altura del líquido.

$$\frac{b}{a} = \frac{15,00 \text{ m}}{5,00 \text{ m}} = 3,00$$

- Se deberá calcular la razón del ancho del muro respecto de la altura del líquido.

$$\frac{c}{a} = \frac{7,50 \text{ m}}{5,00 \text{ m}} = 1,50$$

Las razones $(b/a = 3, c/a = 1,5)$, sirven para establecer las tablas a utilizar. La analogía que se realiza sobre los muros es que los bordes laterales están empotrados, el borde superior está libre y el borde inferior articulado. Estas condiciones clasifican la estructura del tanque como un caso 2 para la presión distribuida de forma triangular, caso 6 para momentos y caso 7 para cortantes, producidos por la presión distribuida de forma uniforme rectangular. Para realizar el análisis de las presiones sísmicas se descomponen en formas básicas, es decir, rectangulares y triangulares a lo largo de la altura del muro. Esto permite utilizar los coeficientes PCA en sus manuales.

- Descomposición de presión impulsiva: la componente impulsiva se divide

en las presiones esquematizadas en la tabla XXXVII, donde a la presión uniforme P_{RIy} , se le suma una carga triangular P_{TIy} , generando la carga de presión P_{Iy} , calculada mediante la ecuación (6-15). La misma no puede ser evaluada directamente en las tablas de distribución de momentos, al no existir un caso para esa distribución de presión impulsiva.

Tabla XXXVII. **Descomposición de presión impulsiva en tanque rectangular**

DESCOMPOSICIÓN DE PRESIÓN IMPULSIVA					
%y	y	P_{RIy}	P_{TIy}	P_{Iy}	
DISTRIBUCIÓN IDEALIZADA					
LADO LARGO - A & B	SUPERIOR	5,00 m	68,10 kg/m ²	0,00 kg/m ²	68,10 kg/m ²
	0,90 y	4,50 m	68,10 kg/m ²	71,50 kg/m ²	139,60 kg/m ²
	0,80 y	4,00 m	68,10 kg/m ²	143,00 kg/m ²	211,10 kg/m ²
	0,70 y	3,50 m	68,10 kg/m ²	214,50 kg/m ²	282,60 kg/m ²
	0,60 y	3,00 m	68,10 kg/m ²	286,00 kg/m ²	354,10 kg/m ²
	0,50 y	2,50 m	68,10 kg/m ²	357,50 kg/m ²	425,60 kg/m ²
	0,40 y	2,00 m	68,10 kg/m ²	429,00 kg/m ²	497,10 kg/m ²
	0,30 y	1,50 m	68,10 kg/m ²	500,51 kg/m ²	568,60 kg/m ²
	0,20 y	1,00 m	68,10 kg/m ²	572,01 kg/m ²	640,10 kg/m ²
	0,10 y	0,50 m	68,10 kg/m ²	643,51 kg/m ²	711,60 kg/m ²
	FONDO	0,00 m	68,10 kg/m ²	715,01 kg/m ²	783,10 kg/m ²

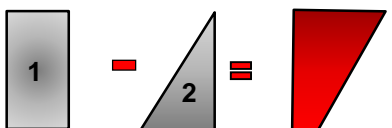
- Donde

- P_{RIy} = presión impulsiva con distribución rectangular, en el borde superior. corresponde al menor de los valores obtenidos.
- P_{TIy} = presión impulsiva con distribución triangular. $P_{TIy} = P_{Iy} - P_{RIy}$
- P_{Iy} = presión impulsiva calculada en tabla XXXV.

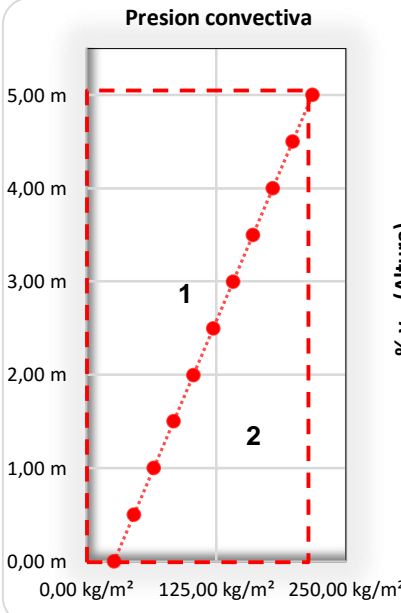
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

- Descomposición de presión convectiva: la componente convectiva se divide en las presiones esquematizadas en la tabla XXXVIII, donde a la presión uniforme P_{RCy} , se le resta una carga triangular P_{TCy} , generando la carga de presión P_{Cy} , calculada mediante la ecuación (6-16). La misma no puede ser evaluada directamente en las tablas de distribución de momentos, al no existir un caso para esa distribución de presión convectiva.

Tabla XXXVIII. **Descomposición de presión convectiva en tanque rectangular**

		DESCOMPOSICIÓN DE PRESIÓN CONVECTIVA				
		%y	y	P_{RCy}	P_{TCy}	P_{Cy}
LADO LARGO - A & B	DISTRIBUCIÓN IDEALIZADA					
	SUPERIOR	5,00 m	217,64 kg/m ²	0,00 kg/m ²	217,64 kg/m ²	
	0,90 y	4,50 m	217,64 kg/m ²	-19,07 kg/m ²	198,56 kg/m ²	
	0,80 y	4,00 m	217,64 kg/m ²	-38,15 kg/m ²	179,49 kg/m ²	
	0,70 y	3,50 m	217,64 kg/m ²	-57,22 kg/m ²	160,41 kg/m ²	
	0,60 y	3,00 m	217,64 kg/m ²	-76,29 kg/m ²	141,34 kg/m ²	
	0,50 y	2,50 m	217,64 kg/m ²	-95,37 kg/m ²	122,27 kg/m ²	
	0,40 y	2,00 m	217,64 kg/m ²	-114,44 kg/m ²	103,19 kg/m ²	
	0,30 y	1,50 m	217,64 kg/m ²	-133,52 kg/m ²	84,12 kg/m ²	
	0,20 y	1,00 m	217,64 kg/m ²	-152,59 kg/m ²	65,05 kg/m ²	
	0,10 y	0,50 m	217,64 kg/m ²	-171,66 kg/m ²	45,97 kg/m ²	
FONDO	0,00 m	217,64 kg/m ²	-190,74 kg/m ²	26,90 kg/m ²		

Presion convectiva



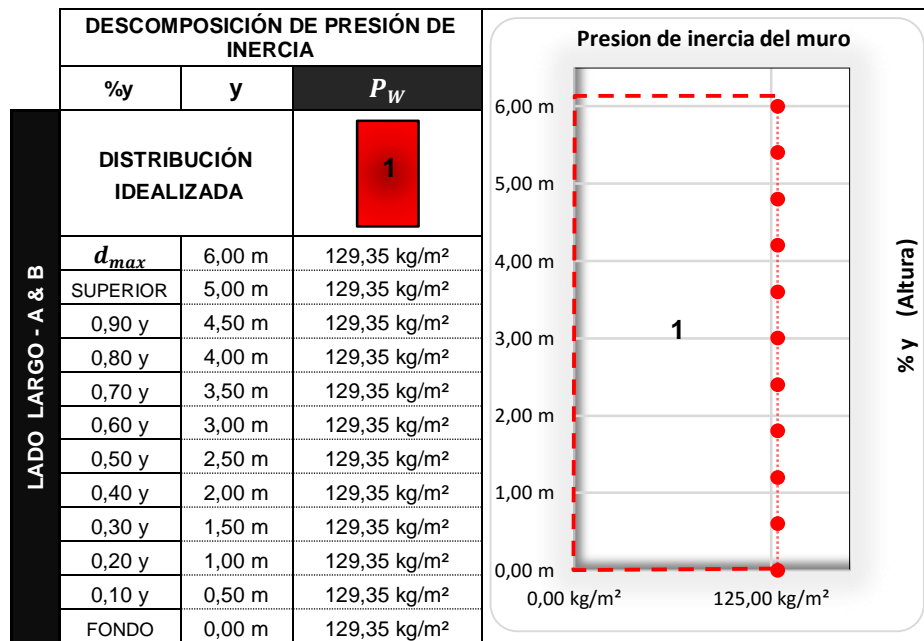
- Donde

- P_{RCy} = presión convectiva con distribución rectangular, en el borde superior corresponde al mayor de los valores obtenidos.
- P_{TCy} = presión convectiva con distribución triangular. $P_{TCy} = P_{Cy} - P_{RCy}$.
- P_{Cy} = presión convectiva calculada en tabla XXXVI.

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

- Descomposición de presión de inercia del muro: la presión de inercia del muro está distribuida uniformemente, por lo que no necesita descomposición, al existir coeficientes de momentos para este tipo de presión.

Tabla XXXIX. **Presión de inercia del muro en tanque rectangular**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

6.6.4. Distribución de momentos, cortantes y deflexiones

Para el cálculo de momentos en los muros A y B del lado largo, con dirección horizontal (x) y vertical (y), se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$M_{dx} = M_x \text{ coef.} * \text{presión} * \frac{(\text{altura})^2}{1000} \quad (6-19)$$

$$M_{dy} = M_y \text{ coef.} * \text{presión} * \frac{(\text{altura})^2}{1\ 000} \quad (6-20)$$

$$M_{dz} = M_z \text{ coef.} * \text{presión} * \frac{(\text{altura})^2}{1\ 000} \quad (6-21)$$

Donde:

M_{dx} = momento en dirección del lado "x"

M_{dy} = momento en dirección del lado "y"

M_{dz} = momento en dirección del lado "z"

M_x = coeficiente de distribución de momento en "x"

M_y = coeficiente de distribución de momento en "y"

M_z = coeficiente de distribución de momento en "z"

Para el cálculo de cortante sobre los muros del tanque se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = C_s \text{ coef.} * \text{presión} * \text{altura} \quad (6-22)$$

Donde:

V = cortante provocado por el líquido

C_s = coeficiente de cortante en el muro

Para el cálculo de las deflexiones sobre los muros del tanque se utiliza la siguiente ecuación:

$$Def = C_d \text{ coef.} * \text{presión} * \frac{(\text{altura})^4}{1000\ D} \quad (6-23)$$

Donde:

Def = deflexión en el muro

C_d = coeficiente de deflexión en el muro

D = constante calculada con la ecuación (6-24)

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \mu^2)} \quad (6-24)$$

Donde:

D = constante para la ecuación

E = módulo de elasticidad del concreto

t = espesor del muro de concreto

μ = constante 0,20

Los coeficientes de cortantes, momentos y deflexiones se encuentran en el capítulo 2 y 3, del manual *Rectangular concrete tanks*, de la PCA. Las razones a buscar en las tabulaciones son: ($b/a = 3,00$), ($c/a = 1,50$), en el caso 2 con la distribución triangular y uniforme en los casos 6 y 7.

Para la distribución triangular se utilizan los siguientes coeficientes de cortantes, deflexiones y momentos.

Tabla XL. **Coefficientes de cortantes C_s caso 2**

Localización \ b/a	4,00	3,00	2,50	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Borde Inferior – Medio	0,39	0,36	0,33	0,31	0,28	0,26	0,23	0,19	0,15	0,11
Borde Lateral – Máximo	1,14	0,76	0,58	0,41	0,39	0,37	0,35	0,31	0,26	0,20
Borde Lateral – Medio	0,51	0,45	0,43	0,39	0,37	0,34	0,30	0,25	0,19	0,13

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de cortantes C_s* . p. 2-11.

Tabla XLI. **Coefficientes de deflexiones C_d caso 2**

Lado Largo – ($x = b/2$)													
$\frac{b}{a}$	$\frac{c}{a}$	y	0,0a	0,1 a	0,2 a	0,3 a	0,4 a	0,5 a	0,6 a	0,7 a	0,8 a	0,9 a	1,0 a
4,00	3,00	0	14,10	28,00	41,50	54,50	67,00	79,10	90,80	102,0	113,4	124,7	
4,00	2,00	0	15,20	30,20	44,80	58,90	72,50	85,70	98,40	110,9	123,2	135,6	
4,00	1,50	0	15,70	31,10	46,20	60,70	74,70	88,30	101,5	114,4	127,2	140,0	
4,00	1,00	0	15,90	31,50	46,70	61,40	75,70	89,40	102,8	115,8	128,8	141,8	
4,00	0,50	0	15,30	30,40	45,10	59,30	73,00	86,20	99,10	111,7	124,1	136,6	
3,00	2,00	0	7,40	14,60	21,40	27,70	33,70	39,20	44,40	49,30	54,20	59,10	
3,00	1,50	0	7,90	15,50	22,70	29,60	35,90	41,90	47,50	52,90	58,20	63,50	
3,00	1,00	0	8,10	16,00	23,50	30,60	37,20	43,40	49,30	54,90	60,50	66,00	
3,00	0,50	0	7,90	15,50	22,80	29,60	36,00	41,90	47,50	52,90	58,20	63,50	
2,00	1,50	0	2,70	5,20	7,50	9,40	10,90	12,20	13,30	14,30	15,20	16,10	
2,00	1,00	0	3,00	5,80	8,40	10,60	12,40	14,00	15,40	16,60	17,70	18,90	
2,00	0,50	0	3,00	5,90	8,40	10,60	12,40	14,00	15,30	16,50	17,60	18,80	
1,50	1,00	0	1,40	2,70	3,80	4,60	5,10	5,50	5,80	6,00	6,10	6,30	
1,50	0,50	0	1,50	2,90	4,10	4,90	5,60	6,00	6,30	6,50	6,70	7,00	
1,00	0,50	0	0,60	1,00	1,40	1,50	1,60	1,60	1,60	1,50	1,40	1,40	

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de deflexiones C_d* . p. 3-16.

Tabla XLII. **Coefficientes de momentos M_x y M_y caso 2**

		M_x Coeficientes						M_y Coeficientes					
		ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b
			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b	
LADO LARGO - A & B	SUPERIOR	-16	0	0	0	0	0	-82	-34	26	59	75	80
	0,90 a	-26	-4	4	9	11	12	-132	-32	25	56	71	75
	0,80 a	-25	-4	10	18	23	24	-123	-29	25	53	67	70
	0,70 a	-23	-1	16	27	33	35	-116	-25	25	50	62	65
	0,60 a	-22	3	23	35	42	44	-109	-21	25	47	57	60
	0,50 a	-20	7	28	41	48	50	-102	-16	24	43	51	53
	0,40 a	-19	10	32	44	51	53	-93	-11	22	37	44	46

Continuación de la tabla XLII.

	0,30 a	-16	13	32	43	49	50	-79	-7	19	30	35	37
	0,20 a	-12	13	28	36	40	41	-60	-3	15	22	25	26
	0,10 a	-7	10	18	22	24	25	-34	-1	8	12	14	14
	FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de momentos en "x" y "y"*. p. 3-20.

Para la distribución uniforme rectangular, se utilizan los siguientes coeficientes de cortantes, deflexiones y momentos. (Ver anexo 8 y 9).

Tabla XLIII. **Coefficientes de cortantes C_s caso 7**

Localización	b/a										
	4,00	3,00	2,50	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50	
Borde Inferior – Medio	0,68	0,61	0,52	0,45	0,40	0,35	0,30	0,24	0,18	0,12	
Borde Lateral – Máximo	3,74	2,61	2,10	1,45	1,30	1,00	0,78	0,58	0,40	0,26	
Borde Lateral – Medio	1,17	1,02	0,94	0,83	0,76	0,69	0,60	0,50	0,38	0,25	

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de cortantes C_s* . p. 2-41.

Tabla XLIV. **Coefficientes de deflexiones C_d caso 6**

		Lado Largo – ($x = b/2$)										
$\frac{b}{a}$	$\frac{c}{a}$	y	b/a									
			0,0a	0,1 a	0,2 a	0,3 a	0,4 a	0,5 a	0,6 a	0,7 a	0,8 a	0,9 a
4,00	3,00	0	40,40	80,50	119,9	158,7	196,60	233,8	270,2	306,2	341,9	377,8
4,00	2,00	0	43,70	87,10	129,8	171,8	213,1	253,5	293,2	332,5	371,3	410,3
4,00	1,50	0	45,00	89,70	133,8	177,1	219,2	261,3	302,3	342,8	383,1	423,4
4,00	1,00	0	45,60	90,80	135,4	179,2	222,2	264,5	306,0	346,9	387,8	428,8
4,00	0,50	0	44,00	87,60	130,6	172,0	214,3	255,0	295,0	334,4	373,8	412,8
3,00	2,00	0	20,30	40,30	59,80	78,70	96,90	114,4	131,4	148,0	164,4	181,0
3,00	1,50	0	21,70	43,00	63,90	84,10	103,6	122,5	140,7	158,6	176,2	194,1

Continuación de la tabla XLIV.

3,00	1,00	0	22,40	44,60	66,20	87,20	107,4	127,0	146,0	164,5	182,9	201,4
3,00	0,50	0	21,70	43,00	63,90	84,10	103,6	122,4	140,6	158,5	176,1	193,9
2,00	1,50	0	6,60	13,00	19,00	24,6	29,80	34,60	39,00	43,20	47,30	51,50
2,00	1,00	0	7,50	14,80	21,70	28,20	34,20	39,70	44,90	49,90	54,80	59,80
2,00	0,50	0	7,50	14,80	21,60	28,10	34,10	39,60	44,70	49,70	54,50	59,40
1,50	1,00	0	3,10	6,10	8,80	11,20	13,30	15,20	16,80	18,30	19,80	21,40
1,50	0,50	0	3,40	6,60	9,50	12,10	14,50	16,50	18,30	20,00	21,60	23,30
1,00	0,50	0	1,00	1,90	2,70	3,30	3,80	4,20	4,50	4,80	5,10	5,40

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de deflexiones C_d* . p. 3-56.

Tabla XLV. **Coefficientes de momentos M_x y M_y caso 6**

		M_x Coeficientes						M_y Coeficientes					
		ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b
			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b	
LADO LARGO - A & B	SUPERIOR	-64	0	0	0	0	0	-319	-97	87	182	227	240
	0,90 a	-88	-10	13	25	31	33	-440	-90	81	170	212	224
	0,80 a	-77	-13	24	45	56	59	-384	-83	76	158	196	207
	0,70 a	-68	-10	33	60	73	78	-338	-75	71	144	179	189
	0,60 a	-60	-4	40	69	85	89	-298	-65	64	130	160	168
	0,50 a	-52	2	45	74	89	94	-259	-54	57	113	138	146
	0,40 a	-44	7	47	73	87	91	-218	-42	49	94	115	121
	0,30 a	-35	11	45	66	78	81	-173	-30	39	74	90	94
	0,20 a	-25	12	37	52	60	63	-123	-19	28	51	62	65
	0,10 a	-13	9	23	31	35	36	-66	-8	15	27	32	33
FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de momentos en "x" y "y"*. p. 3-60.

El chequeo de cortantes se realizará para las siguientes componentes en función de la distribución de carga.

- Chequeo del cortante resistente por el concreto.

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (6-24)$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia. $\phi = 0,85$

b_w = franja unitaria de concreto. $b_w = 100 \text{ cm/m}$

f'_c = resistencia nominal del concreto. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

d = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el eje neutro del refuerzo a tensión

$$d = t_w - \text{Recubrimiento} - \frac{d_b}{2} = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{6}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} = 29,05 \text{ cm}$$

El cortante resistente por el concreto tendrá que ser superior al último estimado con cada presión.

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 29,05 \text{ cm} = 21\,898,78 \text{ kg.}$$

Cálculo del cortante producido por las presiones hidrodinámicas.

- Cortante en el borde inferior medio por la presión impulsiva:
 - Presión triangular:

$$V_T = C_s * P_{Tly} * a = 0,36 * 715,01 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 1\,287,02 \text{ kg}$$

- Presión rectangular:

$$V_R = C_S * P_{RIy} * a = 0.61 * 68.10 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 207,71 \text{ kg}$$

- Presión impulsiva total:

$$V_I = V_T + V_R = 1\,287,02 \text{ kg} + 207,71 \text{ kg} = 1,494.73 \text{ kg}$$

- Cortante en el borde inferior medio por la presión convectiva:

- Presión triangular:

$$V_T = C_S * P_{TCy} * a = 0,36 * -190,74 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = -343,33 \text{ kg}$$

- Presión rectangular:

$$V_R = C_S * P_{RCy} * a = 0,61 * 217,64 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 663,80 \text{ kg}$$

- Presión total convectiva:

$$V_C = V_T + V_R = -343,33 \text{ kg} + 663,80 \text{ kg} = 320,47 \text{ kg}$$

- Cortante total en el borde inferior medio:

$$V_t = \sqrt{V_I^2 + V_C^2} = \sqrt{(1\,494,73)^2 + (320,47)^2} = 1\,528,69 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante producido por la presión hidrostática.

- Cortante en el borde inferior medio por la presión hidrostática:

- Presión triangular:

$$V_A = C_s * P_A * a = 0,36 * 5\,500,00 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 9\,900,00 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante último en la base del muro:

$$V_u = 1,7V_A + 1,0V_t$$

$$V_u = 1,7 * 9\,900,00 \text{ kg} + 1,0 * 1\,528,69 \text{ kg} = 18\,358,69 \text{ kg}$$

- Chequeo del cortante último en la base del muro:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$18,358.69 \text{ kg} \leq 21,898.78 \text{ kg}$$

- Borde lateral medio:

- En el lado largo el cortante para la presión hidrostática equivale a:

$$V_T = C_s * P_A * a = 0,36 * 5\,500,00 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 9\,900,00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,7 * (V_T) = 1,7 * (9\,900,00 \text{ kg}) = 16\,830,00 \text{ kg}$$

- Presión triangular en lado corto muro 1 y 2, para la evaluación del cortante lateral donde ($b/a = 1,50$) y ($C_s = 0,34$), se obtiene de la tabla XL, con la ecuación del código ACI-318S-08, sección 11.3.2.3.

$$V = C_s * P_{Ay} * a = 0,34 * 5\,500,00 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 9\,350,00 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi * 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia. $\phi = 0,85$

f'_c = resistencia nominal del concreto. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

A_g = área gruesa del concreto

N_u = es la fuerza de reacción en tablero corto. $-1,7 V$

$$N_u = -1,7 * (9\,350,00 \text{ kg}) = -15\,895,00 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 \left(1 - \frac{15\,895,00}{35(100 * 29,05)} \right) * \sqrt{280} * 100 * 29,05$$

$$V_c = 18\,475,31 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$16\,830,00 \text{ kg} < 18\,475,31 \text{ kg}$$

El chequeo de deflexiones se realizará para la componente hidrostática, que es la mayor de todas las presiones.

- Chequeo de deflexión máxima permisible en el muro:

$$Def_M = \frac{b}{180} = \frac{15,00 \text{ m} * 100 \text{ cm/m}}{180} = 8,33 \text{ cm.}$$

- Chequeo de deflexión en el muro, se estima con la ecuación (6-22):

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \mu^2)} = \frac{15\,100 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * (35 \text{ cm})^3}{12(1 - 0.20^2)}$$

$$D = 940\,389,17 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Def = C_d \text{ coef.} * \text{presión} * \frac{(\text{altura})^4}{1\,000 D} = C_d * P_A * \frac{H_L^4}{1\,000 D}$$

$$Def = 63,50 * 5\,500 \text{ kg/m}^2 * \frac{(5 \text{ m})^4}{1\,000 * 940\,389,17 \text{ kg} - \text{cm}}$$

$$Def = 0,23 \text{ cm}$$

Los momentos son distribuidos y tabulados en las siguientes tablas, de acuerdo con las ecuaciones de momentos y los coeficientes de distribución. Se realiza con los coeficientes más relevantes, sin embargo para simplificar el análisis se pueden considerar solo los mayores.

Tabla XLVI. Momento en el lado "x" presión impulsiva

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2												
		Superior: $P_{RIy} = 68,10 \text{ kg/m}^2$						Superior: $P_{TIy} = 0,00 \text{ kg/m}^2$					
	Fondo: $P_{RIy} = 68,10 \text{ kg/m}^2$						Fondo: $P_{TIy} = 715,01 \text{ kg/m}^2$						
	ALTURA $H_L = 5 \text{ m}$	1. Presión uniforme "x": $M_{IRx} = Coef * P_{RIy} * \frac{H_L^2}{1000}$						2. Presión triangular "x": $M_{ITx} = Coef * P_{TIy} * \frac{H_L^2}{1000}$					
	M_x	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
		Coef.	M_{IRx}	Coef.	M_{IRx}	Coef.	M_{IRx}	Coef.	M_{ITx}	Coef.	M_{ITx}	Coef.	M_{ITx}
	SUP.	-64	-108,96	0	0,00	0	0,00	-16	-286,00	0	0,00	0	0,00
	0,90 a	-88	-149,82	25	42,56	33	56,18	-26	-464,76	9	160,88	12	214,50
	0,80 a	-77	-131,09	45	76,61	59	100,45	-25	-446,88	18	321,75	24	429,01
	0,70 a	-68	-115,77	60	102,15	78	132,80	-23	-411,13	27	482,63	35	625,63
0,60 a	-60	-102,15	69	117,47	89	151,52	-22	-393,26	35	625,63	44	786,51	
0,50 a	-52	-88,53	74	125,99	94	160,04	-20	-357,51	41	732,89	50	893,76	
0,40 a	-44	-74,91	73	124,28	91	154,93	-19	-339,63	44	786,51	53	947,39	
0,30 a	-35	-59,59	66	112,37	81	137,90	-16	-286,00	43	768,64	50	893,76	
0,20 a	-25	-42,56	52	88,53	63	107,26	-12	-214,50	36	643,51	41	732,89	
0,10 a	-13	-22,13	31	52,78	36	61,29	-7	-125,13	22	393,26	25	446,88	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante impulsiva	M_{Idx}	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b		Diagrama de momentos en "x"							
		$M_{IRx} + M_{ITx}$	$M_{IRx} + M_{ITx}$	$M_{IRx} + M_{ITx}$									
	SUP.	-394,96 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m									
	0,90 a	-614,58 kg-m	203,44 kg-m	270,69 kg-m									
	0,80 a	-577,97 kg-m	398,37 kg-m	529,45 kg-m									
	0,70 a	-526,90 kg-m	584,78 kg-m	758,43 kg-m									
	0,60 a	-495,41 kg-m	743,11 kg-m	938,03 kg-m									
	0,50 a	-446,04 kg-m	858,87 kg-m	1 053,80 kg-m									
	0,40 a	-414,54 kg-m	910,79 kg-m	1 102,32 kg-m									
	0,30 a	-345,59 kg-m	881,00 kg-m	1 031,67 kg-m									
0,20 a	-257,07 kg-m	732,04 kg-m	840,14 kg-m										
0,10 a	-147,26 kg-m	446,03 kg-m	508,17 kg-m										
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m										

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla XLVII. Momentos en el lado "y" presión impulsiva

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2												
		Superior: $P_{RIy} = 68,10 \text{ kg/m}^2$						Superior: $P_{TIy} = 0,00 \text{ kg/m}^2$					
		Fondo: $P_{RIy} = 68,10 \text{ kg/m}^2$						Fondo: $P_{TIy} = 715,01 \text{ kg/m}^2$					
ALTURA $H_L = 5 \text{ m}$	1. Presión uniforme "y": $M_{IRy} = Coef * P_{RIy} * \frac{H_L^2}{1000}$						2. Presión triangular "y": $M_{ITy} = Coef * P_{TIy} * \frac{H_L^2}{1000}$						
	M_y	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
	Coef.	M_{IRy}	Coef.	M_{IRy}	Coef.	M_{IRy}	Coef.	M_{ITy}	Coef.	M_{ITy}	Coef.	M_{ITy}	
SUP.	-319	-543,10	182	309,86	240	408,60	-82	-1 465,77	59	1 054,64	80	1 430,02	
0,90 a	-440	-749,10	170	289,43	224	381,36	-132	-2 359,53	56	1 001,01	75	1 340,64	
0,80 a	-384	-653,76	158	269,00	207	352,42	-123	-2 198,66	53	947,39	70	1 251,27	
0,70 a	-338	-575,45	144	245,16	189	321,77	-116	-2 073,53	50	893,76	65	1 161,89	
0,60 a	-298	-507,35	130	221,33	168	286,02	-109	-1 948,40	47	840,14	60	1 072,52	
0,50 a	-259	-440,95	113	192,38	146	248,57	-102	-1 823,28	43	768,64	53	947,39	
0,40 a	-218	-371,15	94	160,04	121	206,00	-93	-1 662,40	37	661,38	46	822,26	
0,30 a	-173	-294,53	74	125,99	94	160,04	-79	-1 412,14	30	536,26	37	661,38	
0,20 a	-123	-209,41	51	86,83	65	110,66	-60	-1 072,52	22	393,26	26	464,76	
0,10 a	-66	-112,37	27	45,97	33	56,18	-34	-607,76	12	214,50	14	250,25	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante impulsiva	M_{Idy}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Diagrama de momentos en "y"					
		$M_{IRy} + M_{ITy}$		$M_{IRy} + M_{ITy}$		$M_{IRy} + M_{ITy}$							
	SUP.	-2 008,87 kg-m		1 364,49 kg-m		1 838,62 kg-m							
	0,90 a	-3 108,63 kg-m		1 290,44 kg-m		1 722,00 kg-m							
	0,80 a	-2 852,42 kg-m		1 216,38 kg-m		1 603,69 kg-m							
	0,70 a	-2 648,97 kg-m		1 138,92 kg-m		1 483,66 kg-m							
	0,60 a	-2 455,75 kg-m		1 061,46 kg-m		1 358,54 kg-m							
	0,50 a	-2 264,22 kg-m		961,02 kg-m		1 195,95 kg-m							
	0,40 a	-2 033,54 kg-m		821,42 kg-m		1 028,26 kg-m							
	0,30 a	-1 706,68 kg-m		662,24 kg-m		821,42 kg-m							
0,20 a	-1 281,92 kg-m		480,08 kg-m		575,42 kg-m								
0,10 a	-720,12 kg-m		260,47 kg-m		306,44 kg-m								
FON.	0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m								

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla XLVIII. Momentos en el lado "x" presión convectiva

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2																		
		Superior: $P_{RCy} = 217,64 \text{ kg/m}^2$						Superior: $P_{TCy} = 0,00 \text{ kg/m}^2$											
	Fondo: $P_{RCy} = 217,64 \text{ kg/m}^2$						Fondo: $P_{TCy} = -190,74 \text{ kg/m}^2$												
	ALTURA $H_L = 6 \text{ m}$	1. Presión uniforme "x": $M_{CRx} = Coef * P_{RCy} * \frac{H_L^2}{1000}$						2. Presión triangular "x": $M_{CTx} = Coef * P_{TCy} * \frac{H_L^2}{1000}$											
	M_x	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b							
		Coef.	M_{CRx}	Coef.	M_{CRx}	Coef.	M_{CRx}	Coef.	M_{CTx}	Coef.	M_{CTx}	Coef.	M_{CTx}						
	SUP.	-64	-348,22	0	0,00	0	0,00	-16	76,30	0	0,00	0	0,00						
	0,90 a	-88	-478,81	25	136,03	33	179,55	-26	123,98	9	-42,92	12	-57,22						
	0,80 a	-77	-418,96	45	244,85	59	321,02	-25	119,21	18	-85,83	24	-114,44						
	0,70 a	-68	-369,99	60	326,46	78	424,40	-23	109,68	27	-128,75	35	-166,90						
0,60 a	-60	-326,46	69	375,43	89	484,25	-22	104,91	35	-166,90	44	-209,81							
0,50 a	-52	-282,93	74	402,63	94	511,45	-20	95,37	41	-195,51	50	-238,43							
0,40 a	-44	-239,40	73	397,19	91	495,13	-19	90,60	44	-209,81	53	-252,73							
0,30 a	-35	-190,44	66	359,11	81	440,72	-16	76,30	43	-205,05	50	-238,43							
0,20 a	-25	-136,03	52	282,93	63	342,78	-12	57,22	36	-171,67	41	-195,51							
0,10 a	-13	-70,73	31	168,67	36	195,88	-7	33,38	22	-104,91	25	-119,21							
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00							
Momento de resultante convectiva	M_{Cdx}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Diagrama de momentos en "x"											
		$M_{CRx} + M_{ITx}$		$M_{CRx} + M_{CTx}$		$M_{CRx} + M_{CTx}$													
	SUP.	-271,93 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m													
	0,90 a	-354,83 kg-m		93,11 kg-m		122,33 kg-m													
	0,80 a	-299,74 kg-m		159,01 kg-m		206,58 kg-m													
	0,70 a	-260,31 kg-m		197,71 kg-m		257,50 kg-m													
	0,60 a	-221,55 kg-m		208,53 kg-m		274,44 kg-m													
	0,50 a	-187,56 kg-m		207,13 kg-m		273,03 kg-m													
	0,40 a	-148,80 kg-m		187,38 kg-m		242,40 kg-m													
	0,30 a	-114,14 kg-m		154,06 kg-m		202,30 kg-m													
0,20 a	-78,80 kg-m		111,27 kg-m		147,27 kg-m														
0,10 a	-37,35 kg-m		63,76 kg-m		76,66 kg-m														
FON.	0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m														

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla XLIX. Momentos en el lado "y" presión convectiva

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2												
		Superior: $P_{RCy} = 217,64 kg/m^2$						Superior: $P_{TCy} = 0,00 kg/m^2$					
		Fondo: $P_{RCy} = 217,64 kg/m^2$						Fondo: $P_{TCy} = -190,74 kg/m^2$					
ALTURA $H_L = 5 m$	1. Presión uniforme: $M_{CRY} = Coef * P_{RCy} * \frac{H_L^2}{1\ 000}$						2. Presión triangular: $M_{CTy} = Coef * P_{TCy} * \frac{H_L^2}{1\ 000}$						
	M_y	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
Coef.		M_{CRY}	Coef.	M_{CRY}	Coef.	M_{CRY}	Coef.	M_{CTy}	Coef.	M_{CTy}	Coef.	M_{CTy}	
SUP.	-319	-1 735,68	182	990,26	240	1 305,84	-82	391,02	59	-281,34	80	-381,48	
0,90 a	-440	-2 394,04	170	924,97	224	1 218,78	-132	629,44	56	-267,04	75	-357,64	
0,80 a	-384	-2 089,34	158	859,68	207	1 126,29	-123	586,53	53	-252,73	70	-333,80	
0,70 a	-338	-1 839,06	144	783,50	189	1 028,35	-116	553,15	50	-238,43	65	-309,95	
0,60 a	-298	-1 621,42	130	707,33	168	914,09	-109	519,77	47	-224,12	60	-286,11	
0,50 a	-259	-1 409,22	113	614,83	146	794,39	-102	486,39	43	-205,05	53	-252,73	
0,40 a	-218	-1 186,14	94	511,45	121	658,36	-93	443,47	37	-176,43	46	-219,35	
0,30 a	-173	-941,29	74	402,63	94	511,45	-79	376,71	30	-143,06	37	-176,43	
0,20 a	-123	-669,24	51	277,49	65	353,67	-60	286,11	22	-104,91	26	-123,98	
0,10 a	-66	-359,11	27	146,91	33	179,55	-34	162,13	12	-57,22	14	-66,76	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante convectiva	M_{Cdy}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Diagrama de momentos en "y"					
		$M_{CRY} + M_{ITy}$		$M_{CRY} + M_{CTy}$		$M_{CRY} + M_{CTy}$							
	SUP.	-1 344,66 kg-m		708,92 kg-m		924,36 kg-m							
	0,90 a	-1 764,60 kg-m		657,93 kg-m		861,15 kg-m							
	0,80 a	-1 502,82 kg-m		606,95 kg-m		792,49 kg-m							
	0,70 a	-1 285,91 kg-m		545,08 kg-m		718,40 kg-m							
	0,60 a	-1 101,65 kg-m		483,21 kg-m		627,98 kg-m							
	0,50 a	-922,83 kg-m		409,79 kg-m		541,66 kg-m							
	0,40 a	-742,67 kg-m		335,02 kg-m		439,01 kg-m							
	0,30 a	-564,58 kg-m		259,58 kg-m		335,02 kg-m							
0,20 a	-383,13 kg-m		172,58 kg-m		229,68 kg-m								
0,10 a	-196,98 kg-m		89,69 kg-m		112,79 kg-m								
FON.	0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m								

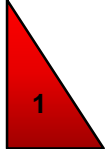
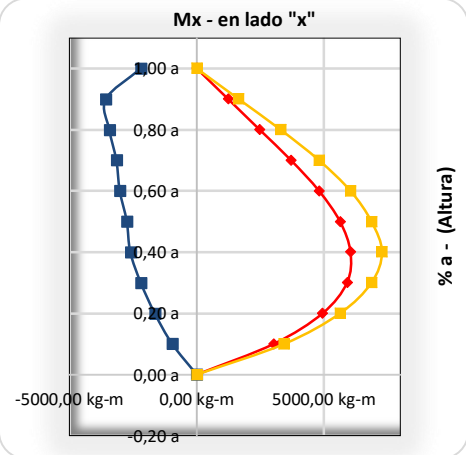
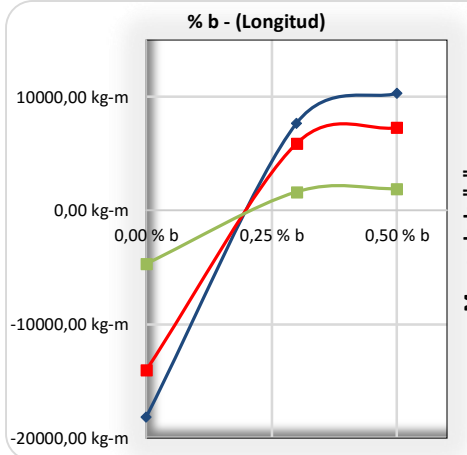
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla L. Momentos en el lado "x" y "y" presión de inercia

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2	1											
		Superior: $P_W = 129,35 kg/m^2$											
		Fondo: $P_W = 129,35 kg/m^2$											
	ALTURA $H_w = 6 m$	1. Presión uniforme "x": $M_{Wdx} = Coef * P_{RCy} * \frac{H_w^2}{1000}$						1. Presión uniforme "y": $M_{Wdy} = Coef * P_{TCy} * \frac{H_w^2}{1000}$					
	M_{Wd}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
		Coef.	M_{Wdx}	Coef.	M_{Wdx}	Coef.	M_{Wdx}	Coef.	M_{Wdy}	Coef.	M_{Wdy}	Coef.	M_{Wdy}
	SUP.	-64	-298,02	0	0,00	0	0,00	-319	-2 722,74	182	1 553,41	240	2 048,46
	0,90 a	-88	-409,78	25	116,42	33	153,67	-440	-3 755,51	170	1 450,99	224	1 911,89
	0,80 a	-77	-358,56	45	209,55	59	274,74	-384	-3 277,53	158	1 348,57	207	1 766,79
	0,70 a	-68	-316,65	60	279,40	78	363,21	-338	-2 884,91	144	1 229,07	189	1 613,16
0,60 a	-60	-279,40	69	321,31	89	414,44	-298	-2 543,50	130	1 109,58	168	1 433,92	
0,50 a	-52	-242,14	74	344,59	94	437,72	-259	-2 210,63	113	964,48	146	1 246,15	
0,40 a	-44	-204,89	73	339,93	91	423,75	-218	-1 860,68	94	802,31	121	1 032,76	
0,30 a	-35	-162,98	66	307,34	81	377,18	-173	-1 476,60	74	631,61	94	802,31	
0,20 a	-25	-116,42	52	242,14	63	293,37	-123	-1 049,83	51	435,30	65	554,79	
0,10 a	-13	-60,54	31	144,35	36	167,64	-66	-563,33	27	230,45	33	281,66	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante de inercia	M_{Wd}	Diagrama de momentos en "x"						Diagrama de momentos en "y"					
	SUP.												
	0,90 a												
	0,80 a												
	0,70 a												
	0,60 a												
	0,50 a												
	0,40 a												
	0,30 a												
	0,20 a												
0,10 a													
FON.													

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LI. Momentos en el lado "x" y "y" presión hidrostática

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2												
		Superior: $P_A = 0,00 kg/m^2$											
		Fondo: $P_A = 5 500 kg/m^2$											
	ALTURA $H_w = 5 m$	1. Presión triangular "x": $M_{Adx} = Coef * P_A * \frac{H_L^2}{1 000}$						1. Presión triangular "y": $M_{Ady} = Coef * P_A * \frac{H_L^2}{1 000}$					
	M_{Ad}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
		Coef.	M_{Adx}	Coef.	M_{Adx}	Coef.	M_{Adx}	Coef.	M_{Ady}	Coef.	M_{Ady}	Coef.	M_{Ady}
	SUP.	-16	-2 200,00	0	0,00	0	0,00	-82	-11 275,00	59	8 112,50	80	11 000,00
	0,90 a	-26	-3 575,00	9	1 237,50	12	1 650,00	-132	-18 150,00	56	7 700,00	75	10 312,50
	0,80 a	-25	-3 437,50	18	2 475,00	24	3 300,00	-123	-16 912,50	53	7 287,50	70	9 625,00
	0,70 a	-23	-3 162,50	27	3 712,50	35	4 812,50	-116	-15 950,00	50	6 875,00	65	8 937,50
0,60 a	-22	-3 025,00	35	4 812,50	44	6 050,00	-109	-14 987,50	47	6 462,50	60	8 250,00	
0,50 a	-20	-2 750,00	41	5 637,50	50	6 875,00	-102	-14 025,00	43	5 912,50	53	7 287,50	
0,40 a	-19	-2 612,50	44	6 050,00	53	7 287,50	-93	-12 787,50	37	5 087,50	46	6 325,00	
0,30 a	-16	-2 200,00	43	5 912,50	50	6 875,00	-79	-10 862,50	30	4 125,00	37	5 087,50	
0,20 a	-12	-1 650,00	36	4 950,00	41	5 637,50	-60	-8 250,00	22	3 025,00	26	3 575,00	
0,10 a	-7	-962,50	22	3 025,00	25	3 437,50	-34	-4 675,00	12	1 650,00	14	1 925,00	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante hidrostática	M_{Ad}	Diagrama de momentos en "x"						Diagrama de momentos en "y"					
	SUP.												
	0,90 a												
	0,80 a												
	0,70 a												
	0,50 a												
	0,40 a												
0,30 a													
0,20 a													
0,10 a													
FON.													

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos sísmicos de diseño son el resultado de la sumatoria de momentos obtenidos en los lados “x” y “y”, por la presión de inercia (M_{wd}) y la presión impulsiva (M_{Id}).

Tabla LII. **Combinación de momento de inercia + impulsivo en “x”**

		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		PRESIÓN	
LADO-LARGO MURO A & B	M_{dx}	Momentos impulsivos Tabla XLVI en M_{Idx}			Momentos de inercia Tabla L en M_{Wdx}				
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b		
	SUP.	-394,96 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	-298,02 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m		
	0,90 y	-614,58 kg-m	203,44 kg-m	270,69 kg-m	-409,78 kg-m	116,42 kg-m	153,67 kg-m		
	0,80 y	-577,97 kg-m	398,37 kg-m	529,45 kg-m	-358,56 kg-m	209,55 kg-m	274,74 kg-m		
	0,70 y	-526,90 kg-m	584,78 kg-m	758,43 kg-m	-316,65 kg-m	279,40 kg-m	363,21 kg-m		
	0,60 y	-495,41 kg-m	743,11 kg-m	938,03 kg-m	-279,40 kg-m	321,31 kg-m	414,44 kg-m		
	0,50 y	-446,04 kg-m	858,87 kg-m	1 053,80 kg-m	-242,14 kg-m	344,59 kg-m	437,72 kg-m		
	0,40 y	-414,54 kg-m	910,79 kg-m	1 102,32 kg-m	-204,89 kg-m	339,93 kg-m	423,75 kg-m		
	0,30 y	-345,59 kg-m	881,00 kg-m	1 031,67 kg-m	-162,98 kg-m	307,34 kg-m	377,18 kg-m		
	0,20 y	-257,07 kg-m	732,04 kg-m	840,14 kg-m	-116,42 kg-m	242,14 kg-m	293,37 kg-m		
0,10 y	-147,26 kg-m	446,03 kg-m	508,17 kg-m	-60,54 kg-m	144,35 kg-m	167,64 kg-m			
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m			
Momentos resultantes totales M_{dx}	M_{dx}	Sumatoria de momentos en “x”			Diagrama de momentos en “x”				
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b					
	SUP.	-692,99 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m					
	0,90 y	-1 024,36 kg-m	319,85 kg-m	424,35 kg-m					
	0,80 y	-936,53 kg-m	607,91 kg-m	804,19 kg-m					
	0,70 y	-843,55 kg-m	864,18 kg-m	1 121,64 kg-m					
	0,60 y	-774,80 kg-m	1 064,41 kg-m	1 352,47 kg-m					
	0,50 y	-688,18 kg-m	1 203,46 kg-m	1 491,52 kg-m					
	0,40 y	-619,43 kg-m	1 250,73 kg-m	1 526,07 kg-m					
	0,30 y	-508,57 kg-m	1 188,34 kg-m	1 408,85 kg-m					
	0,20 y	-373,48 kg-m	974,18 kg-m	1 133,51 kg-m					
0,10 y	-207,80 kg-m	590,39 kg-m	675,81 kg-m						
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m						

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos sísmicos de diseño son el resultado de la sumatoria de momentos obtenidos en los lados “x” y “y”, por la presión de inercia (M_{wa}) y la presión impulsiva (M_{Id}).

Tabla LIII. **Combinación de momento de inercia + impulsivos en “y”**

LADO-LARGO MURO A & B	M_{dy}	Momentos impulsivos Tabla XLVII en M_{Idy}			Momentos de inercia Tabla L en M_{Wdy}		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b
		SUP.	-2 008,87 kg-m	1 364,49 kg-m	1 838,62 kg-m	-2 722,74 kg-m	1 553,41 kg-m
0,90 y	-3 108,63 kg-m	1 290,44 kg-m	1 722,00 kg-m	-3 755,51 kg-m	1 450,99 kg-m	1 911,89 kg-m	
0,80 y	-2 852,42 kg-m	1 216,38 kg-m	1 603,69 kg-m	-3 277,53 kg-m	1 348,57 kg-m	1 766,79 kg-m	
0,70 y	-2 648,97 kg-m	1 138,92 kg-m	1 483,66 kg-m	-2 884,91 kg-m	1 229,07 kg-m	1 613,16 kg-m	
0,60 y	-2 455,75 kg-m	1 061,46 kg-m	1 358,54 kg-m	-2 543,50 kg-m	1 109,58 kg-m	1 433,92 kg-m	
0,50 y	-2 264,22 kg-m	961,02 kg-m	1 195,95 kg-m	-2 210,63 kg-m	964,48 kg-m	1 246,15 kg-m	
0,40 y	-2 033,54 kg-m	821,42 kg-m	1 028,26 kg-m	-1 860,68 kg-m	802,31 kg-m	1 032,76 kg-m	
0,30 y	-1 706,68 kg-m	662,24 kg-m	821,42 kg-m	-1 476,60 kg-m	631,61 kg-m	802,31 kg-m	
0,20 y	-1 281,92 kg-m	480,08 kg-m	575,42 kg-m	-1 049,83 kg-m	435,30 kg-m	554,79 kg-m	
0,10 y	-720,12 kg-m	260,47 kg-m	306,44 kg-m	-563,33 kg-m	230,45 kg-m	281,66 kg-m	
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	

Momentos resultantes totales M_{dy}	M_{dy}	Sumatoria de momentos en “y”			Diagrama de momentos en “y”
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	
		SUP.	-4 731,61 kg-m	2 917,91 kg-m	
0,90 y	-6 864,14 kg-m	2 741,43 kg-m	3 633,90 kg-m		
0,80 y	-6 129,95 kg-m	2 564,95 kg-m	3 370,48 kg-m		
0,70 y	-5 533,89 kg-m	2 368,00 kg-m	3 096,82 kg-m		
0,60 y	-4 999,25 kg-m	2 171,04 kg-m	2 792,46 kg-m		
0,50 y	-4 474,85 kg-m	1 925,50 kg-m	2 442,10 kg-m		
0,40 y	-3 894,23 kg-m	1 623,73 kg-m	2 061,03 kg-m		
0,30 y	-3 183,27 kg-m	1 293,85 kg-m	1 623,73 kg-m		
0,20 y	-2 331,76 kg-m	915,38 kg-m	1 130,21 kg-m		
0,10 y	-1 283,45 kg-m	490,92 kg-m	588,10 kg-m		
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m		

% b - (Longitud)

My - en lado "y"

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos totales sísmicos son el resultado de la raíz de la suma de los cuadrados de la combinación de inercia + impulsivo con los momentos de la presión convectiva en el lado “x”.

Tabla LIV. Momentos sísmicos totales lado “x”

SISMO		$M_{tx} = \sqrt{M_{cdx}^2 + M_{dx}^2}$					
LADO-LARGO MURO A & B	M_{dx}	Momentos convectivos Tabla XLVIII en M_{cdx}			Momentos de combinación Tabla LII en M_{dx}		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b
	SUP.	-271,93 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	-692,99 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m
	0,90 y	-354,83 kg-m	93,11 kg-m	122,33 kg-m	-1 024,36 kg-m	319,85 kg-m	424,35 kg-m
	0,80 y	-299,74 kg-m	159,01 kg-m	206,58 kg-m	-936,53 kg-m	607,91 kg-m	804,19 kg-m
	0,70 y	-260,31 kg-m	197,71 kg-m	257,50 kg-m	-843,55 kg-m	864,18 kg-m	1 121,64 kg-m
	0,60 y	-221,55 kg-m	208,53 kg-m	274,44 kg-m	-774,80 kg-m	1 064,41 kg-m	1 352,47 kg-m
	0,50 y	-187,56 kg-m	207,13 kg-m	273,03 kg-m	-688,18 kg-m	1 203,46 kg-m	1 491,52 kg-m
	0,40 y	-148,80 kg-m	187,38 kg-m	242,40 kg-m	-619,43 kg-m	1 250,73 kg-m	1 526,07 kg-m
	0,30 y	-114,14 kg-m	154,06 kg-m	202,30 kg-m	-508,57 kg-m	1 188,34 kg-m	1 408,85 kg-m
	0,20 y	-78,80 kg-m	111,27 kg-m	147,27 kg-m	-373,48 kg-m	974,18 kg-m	1 133,51 kg-m
0,10 y	-37,35 kg-m	63,76 kg-m	76,66 kg-m	-207,80 kg-m	590,39 kg-m	675,81 kg-m	
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	
Momentos resultantes totales M_{tx}	M_{tx}	Momentos total sismo en “x”			Diagrama de momentos en “x”		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b			
	SUP.	-744,43 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m			
	0,90 y	-1 084,07 kg-m	333,13 kg-m	441,63 kg-m			
	0,80 y	-983,33 kg-m	628,37 kg-m	830,30 kg-m			
	0,70 y	-882,80 kg-m	886,51 kg-m	1 150,82 kg-m			
	0,60 y	-805,86 kg-m	1 084,65 kg-m	1 380,03 kg-m			
	0,50 y	-713,28 kg-m	1 221,15 kg-m	1 516,30 kg-m			
	0,40 y	-637,05 kg-m	1 264,68 kg-m	1 545,20 kg-m			
	0,30 y	-521,22 kg-m	1 198,28 kg-m	1 423,30 kg-m			
	0,20 y	-381,70 kg-m	980,52 kg-m	1 143,04 kg-m			
0,10 y	-211,13 kg-m	593,82 kg-m	680,14 kg-m				
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m				

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos totales sísmicos son el resultado de la raíz de la suma de los cuadrados de la combinación de inercia + impulsivo con los momentos de la presión convectiva en el lado “y”.

Tabla LV. Momentos sísmicos totales lado “y”

SISMO		$M_{ty} = \sqrt{M_{cdy}^2 + M_{dy}^2}$					
LADO-LARGO MURO A & B	M_{dy}	Momentos convectivos Tabla XLIX en M_{cdy}			Momento de combinación Tabla LII en M_{dy}		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b
	SUP.	-1 344,66 kg-m	708,92 kg-m	924,36 kg-m	-4 731,61 kg-m	2 917,91 kg-m	3 887,08 kg-m
	0,90 y	-1 764,60 kg-m	657,93 kg-m	861,15 kg-m	-6 864,14 kg-m	2 741,43 kg-m	3 633,90 kg-m
	0,80 y	-1 502,82 kg-m	606,95 kg-m	792,49 kg-m	-6 129,95 kg-m	2 564,95 kg-m	3 370,48 kg-m
	0,70 y	-1 285,91 kg-m	545,08 kg-m	718,40 kg-m	-5 533,89 kg-m	2 368,00 kg-m	3 096,82 kg-m
	0,60 y	-1 101,65 kg-m	483,21 kg-m	627,98 kg-m	-4 999,25 kg-m	2 171,04 kg-m	2 792,46 kg-m
	0,50 y	-922,83 kg-m	409,79 kg-m	541,66 kg-m	-4 474,85 kg-m	1 925,50 kg-m	2 442,10 kg-m
	0,40 y	-742,67 kg-m	335,02 kg-m	439,01 kg-m	-3 894,23 kg-m	1 623,73 kg-m	2 061,03 kg-m
	0,30 y	-564,58 kg-m	259,58 kg-m	335,02 kg-m	-3 183,27 kg-m	1 293,85 kg-m	1 623,73 kg-m
0,20 y	-383,13 kg-m	172,58 kg-m	229,68 kg-m	-2 331,76 kg-m	915,38 kg-m	1 130,21 kg-m	
0,10 y	-196,98 kg-m	89,69 kg-m	112,79 kg-m	-1 283,45 kg-m	490,92 kg-m	588,10 kg-m	
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	
Momentos resultantes totales M_{ty}	M_{ty}	Momentos total sismo en “y”			Diagrama de momentos en “y”		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b			
	SUP.	-4 918,97 kg-m	3 002,79 kg-m	3 995,47 kg-m			
	0,90 y	-7 087,33 kg-m	2 819,28 kg-m	3 734,54 kg-m			
	0,80 y	-6 311,48 kg-m	2 635,78 kg-m	3 462,39 kg-m			
	0,70 y	-5 681,33 kg-m	2 429,92 kg-m	3 179,06 kg-m			
	0,60 y	-5 119,19 kg-m	2 224,17 kg-m	2 862,20 kg-m			
	0,50 y	-4 569,02 kg-m	1 968,62 kg-m	2 501,45 kg-m			
	0,40 y	-3 964,41 kg-m	1 657,93 kg-m	2 107,27 kg-m			
	0,30 y	-3 232,95 kg-m	1 319,63 kg-m	1 657,93 kg-m			
0,20 y	-2 363,02 kg-m	931,51 kg-m	1 153,31 kg-m				
0,10 y	-1 298,48 kg-m	499,05 kg-m	598,82 kg-m				
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m				

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos últimos para el diseño se obtienen de las siguientes combinaciones, según el código ACI-318S-08, en las ecuaciones con los factores de carga última de diseño.

$$U = 0,75(\cancel{1,4C_x} + \cancel{1,7C_y} + 1,7F) + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (5-5)$$

El coeficiente de durabilidad sanitaria para el acero provisto a flexión será igual a $S = 1,3$, siendo la resistencia requerida $1,3U$.

$$S * U = 1,30 * (0,75 * 1,7F + 1,0E) \cong 1,66F + 1,30F$$

La ecuación (5-5), ajustada con las variables utilizadas para el cálculo de momentos en la condición de carga 1.

$$M_{ux} = 1,66M_{Ax} + 1,30M_{tx} \quad (6-26)$$

$$M_{uy} = 1,66M_{Ay} + 1,30M_{ty} \quad (6-27)$$

Donde:

M_{ux} = momento último en lado "x"

M_{uy} = momento último en lado "y"

M_{Ax} = momento hidrostático en lado "x"

M_{Ay} = momento hidrostático en lado "y"

M_{tx} = momento sísmico total en lado "x"

M_{ty} = momento sísmico total en lado "y"

Los momentos últimos serán los utilizados para hacer las distribuciones de refuerzo en sentido vertical y horizontal, para el muro analizado.

Tabla LVI. Momentos últimos en lado "x"

LADO-LARGO MURO A & B		Momentos últimos en "x"						
		Momentos totales en "x" Tabla LIV en M_{tx}			Momentos hidrostáticos en "x" Tabla LI en M_{Ax}			
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	
		$M_{ux} = 1,66M_{Ax} + 1,30M_{tx}$						
	SUP.	-744,43 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	-2 200,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	
	0,90 y	-1 084,07 kg-m	333,13 kg-m	441,63 kg-m	-3 575,00 kg-m	1 237,50 kg-m	1 650,00 kg-m	
	0,80 y	-983,33 kg-m	628,37 kg-m	830,30 kg-m	-3 437,50 kg-m	2 475,00 kg-m	3 300,00 kg-m	
	0,70 y	-882,80 kg-m	886,51 kg-m	1 150,82 kg-m	-3 162,50 kg-m	3 712,50 kg-m	4 812,50 kg-m	
	0,60 y	-805,86 kg-m	1 084,65 kg-m	1 380,03 kg-m	-3 025,00 kg-m	4 812,50 kg-m	6 050,00 kg-m	
	0,50 y	-713,28 kg-m	1 221,15 kg-m	1 516,30 kg-m	-2 750,00 kg-m	5 637,50 kg-m	6 875,00 kg-m	
	0,40 y	-637,05 kg-m	1 264,68 kg-m	1 545,20 kg-m	-2 612,50 kg-m	6 050,00 kg-m	7 287,50 kg-m	
	0,30 y	-521,22 kg-m	1 198,28 kg-m	1 423,30 kg-m	-2 200,00 kg-m	5 912,50 kg-m	6 875,00 kg-m	
	0,20 y	-381,70 kg-m	980,52 kg-m	1 143,04 kg-m	-1 650,00 kg-m	4 950,00 kg-m	5 637,50 kg-m	
	0,10 y	-211,13 kg-m	593,82 kg-m	680,14 kg-m	-962,50 kg-m	3 025,00 kg-m	3 437,50 kg-m	
	FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	
Momentos últimos en "x"		Momentos últimos en "x"			Diagrama de momentos en "x"			
		M_{ux}	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b			
		SUP.	-4 619,76 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m			
		0,90 y	-7 343,79 kg-m	2 487,32 kg-m	3 313,12 kg-m			
		0,80 y	-6 984,58 kg-m	4 925,38 kg-m	6 557,39 kg-m			
		0,70 y	-6 397,39 kg-m	7 315,21 kg-m	9 484,82 kg-m			
		0,60 y	-6 069,11 kg-m	9 398,79 kg-m	11 837,04 kg-m			
		0,50 y	-5 492,26 kg-m	10 945,75 kg-m	13 383,69 kg-m			
		0,40 y	-5 164,92 kg-m	11 687,09 kg-m	14 106,01 kg-m			
		0,30 y	-4 329,59 kg-m	11 372,52 kg-m	13 262,79 kg-m			
0,20 y	-3 235,21 kg-m	9 491,67 kg-m	10 844,20 kg-m					
0,10 y	-1 872,21 kg-m	5 793,47 kg-m	6 590,44 kg-m					
	FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m				

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos últimos serán los utilizados para hacer las distribuciones de refuerzo en sentido vertical y horizontal, para el muro analizado.

Tabla LVII. Momentos últimos en lado “y”

Momentos últimos en “y”		$M_{uy} = 1,66M_{Ay} + 1,30M_{ty}$					
		Momentos totales en “y” Tabla LV en M_{ty}			Momentos hidrostática en “y” Tabla LI en M_{Ay}		
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b
LADO-LARGO MURO A & B	SUP.	-4 918,97 kg-m	3 002,79 kg-m	3 995,47 kg-m	-11 275,00 kg-m	8 112,50 kg-m	11 000,00 kg-m
	0,90 y	-7 087,33 kg-m	2 819,28 kg-m	3 734,54 kg-m	-18 150,00 kg-m	7 700,00 kg-m	10 312,50 kg-m
	0,80 y	-6 311,48 kg-m	2 635,78 kg-m	3 462,39 kg-m	-16 912,50 kg-m	7 287,50 kg-m	9 625,00 kg-m
	0,70 y	-5 681,33 kg-m	2 429,92 kg-m	3 179,06 kg-m	-15 950,00 kg-m	6 875,00 kg-m	8 937,50 kg-m
	0,60 y	-5 119,19 kg-m	2 224,17 kg-m	2 862,20 kg-m	-14 987,50 kg-m	6 462,50 kg-m	8 250,00 kg-m
	0,50 y	-4 569,02 kg-m	1 968,62 kg-m	2 501,45 kg-m	-14 025,00 kg-m	5 912,50 kg-m	7 287,50 kg-m
	0,40 y	-3 964,41 kg-m	1 657,93 kg-m	2 107,27 kg-m	-12 787,50 kg-m	5 087,50 kg-m	6 325,00 kg-m
	0,30 y	-3 232,95 kg-m	1 319,63 kg-m	1 657,93 kg-m	-10 862,50 kg-m	4 125,00 kg-m	5 087,50 kg-m
	0,20 y	-2 363,02 kg-m	931,51 kg-m	1 153,31 kg-m	-8 250,00 kg-m	3025,00 kg-m	3575,00 kg-m
	0,10 y	-1 298,48 kg-m	499,05 kg-m	598,82 kg-m	-4 675,00 kg-m	1650,00 kg-m	1925,00 kg-m
	FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m
	Momentos últimos en “y”	M_{uy}	Momentos últimos en “y”			Diagrama de momentos en “y”	
		Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b			
SUP.		-25 111,16 kg-m	17 370,38 kg-m	23 454,12 kg-m			
0,90 y		-39 342,53 kg-m	16 447,06 kg-m	21 973,65 kg-m			
0,80 y		-36 279,67 kg-m	15 523,77 kg-m	20 478,61 kg-m			
0,70 y		-33 862,72 kg-m	14 571,40 kg-m	18 969,03 kg-m			
0,60 y		-31 534,20 kg-m	13 619,17 kg-m	17 415,85 kg-m			
0,50 y		-29 221,22 kg-m	12 373,96 kg-m	15 349,13 kg-m			
0,40 y		-26 380,98 kg-m	10 600,56 kg-m	13 238,94 kg-m			
0,30 y		-22 234,59 kg-m	8 563,02 kg-m	10 600,56 kg-m			
0,20 y		-16 766,93 kg-m	6 232,46 kg-m	7 433,81 kg-m			
0,10 y		-9 448,52 kg-m	3 387,76 kg-m	3 973,96 kg-m			
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m				

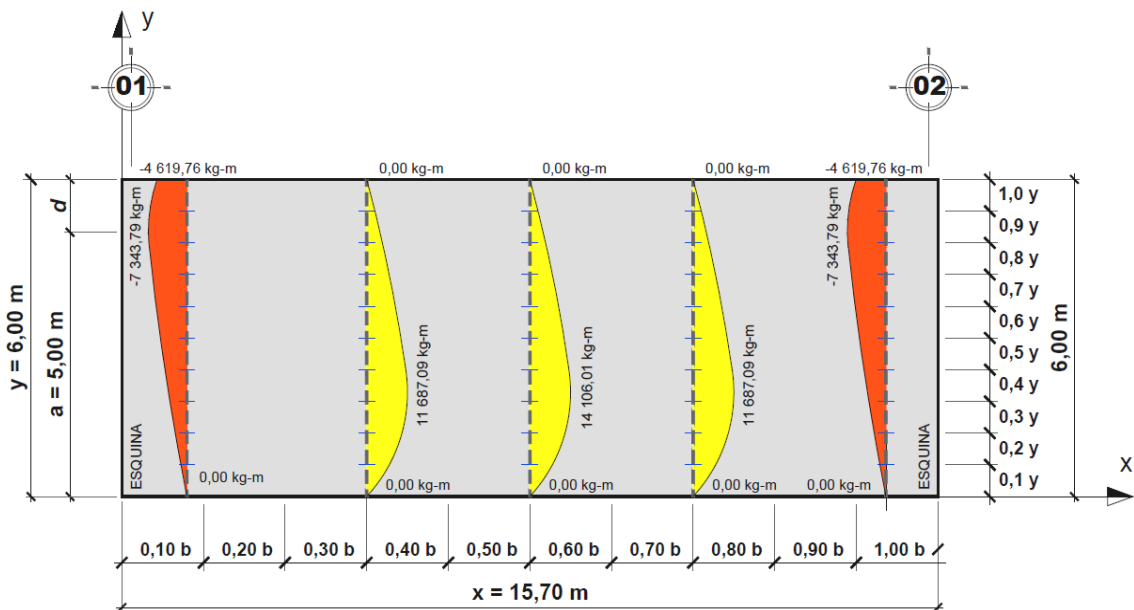
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LVIII. Momentos últimos

M_u	Momentos totales M_{ux}			Momentos totales M_{uy}		
	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b	Esquina	0,3 b & 0,7 b	0,5 b
SUP.	-4 619,76 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	-25 111,16 kg-m	17 370,38 kg-m	23 454,12 kg-m
0,90 y	-7 343,79 kg-m	2 487,32 kg-m	3 313,12 kg-m	-39 342,53 kg-m	16 447,06 kg-m	21 973,65 kg-m
0,80 y	-6 984,58 kg-m	4 925,38 kg-m	6 557,39 kg-m	-36 279,67 kg-m	15 523,77 kg-m	20 478,61 kg-m
0,70 y	-6 397,39 kg-m	7 315,21 kg-m	9 484,82 kg-m	-33 862,72 kg-m	14 571,40 kg-m	18 969,03 kg-m
0,60 y	-6 069,11 kg-m	9 398,79 kg-m	11 837,04 kg-m	-31 534,20 kg-m	13 619,17 kg-m	17 415,85 kg-m
0,50 y	-5 492,26 kg-m	10 945,75 kg-m	13 383,69 kg-m	-29 221,22 kg-m	12 373,96 kg-m	15 349,13 kg-m
0,40 y	-5 164,92 kg-m	11 687,09 kg-m	14 106,01 kg-m	-26 380,98 kg-m	10 600,56 kg-m	13 238,94 kg-m
0,30 y	-4 329,59 kg-m	11 372,52 kg-m	13 262,79 kg-m	-22 234,59 kg-m	8 563,02 kg-m	10 600,56 kg-m
0,20 y	-3 235,21 kg-m	9 491,67 kg-m	10 844,20 kg-m	-16 766,93 kg-m	6 232,46 kg-m	7 433,81 kg-m
0,10 y	-1 872,21 kg-m	5 793,47 kg-m	6 590,44 kg-m	-9 448,52 kg-m	3 387,76 kg-m	3 973,96 kg-m
FON.	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m

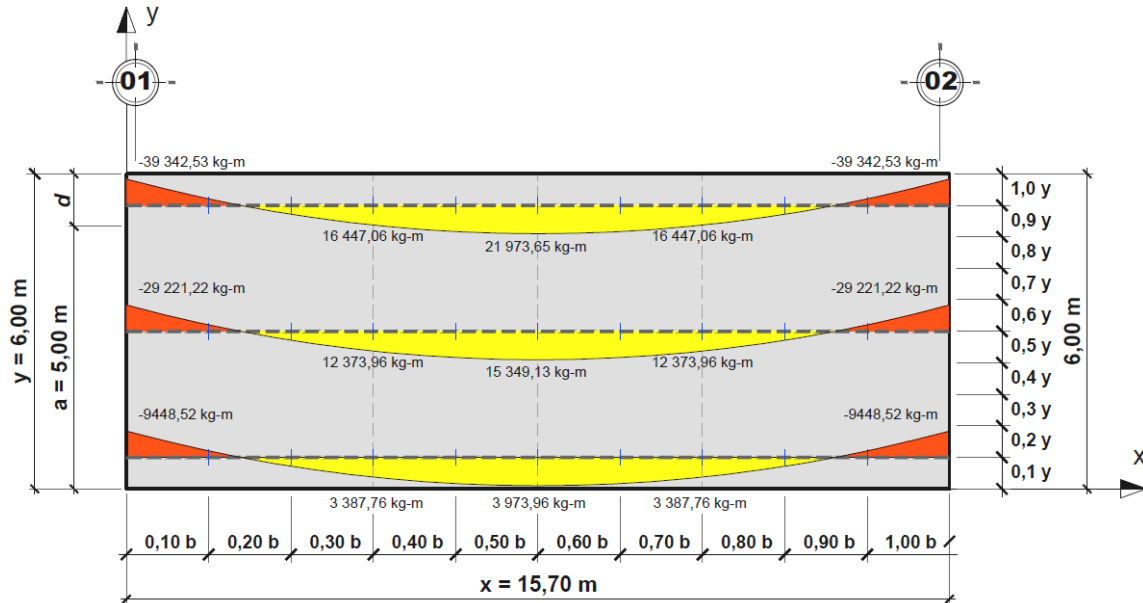
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Figura 29. Momentos últimos en lado “x” muro A & B



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

Figura 30. Momentos últimos en lado “y” muro A & B



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

6.6.5. Distribución de acero en muro A y B

El acero se distribuirá en función de los momentos calculados previamente; el signo negativo indica que el acero será provisto en la cara interna del muro en contacto con el líquido y el signo positivo en la cara externa en contacto con el suelo.

- Estimación de momentos resistentes para la franja a utilizar en el análisis y distribución del acero.

$$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (6-28)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_w} \quad (6-29)$$

$$A_s = \rho b_w d \quad (6-30)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} * \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y} \right) \quad (6-31)$$

$$\text{Zona sísmica} = 0,50 * \rho_b \quad (6-32)$$

Donde:

M_n = momento nominal de resistencia

ϕ = factor de reducción de resistencia. $\phi = 0,90$

f_y = resistencia nominal del concreto. $f_y = 4\,200,0 \text{ kg/cm}^2$

f'_c = resistencia nominal del concreto. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

a = rectángulo de compresión equivalente

A_s = área de acero de refuerzo

b_w = franja unitaria para distribución de acero. $b_w = 100 \text{ cm}$

d = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro del acero a tracción. $d = 29,05 \text{ cm}$

β_1 = factor para el concreto de 280 kg/cm^2 - $\beta_1 = 0,85$

ρ_b = factor de cuantía de acero balanceada

- Cálculo de cuantía balanceada y zona sísmica, con la ecuación (6-31) y (6-32):

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4\,200 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0,02856$$

$$\text{Zona sísmica} = 0,50 * \rho_b = 0,50 * (0,02856) = 0,01428$$

- Cálculo del área acero con la cuantía balanceada y la ecuación (6-30):

$$A_s = \rho_b b_w d = 0,01428 * 100,00 \text{ cm} * 29,05 \text{ cm} = 41,48 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código ACI-318S-08, con la ecuación (4-5):

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\ 200} * 100 * 29,05 \geq \frac{14}{4\ 200} * 100 * 29,05$$

$$A_{s,min} = 9,26 \text{ cm}^2 \geq 9,68 \text{ cm}^2$$

- Estimación del rectángulo equivalente de compresión para el concreto:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_w} = \frac{41,48 \text{ cm}^2 * 4\ 200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} = 7,32 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento nominal resistente, con la cuantía balanceada:

$$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,90 * 41,48 \text{ cm}^2 * 4\ 200 \text{ kg/cm}^2 * \left(29,05 \text{ cm} - \frac{7,32 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 3\,981\,009,82 \text{ kg} - \text{cm} = 39\,810,09 \text{ kg} - \text{m}.$$

El momento nominal solo con acero a tracción tiene la capacidad de resistir los mayores momentos últimos estimados en los lados “x” y “y”.

- Factor de comparación del acero, con base en el momento nominal estimado con la cuantía de acero balanceada:

$$F_{As} = \frac{A_s}{M_n} = \frac{41,48 \text{ cm}^2}{39\,810,09 \text{ kg} - \text{m}} = 1,0419 * 10^{-3}$$

$$A_{s,distribuido} = F_{As} * M_u = 1,0419 * 10^{-3} * M_u$$

- Fórmula para distribución del acero, con la resolución de la cuadrática en la ecuación de momento nominal:

$$A_s = \left(b_w d - \sqrt{(b_w d)^2 - \frac{M_u b_w}{0,003825 f'_c}} \right) * \frac{0,85 f'_c}{f_y} \quad (6-33)$$

Donde:

M_u = momento último en $0,000 \text{ kg} - \text{m}$.

- Diseño para los momentos en lado “x”, distribución de acero vertical. Los momentos a evaluar son los mayores de cada una de las franjas estimadas.

Tabla LIX. **Distribución de acero en lado “x”**

	M_{ux}	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
Esquina	-7 343,79 kg-m	6,83 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 5 @ 0,20 m	9,90 cm ² / Cara Interna	-10 544,19 kg-m
0,3b & 0,7b	11 687,09 kg-m	11,01 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,20 m	14,25 cm ² / Cara Externa	14 970,69 kg-m
0,5b	14 106,01 kg-m	13,39 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,20 m	14,25 cm ² / Cara Externa	14 970,69 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

- Diseño para los momentos en lado “y”, distribución de acero horizontal. Los momentos a evaluar son los mayores de cada una de las franjas estimadas.
 - En los momentos negativos de las esquinas se tendrá que adicionar el acero por cortante en el tablero corto ocasionado por la presión hidrostática; este se distribuirá en ambas caras del muro. Adicionar el coeficiente sanitario $S = 1,65$.

$$V = C_s * P_{Ay} * a = 0,34 * 5\,500,00 \text{ kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 9\,350,00 \text{ kg}$$

$$N_u = 1,65 * (1,70 * 9\,350,00 \text{ kg}) = 26\,226,75 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{N_u}{0,9f_y} = \frac{26\,226,75 \text{ kg}}{0,9 * 4\,200 \text{ kg/cm}^2} = \frac{6,93 \text{ cm}^2}{2 \text{ caras}} = 3,47 \text{ cm}^2$$

- Para el diseño se consideran los momentos de las franjas superiores que presentan los mayores momentos últimos en el lado “y”.

Tabla LX. **Distribución de acero en lado “y”**

	M_{ux}	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
Esquina	-39 342,53 kg-m	40,91 cm ² + 3,47 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m +Bastones. L= 2 m Núm. 8 @ 0,170 m	46,62 cm ² / Cara Interna	-43 943,95 kg-m
0,3b & 0,7b	17 370,38 kg-m	16,66 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m	16,76 cm ² / Cara Externa	17 467,11 kg-m
0,5b	23 454,12 kg-m	22,96 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m +Bastones. L= 3 m Núm. 6 @ 0,340 m	25,14 cm ² / Cara Externa	25 498,04 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

6.6.6. Condición de carga 2

Para la condición de carga 2 se representa con la situación donde el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. La consideración de los bordes es la misma que se había utilizado.

La presión del suelo es inversa a la hidrostática. Los coeficientes de distribución de momentos a utilizar son los mismos que se determinaron en el caso 2, para la presión del agua, al considerar al suelo distribuido triangularmente también.

$$P_s = k_a * \gamma_s * H_s \quad (6-34)$$

Donde:

P_s = presión por el suelo

k_a = coeficiente activo del suelo. $k_a = 0,30$

γ_s = peso volumétrico del suelo. $\gamma_s = 1\,500,00 \text{ kg/m}^3$

H_s = altura del estrato de suelo. $H_s = 6,00 \text{ m}$

$$P_s = k_a * \gamma_s * H_s = 0,3 * 1\,500,00 \text{ kg/m}^3 * 6 \text{ m} = 2\,700,00 \text{ kg/m}^2$$

Los cortantes se calcularán con las ecuaciones (6-22) y (6-25) y con los mismos coeficientes para el caso 2.

El cortante en el borde lateral medio es:

- En el lado largo el cortante para la presión del suelo equivale a:

$$V_T = C_s * P_s * H_s = 0,36 * 2\,700,00 \text{ kg/m}^2 * 6 \text{ m} = 5\,832,00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,7 * (V_T) = 1,7 * (5\,832,00 \text{ kg}) = 9\,914,40 \text{ kg}$$

- Presión triangular en lado corto muros 1 y 2, para la evaluación del cortante lateral donde $b/a = 1,50$ y $C_s = 0,34$, se obtiene de la tabla XL, con la ecuación del código ACI-318S-08, sección 11.3.2.3.

$$V = C_s * P_s * H_s = 0,34 * 2\,700,00 \text{ kg/m}^2 * 6 \text{ m} = 5\,508,00 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi * 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (6-26a)$$

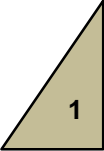
$$N_u = -1,7 * (5\,508,00 \text{ kg}) = -9\,363,60 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 \left(1 - \frac{9\,363,60}{35(100 * 29,05)} \right) * \sqrt{280} * 100 * 29,05$$

$$V_c = 19\,882,05 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c = 9\,914,40 \text{ kg} < 19\,882,05 \text{ kg}$$

Tabla LXI. Momentos en el lado “x” y “y” presión del suelo

LADO-LARGO MURO A & B	PRESIÓN kg/m^2												
	Superior:	$P_s = 0,00 kg/m^2$											
	Fondo:	$P_s = 2 700,00 kg/m^2$											
ALTURA $H_s = 6 m$	1. Presión triangular “x”: $M_{Sdx} = Coef * P_s * \frac{H_s^2}{1 000}$						1. Presión triangular “y”: $M_{Sdy} = Coef * P_s * \frac{H_s^2}{1 000}$						
M_{Sd}	Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		
	Coef.	M_{Sdx}	Coef.	M_{Sdx}	Coef.	M_{Sdx}	Coef.	M_{Sdy}	Coef.	M_{Sdy}	Coef.	M_{Sdy}	
SUP.	-16	-1 555,20	0	0,00	0	0,00	-82	-7 970,40	59	5 734,80	80	7 776,00	
0,90 a	-26	-2 527,20	9	874,80	12	1 166,40	-132	-12 830,40	56	5 443,20	75	7 290,00	
0,80 a	-25	-2 430,00	18	1 749,60	24	2 332,80	-123	-11 955,60	53	5 151,60	70	6 804,00	
0,70 a	-23	-2 235,60	27	2 624,40	35	3 402,00	-116	-11 275,20	50	4 860,00	65	6 318,00	
0,60 a	-22	-2 138,40	35	3 402,00	44	4 276,80	-109	-10 594,80	47	4 568,40	60	5 832,00	
0,50 a	-20	-1 944,00	41	3 985,20	50	4 860,00	-102	-9 914,40	43	4 179,60	53	5 151,60	
0,40 a	-19	-1 846,80	44	4 276,80	53	5 151,60	-93	-9 039,60	37	3 596,40	46	4 471,20	
0,30 a	-16	-1 555,20	43	4 179,60	50	4 860,00	-79	-7 678,80	30	2 916,00	37	3 596,40	
0,20 a	-12	-1 166,40	36	3 499,20	41	3 985,20	-60	-5 832,00	22	2 138,40	26	2 527,20	
0,10 a	-7	-680,40	22	2 138,40	25	2 430,00	-34	-3 304,80	12	1 166,40	14	1 360,80	
FON.	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	
Momento de resultante por el suelo	M_u	Momentos últimos en “x” $M_{ux} = 1,70M_{Sdx}$						Momentos últimos en “y” $M_{uy} = 1,70M_{Sdy}$					
		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b		Esquina		0,3 b & 0,7 b		0,5 b	
	SUP.	-2 643,84 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m		-13 549,68 kg-m		9 749,16 kg-m		13 219,20 kg-m	
	0,90 a	-4 296,24 kg-m		1 487,16 kg-m		1 982,88 kg-m		-21 811,68 kg-m		9 253,44 kg-m		12 393,00 kg-m	
	0,80 a	-4 131,00 kg-m		2 974,32 kg-m		3 965,76 kg-m		-20 324,52 kg-m		8 757,72 kg-m		11 566,80 kg-m	
	0,70 a	-3 800,52 kg-m		4 461,48 kg-m		5 783,40 kg-m		-19 167,84 kg-m		8 262,00 kg-m		10 740,60 kg-m	
	0,60 a	-3 635,28 kg-m		5 783,40 kg-m		7 270,56 kg-m		-18 011,16 kg-m		7 766,28 kg-m		9 914,40 kg-m	
	0,50 a	-3 304,80 kg-m		6 774,84 kg-m		8 262,00 kg-m		-16 854,48 kg-m		7 105,32 kg-m		8 757,72 kg-m	
	0,40 a	-3 139,56 kg-m		7 270,56 kg-m		8 757,72 kg-m		-15 367,32 kg-m		6 113,88 kg-m		7 601,04 kg-m	
	0,30 a	-2 643,84 kg-m		7 105,32 kg-m		8 262,00 kg-m		-13 053,96 kg-m		4 957,20 kg-m		6 113,88 kg-m	
	0,20 a	-1 982,88 kg-m		5 948,64 kg-m		6 774,84 kg-m		-9 914,40 kg-m		3 635,28 kg-m		4 296,24 kg-m	
	0,10 a	-1 156,68 kg-m		3 635,28 kg-m		4 131,00 kg-m		-5 618,16 kg-m		1 982,88 kg-m		2 313,36 kg-m	
	FON.	0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m		0,00 kg-m	

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Para la condición de carga 2, el acero se distribuirá en función de los momentos calculados previamente; el signo negativo indica que el acero será provisto en la cara externa del muro en contacto con el suelo y el positivo en la cara interna en contacto con el líquido.

Diseño para los momentos en lado “x” y “y”, distribución de acero vertical y horizontal.

Tabla LXII. **Distribución de acero en lado “x”**

	M_{ux}	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
Esquina	-4 296,24 kg-m	3,96 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,20 m	14,25 cm ² / Cara externa	-14 970,69 kg-m
0,3b & 0,7b	7 270,56 kg-m	6,76 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 5 @ 0,20 m	9,90 cm ² Cara Interna	10 544,19 kg-m
0,5b	8 757,72 kg-m	8,18 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 5 @ 0,20 m	9,90 cm ² Cara Interna	10 544,19 kg-m

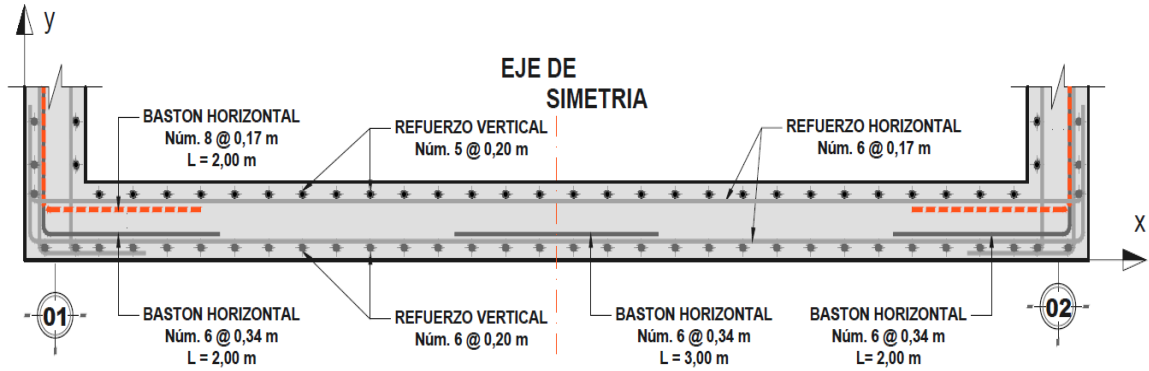
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LXIII. **Distribución de acero en lado “x”**

	M_{uy}	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
Esquina	-21 811,68 kg-m	21,23 cm ² + 3,47 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m +Bastones. L= 2 m Núm. 6 @ 0,340 m	25,14 cm ² / Cara Externa	-25 498,04 kg-m
0,3b & 0,7b	9 749,16 kg-m	16,66 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m	16,76 cm ² / Cara Interna	17 467 11 kg-m
0,5b	13 219,20 kg-m	16,66 cm ²	9,68 cm ²	Núm. 6 @ 0,170 m	16,76 cm ² / Cara Interna	17 467,11 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Figura 31. Distribución de refuerzo en muro lado largo A & B



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

6.7. Diseño de losa de cubierta por método PCA-R

El diseño se realiza con la misma metodología utilizada para los muros, considerando los cuatro lados articulados de la cubierta, y realizando las combinaciones de coeficientes, adicionando los momentos torsionales que pueden producir los muros sobre la cubierta.

Para la combinación de momentos se establece la relación entre el largo y ancho. Por la condición de los bordes se considera el caso 10, establecido en el capítulo 2, del *Rectangular concrete tanks*. $b/a = 15,00 \text{ m}/7,50 \text{ m} = 0,50$

Tabla LXIV. Coeficientes para diseño de losa de cubierta

$b/a = 1,50$																		
	M_x Coeficientes						M_y Coeficientes						M_{xy} Coeficientes					
	ESQ.	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ.	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ.	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b
		0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b	
SUP.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49	43	33	22	11	0

Continuación de la tabla LXIV.

0,90 a	0	13	21	27	30	31	0	10	13	14	14	14	45	41	31	21	10	0
0,80 a	0	20	35	45	51	53	0	17	23	26	26	26	37	34	26	18	9	0
0,70 a	0	25	44	57	65	57	0	21	31	34	35	35	26	24	19	13	6	0
0,60 a	0	27	49	64	73	76	0	24	35	39	40	41	14	13	10	7	3	0
0,50 a	0	28	50	66	75	78	0	25	37	41	42	43	0	0	0	0	0	0
0,40 a	0	27	49	64	73	76	0	24	35	39	40	41	14	13	10	7	3	0
0,30 a	0	25	44	57	65	67	0	21	31	34	35	35	26	24	19	13	6	0
0,20 a	0	20	35	45	51	53	0	17	23	26	26	26	37	34	26	18	9	0
0,10 a	0	13	21	27	30	31	0	10	13	14	14	14	45	41	31	21	10	0
FON.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49	43	33	22	11	0

Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coefficientes de momentos en "x" y "y"*. C-10. p. 2-20.

Para momentos positivos que producen tensión en el fondo de la cubierta:

$$M_{tx} = M_x + |M_{xy}| > 0 \quad \text{Ver tabla LXV}$$

$$M_{ty} = M_y + |M_{xy}| > 0 \quad \text{Ver tabla LXV}$$

Para momentos negativos que producen tensión en la parte superior de la cubierta:

$$M_{tx} = M_x - |M_{xy}| < 0 \quad \text{Ver tabla LXV}$$

$$M_{ty} = M_y - |M_{xy}| < 0 \quad \text{Ver tabla LXV}$$

Tabla LXV. Coeficientes de momentos M_{tx} y M_{ty} caso 10

	$M_{tx} = M_x + M_{xy} > 0$ Momento (+) en lado corto						$M_{ty} = M_y + M_{xy} > 0$ Momento (+) en lado largo					
	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b
		0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b	
SUPERIOR	49	43	33	22	11	0	49	43	33	22	11	0
0,90 a	45	54	52	48	40	31	45	51 *	44	35	24	14
0,80 a	37	54	61	63	60	53	37	51 *	49	44	35	26
0,70 a	26	49	63	70	71	57	26	45	50	47	41	35
0,60 a	14	40	59	71	76	76	14	37	45	46	43	41
0,50 a	0	28	50	66	75	78 *	0	25	37	41	42	43
0,40 a	14	40	59	71	76	76	14	37	45	46	43	41
0,30 a	26	49	63	70	71	67	26	45	50	47	41	35
0,20 a	37	54	61	63	60	53	37	51	49	44	35	26
0,10 a	45	54	52	48	40	31	45	51	44	35	24	14
FONDO	49	43	33	22	11	0	49	43	33	22	11	0
	$M_{tx} = M_x - M_{xy} < 0$ Momento (-) en lado corto						$M_{ty} = M_y - M_{xy} < 0$ Momento (-) en lado largo					
	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b	ESQ	0,1 b	0,2 b	0,3 b	0,4 b	0,5 b
		0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b			0,9 b	0,8 b	0,7 b	0,6 b	
SUPERIOR	-49 *	-43	-33	-22	-11	0	-49 *	-43	-33	-22	-11	0
0,90 a	-45	-28	-10	0	0	0	-45	-31	-18	-7	0	0
0,80 a	-37	-14	0	0	0	0	-37	-17	-3	0	0	0
0,70 a	-26	0	0	0	0	0	-26	-3	0	0	0	0
0,60 a	-14	0	0	0	0	0	-14	0	0	0	0	0
0,50 a	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,40 a	-14	0	0	0	0	0	-14	0	0	0	0	0
0,30 a	-26	0	0	0	0	0	-26	-3	0	0	0	0
0,20 a	-37	-14	0	0	0	0	-37	-17	-3	0	0	0
0,10 a	-45	-28	-10	0	0	0	-45	-31	-18	-7	0	0
FONDO	-49 *	-43	-33	-22	-11	0	-49 *	-43	-33	-22	-11	0

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

- Análisis de los momentos, con los coeficientes previamente calculados.
- Para la losa se establece el espesor:

$$t_R = \frac{2(7,50 \text{ m} + 15,0 \text{ m})}{180} = 0,25 \text{ m}$$

- Estimación de carga de trabajo sobre la losa de cubierta:

$$q_u = 1,3 * (1,4C_M + 1,7C_V)$$

Donde:

C_M = carga muerta. $C_M = 0,25 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 600 \text{ kg/m}^2$

C_V = carga viva. Ver sección 5.5.1. $C_V = 400 \text{ kg/m}^2$

$$q_u = 1,3 * (1,4 * 600 + 1,7 * 400) = 1\,976,00 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos en la dirección corta (lado "X").

$$M_{tx} = \frac{M_{tx} \text{ coef} * q_u * a^2}{1\,000}$$

- Para el momento positivo en el centro. $M_{tx} \text{ coef} = 78$.

$$M_{tx} = \frac{78 * 1\,976 \text{ kg/m}^2 * (7,50 \text{ m})^2}{1\,000} = 8\,669,70 \text{ kg} - \text{m}$$

- El acero necesario para el momento se estima con la ecuación (6-33).

- Asumiendo barras Núm. 5. $A_s = 12,68 \text{ cm}^2$

$$d = 25,00 \text{ cm} - 5,00 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} = 19,20 \text{ cm}$$

- Cálculo de momentos en la dirección larga (lado “Y”).
 - Para el momento positivo en el centro. $M_{ty,coef} = 51$.

$$M_{tx} = \frac{51 * 1\,976 \text{ kg/m}^2 * (7,50 \text{ m})^2}{1\,000} = 5\,668,65 \text{ kg} - m$$

- El acero necesario para el momento se estima con la ecuación (6-33).

- Asumiendo barras Núm. 5. $A_s = 9,18 \text{ cm}^2$

$$d = 25,00 \text{ cm} - 5,00 \text{ cm} - \left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right) - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2}$$

$$d = 17,15 \text{ cm}$$

- Cálculo de momentos en la dirección corta y larga (lado “X” y “Y”).
 - Para el momento máximo M_{tx} y M_{ty} . $M_{tx-y,coef} = -49$.

$$M_{tx}, M_{ty} = \frac{-49 * 1\,976 \text{ kg/m}^2 * (7,50 \text{ m})^2}{1\,000} = -5\,446,35 \text{ kg} - m$$

- El acero necesario para el momento se estima con la ecuación (6-33).

- Asumiendo barras Núm. 5. $A_s = 8,79 \text{ cm}^2$

$$d = 25,00 \text{ cm} - 5,00 \text{ cm} - \left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right) - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2}$$

$$d = 17,15 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5).

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\ 200} * 100 * 19,20 \geq \frac{14}{4\ 200} * 100 * 19,20$$

$$A_{s,min} = 6,11 \text{ cm}^2 \geq 6,40 \text{ cm}^2$$

- El acero mínimo para temperatura y contracción. Según código ACI-350:

$$\frac{A_{st}}{bh} = 0,0033$$

- El refuerzo mínimo en cada una de las caras de la cubierta:

$$A_{st} = \frac{1}{2} * 0,0033 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 4,13 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo mínimo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3 y 7.12.:

$$A_{s,min} = 0,0018bh = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 4,50 \text{ cm}^2$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3.2.:

$$\text{Espaciamiento} = 2h = 2 * 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 7.12.2.2.:

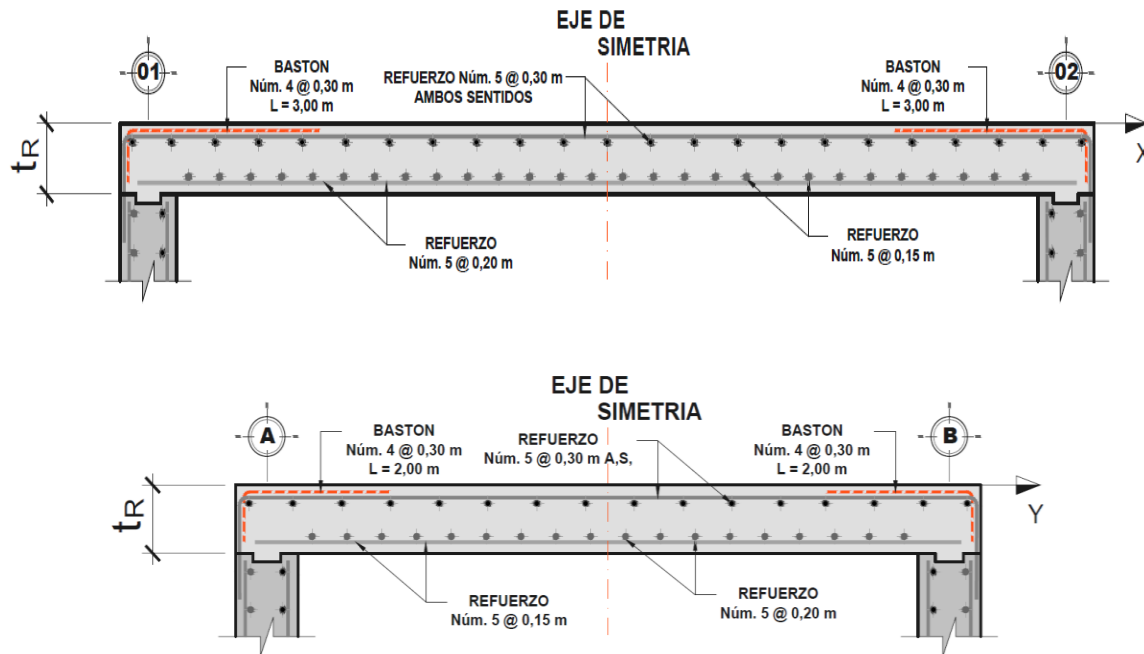
$$\text{Espaciamiento} = 5 * t_R = 5 * 25 \text{ cm} = 125 \text{ cm}$$

Tabla LXVI. **Distribución de acero en lado “X” y “Y”**

Lado corto “X”		A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
$M_{tx} (-)$	-5 446,65 kg-m	8,79 cm ²	6,40 cm ²	Núm. 5 @ 0,30 m +Bastones. L= 2 m Núm. 4 @ 0,30 m	10,83 cm ² / Cara Superior	-6 629,57 kg-m
$M_{ty} (+)$	8 669,70 kg-m	12,68 cm ²	6,40 cm ²	Núm. 5 @ 0,15 m	13,20 cm ² Cara Inferior	8 998,89 kg-m
Lado largo “Y”		A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
$M_{tx} (-)$	-5 446,65 kg-m	8,79 cm ²	6,40 cm ²	Núm. 5 @ 0,30 m +Bastones. L= 3 m Núm. 4 @ 0,30 m	10,83 cm ² / Cara Superior	-6 629,57 kg-m
$M_{ty} (+)$	5 668,65 kg-m	9,18 cm ²	6,40 cm ²	Núm. 5 @ 0,20 m	9,90 cm ² / Cara Inferior	6 090,98 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Figura 32. Distribución de refuerzo en la cubierta del tanque



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

Chequeo por cortante, el coeficiente para el caso 10 y la relación $b/a = 1.5$ es de $C_s = 0.42$. (disponible en la página 2-59, del manual).

- Estimación de cortante ultimo con la ecuación (6-22):

$$V_u = C_s * q_u * a$$

$$q_u = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$q_u = 1,4C_M + 1,7C_V = 1,4 * (600) + 1,7 * (400) = 1\ 520,00\ \text{kg/m}^2$$

$$V_u = C_s * q_u * a = 0,42 * 1\ 520,00\ \text{kg/m}^2 * 7,5\ \text{m} = 4\ 788,00\ \text{kg}$$

- Estimación de cortante resistente con la ecuación (6-25):

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 19,20$$

$$\phi V_c = 14\,473,55 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c = 4\,788,00 \text{ kg} \leq 14\,473,55 \text{ kg}$$

Chequeo por deflexión, el coeficiente para el caso 10 y la relación $b/a = 1,5$ es de $C_d = 7,7$. (disponible en la página 2-59, del manual).

- Estimación deflexión con la ecuación (6-23):

$$q_u = C_M + C_V$$

$$q_u = C_M + C_V = 600 + 400 = 1\,000,00 \text{ kg/m}^2$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{3\,834 \text{ ksi} * (10 \text{ plg})^3}{12(1-0.20^2)} = 332\,812,5 \text{ kips} - \text{plg} \rightarrow$$

$$D = 27\,734,38 \text{ kips} - \text{pie}.$$

$$Def = 7,7 * 204,96 \text{ lb/pie}^2 * \frac{(24,60 \text{ pie})^4}{1\,000 * 27\,734,38 * 1\,000} * 12 \text{ plg} = 0,25 \text{ plg}$$

$$Def = 0,64 \text{ cm}.$$

$$Def_{Actuante} \leq Def_{Permisible}$$

$$0,64 \text{ cm} \leq \left(\frac{7,50 \text{ m} * 100 \text{ cm}}{180} = 4,17 \text{ cm} \right)$$

6.8. Diseño de las cimentaciones

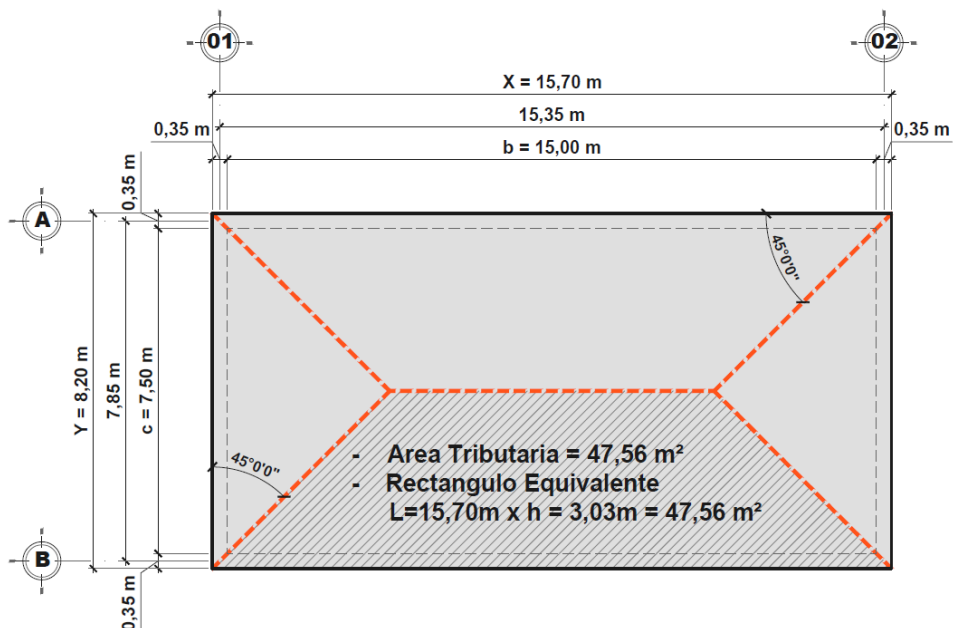
Para el tanque se utilizará una zapata corrida debajo de los muros y el fondo será un piso membrana. Estos elementos se seleccionan al no tener restricciones estructurales ocasionadas por el suelo.

6.8.1. Cimentación corrida o zapata corrida

Para el análisis se utilizan los muros largos, es decir A o B, que representarán la situación crítica de carga.

- Estimación de carga de trabajo, con la integración de los pesos de la estructura.

Figura 33. Área tributaria de la cubierta al muro "B"



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Cargas sobre la losa de cubierta:

- Carga muerta:

$$C_{M-Losa} = h * t_R * \gamma_c = 3,03 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$C_{M-Losa} = 1\,818,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva:

$$C_{V-Losa} = h * L = 3,03 \text{ m} * 400 \text{ kg/m}^2 = 1\,212,00 \text{ kg/m}$$

- Carga muerta por el muro B:

$$C_{M-Muro} = H_w * t_w * \gamma_c = 6,00 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 5\,040,00 \text{ kg/m}$$

- Carga muerta por el cimientto, sección asumida para integración:

$$C_{M-Cimiento} = t_c * B * \gamma_c = 0,30 \text{ m} * 1,2 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 864,00 \text{ kg/m}$$

- Carga hidrostática sobre el ala interna del cimientto corrido:

$$C_{H-Agua} = L_C * H_L * \gamma_A = 0,50 \text{ m} * 5,00 \text{ m} * 1\,100 \text{ kg/m}^3 = 2\,750,00 \text{ kg/m}$$

- Carga del suelo sobre el ala externa del cimientto corrido:

$$C_S = L_C * H_S * \gamma_s = 0,50 \text{ m} * 6,00 \text{ m} * 1\,500 \text{ kg/m}^3 = 4\,500,00 \text{ kg/m}$$

- Cargas totales:

- Carga muerta:

$$C_M = C_{M-Losa} + C_{M-Muro} + C_{M-Cimiento}$$

$$C_M = 1\,818\text{ kg/m} + 5\,040\text{ kg/m} + 864\text{ kg/m} = 7\,722,00\text{ kg/m}$$

- Carga de trabajo o servicio:

$$C_T = C_M + C_V + C_H + C_S = 7\,722,00 + 1\,212,00 + 2\,750,00 + 4\,500,00$$

$$C_T = 16\,184,00\text{ kg/m}$$

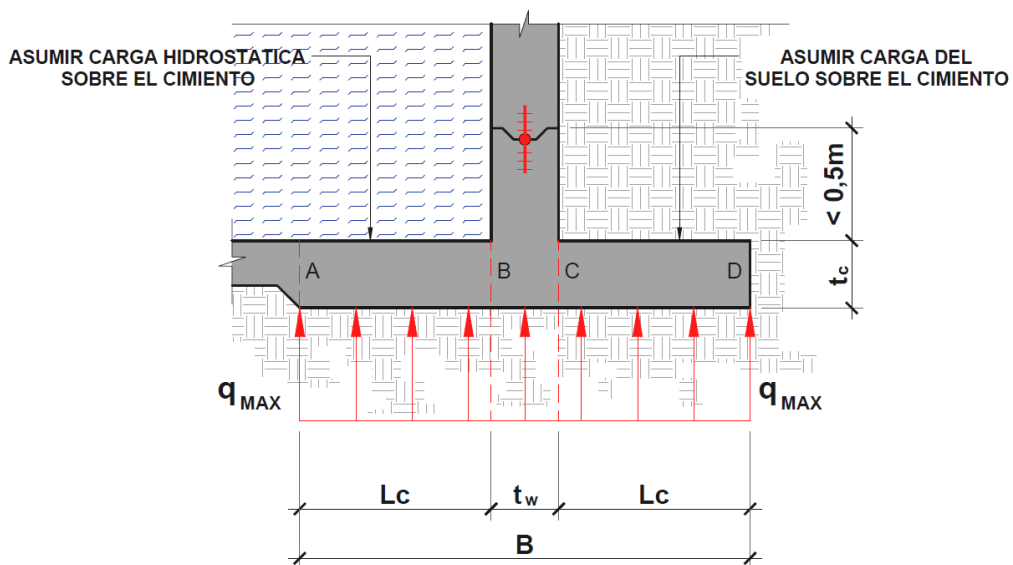
- Carga última de trabajo:

$$C_u = 1,3(1,4C_M + 1,7(C_V + C_H + C_S))$$

$$C_u = 1,3(1,4 * 7\,722,00 + 1,7(1\,212,00 + 2\,750,00 + 4\,500,00))$$

$$C_u = 32\,755,06\text{ kg/m}$$

Figura 34. **Predimensionamiento del cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Diseño del cimiento corrido:

$$\sigma_n = \sigma_{axial} \pm \sigma_{flexion} = \frac{P_u}{A_C} \pm \frac{M_C}{I} \quad (6-34)$$

Al realizar el diseño del muro del tanque con la condición de articulación en la base, el momento resultante es 0, y al diseñar el cimiento como céntrico, se desprecia el esfuerzo de flexión.

$$\sigma_n = \sigma_{axial} \rightarrow q_{max} = \frac{C_T}{A_C} = \frac{C_T}{B * L_u} \quad (6-35)$$

Donde:

q_{max} = capacidad soporte del suelo. $q_{max} = 14\,000\text{ kg/m}^2$

C_T = carga de trabajo. $C_T = 16\,184,00\text{ kg/m}$

A_C = área del cimiento. $A_C = B * L_u$

B = base del cimiento

L_u = longitud unitaria del cimiento. $L_u = 1,00\text{ m}$

- El área de la zapata se obtiene de la ecuación (6-35):

$$A_C = \frac{C_T}{q_{max}} = \frac{(16\,184,00\text{ kg/m} * 1,00\text{ m})}{14,00\text{ kg/m}^2} = 1,16\text{ m}^2 \cong 1,20\text{ m}^2$$

$$A_C = B * L_u \Rightarrow B = \frac{A_C}{L_u} = \frac{1,20\text{ m}^2}{1,00\text{ m}} = 1,20\text{ m}$$

- La presión última de diseño del cimiento.

$$q_{diseño} = \frac{C_u}{A_C} = \frac{(32\,755,06\text{ kg/m} * 1,00\text{ m})}{1,20\text{ m}^2} = 27\,295,88\text{ kg/m}^2$$

- Predimensionamiento del cemento

$$t_{c/min} = (20\text{ cm} + \emptyset + \text{Recubrimiento})$$

- Asumiendo barras de refuerzo Núm. 5, y el recubrimiento mínimo de 7,5 cm.

$$t_{c/min} = \left(20\text{ cm} + \left(\frac{5}{8} * 2,54\text{ cm} \right) + 7,5\text{ cm} \right) = 29,09\text{ cm} \cong 30\text{ cm}$$

$$d_c = 30\text{ cm} - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54\text{ cm} \right)}{2} - 7,5\text{ cm} = 21,71\text{ cm}$$

- Chequeo de corte simple resistente y actuante, con el espesor mínimo
 - Chequeo de corte resistente:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * L_u * d_c$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280\text{ kg/cm}^2} * 100\text{ cm} * 21,71\text{ cm}$$

$$\phi V_c = 16\ 365,66\text{ kg}$$

- Chequeo de corte actuante, se define con la ecuación (6-36):

$$V_a = q_{diseño} * L_u * \left(\frac{B - t_w}{2} - d_c \right) \quad (6-36)$$

Donde:

$$q_{diseño} = \text{presión de diseño. } q_{diseño} = 27\ 295,88\text{ kg/m}^2.$$

t_w = espesor del muro. $t_w = 0,35 \text{ m}$

B = base del cimiento. $B = 1,20 \text{ m}$

L_u = longitud unitaria del cimiento. $L_u = 1,00 \text{ m}$

$$V_a = 27\,295,88 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} \left(\frac{1,20 \text{ m} - 0,35 \text{ m}}{2} - 0,2171 \text{ m} \right)$$

$$V_a = 5\,674,81 \text{ kg}$$

$$V_a \leq \phi V_c = 5\,674,81 \text{ kg} \leq 16\,365,66 \text{ kg}$$

- Chequeo por flexión actuante sobre el cimiento; en este caso el muro se encuentra en el centro del cimiento.
 - El momento actuante sobre el cimiento se define con la ecuación (6-37):

$$M_a = \frac{1}{8} q_{\text{diseño}} * (B - t_w)^2 \quad (6-37)$$

$$M_a = \frac{1}{8} * 27\,295,88 \text{ kg/m}^2 * (1,20 \text{ m} - 0,35 \text{ m})^2$$

$$M_a = 2\,465,16 \text{ kg} - \text{m}$$

- Distribución de acero transversal, para el cimiento corrido
 - Distribución de acero transversal. Utilizando barras Núm. 5 y la ecuación (6-33), se establece un área de acero, $A_s = 3,04 \text{ cm}^2$.

$$M_a = 2\,465,16 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d_c = 30 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} - 7,5 \text{ cm} = 21,71 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5).

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\ 200} * 100 * 21,71 \geq \frac{14}{4\ 200} * 100 * 21,71$$

$$A_{s,min} = 6,92 \text{ cm}^2 \geq 7,24 \text{ cm}^2$$

Usar el área de acero estimada para la sección transversal, $A_s = 7,24 \text{ cm}^2$ distribuido con barras de refuerzo Núm. 5 @ 0,25 m.

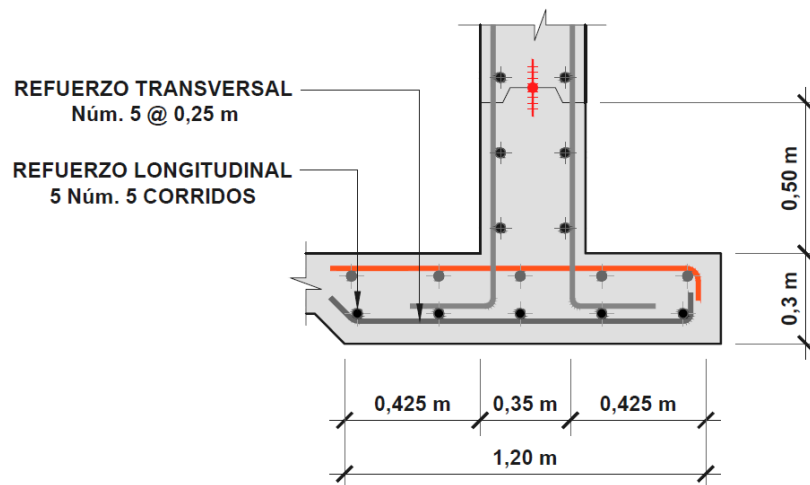
- Distribución de acero longitudinal, para el cimiento corrido.
 - En el sentido largo del cimiento, no existe flexión, por lo que solo requiere acero mínimo para la sección.
 - Asumiendo barras Núm. 5, en una doble cama, es decir será provisto sobre el acero transversal.

$$d_{c1} = 30 \text{ cm} - \left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right) - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} - 7,5 \text{ cm} = 20,12 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} * B * d_{c1} = \frac{14}{4\ 200} * 120 \text{ cm} * 20,12 \text{ cm} = 8,05 \text{ cm}^2$$

Usar el área de acero mínimo, para la sección longitudinal, $A_s = 8,05 \text{ cm}^2$ distribuido con barras de refuerzo, 5 longitudinales Núm. 5.

Figura 35. **Distribución de refuerzo en el cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

6.8.2. **Piso membrana para el tanque**

El piso membrana no tiene función estructural, solo retener el líquido dentro del tanque.

- Espesor mínimo del piso membrana se definirá con base en las restricciones
 - Utilizando barras de refuerzo Núm. 4:

$$t_{min} = 15 \text{ cm} + \left(\frac{1}{2} * 2,54 \text{ cm} \right) + 5 \text{ cm} = 21,27 \text{ cm} \cong 25,00 \text{ cm}$$

$$d_{piso} = 25,00 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{1}{2} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} = 19,37 \text{ cm}$$

Chequeo de cortante actuante y resistente para el piso membrana.

- Chequeo de cortante actuante por carga hidrostática, franja unitaria 1,00 m:

$$q_u = 1,30 * 1,70 * H_L * \gamma_w$$

$$q_u = 1,30 * 1,7 * 5 \text{ m} * 1 \text{ 100 kg/m}^3 = 12 \text{ 155,00 kg/m}^2$$

$$V_a = 12 \text{ 155,00 kg/m}^2 * 1 \text{ m}^2 = 12 \text{ 155,00 kg}.$$

- Cheque cortante resistente por el concreto:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * L_u * d_{piso}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 19,37 \text{ cm} = 14 \text{ 601,70 kg}$$

$$V_a \leq \phi V_c = 12 \text{ 155,00 kg} \leq 14 \text{ 601,70 kg}$$

El acero de refuerzo que se utilizará es el mínimo establecido por las restricciones para el elemento estructural.

- El acero mínimo para temperatura y contracción. Para juntas que superen luces de 15,00 m.

$$\frac{A_{st}}{bh} = 0,004 \rightarrow A_{st} = 0,004 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 10,00 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo mínimo en cada una de las caras de la cubierta:

$$A_{st} = \frac{1}{2} * 0,004 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 5,00 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo mínimo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3 y 7.12:

$$A_{s,min} = 0,0018bh = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 4,50 \text{ cm}^2$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3.2:

$$\text{Espaciamiento} = 2h = 2 * 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 7.12.2.2:

$$\text{Espaciamiento} = 5 * t_R = 5 * 25 \text{ cm} = 125 \text{ cm}$$

- El área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5):

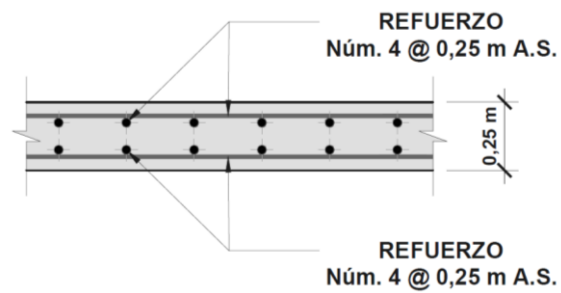
$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\ 200} * 100 * 19,37 \geq \frac{14}{4\ 200} * 100 * 19,37$$

$$A_{s,min} = 6,17\ cm^2 \geq 6,46\ cm^2$$

Para el piso membrana se utiliza acero de refuerzo Núm. 4 @ 0,25 m, en ambos sentidos. Colocado en la cara superior e inferior del piso.

Figura 36. **Distribución de refuerzo en el piso membrana**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

7. EJEMPLIFICACIÓN DE DISEÑO DE UN TANQUE CIRCULAR

7.1. Diseño de tanque circular (método PCA-C)

Se requiere diseñar un tanque de concreto reforzado para almacenamiento de agua potable. El tanque tendrá una geometría circular; estará semienterrado en el suelo y sin losa de cubierta.

El tanque tendrá una capacidad de contención de 804,25 m³; se necesita considerar la altura de revancha del líquido, para no generar derrame por los bordes de los muros.

7.2. Datos generales

Para el tanque se proponen las siguientes dimensiones del volumen del líquido contenido:

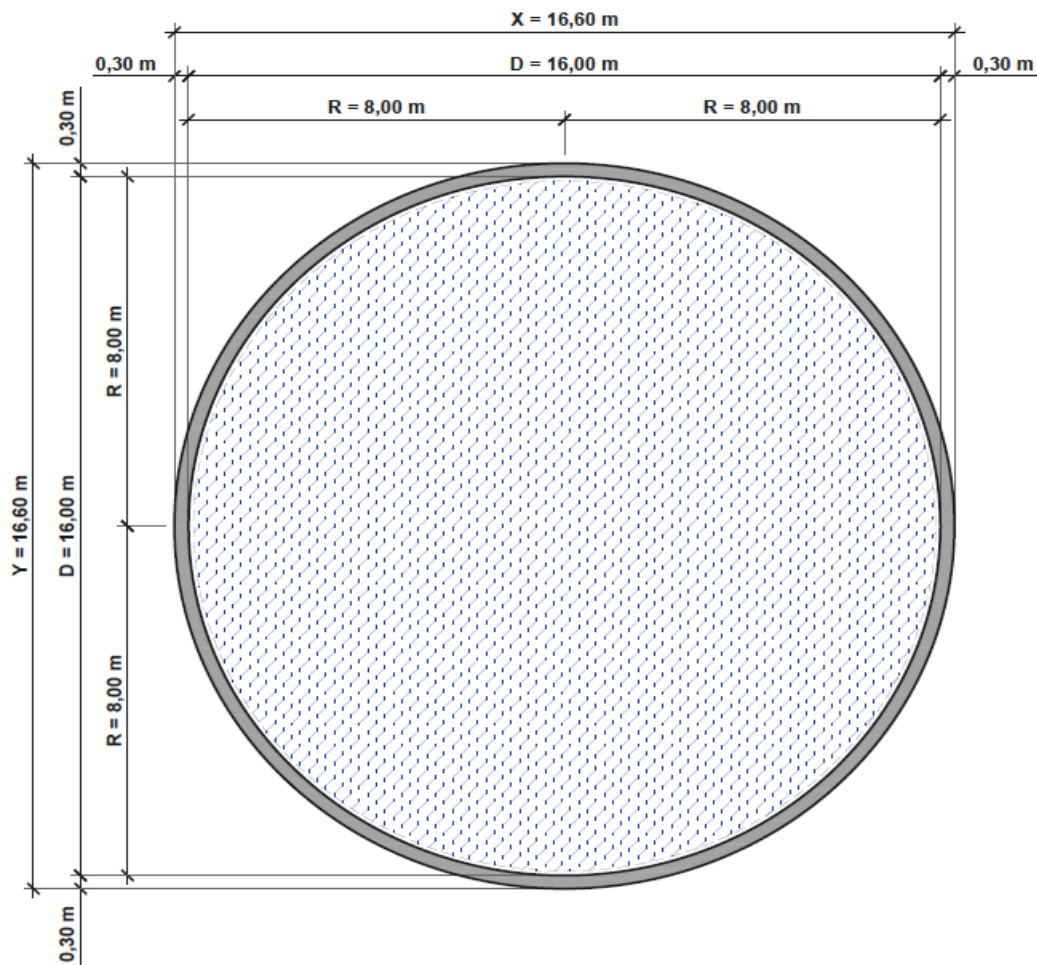
- Diámetro: $D = 16,00 \text{ m}$
- Radio: $R = 8,00 \text{ m}$
- Altura: $H_L = 4,00 \text{ m}$
- Espesor del muro: $t_w = 0,30 \text{ m}$

A continuación se detallan los datos básicos para el diseño del tanque superficial:

- Peso específico del agua potable: $\gamma_w = 1\,000 \text{ kg/m}^3$

- Capacidad soporte del suelo: $q = 14,00 \text{ Ton}/\text{m}^2$
- Altura del tirante del agua interna: $H_L = 4,00 \text{ m}$
- Propiedades del concreto:
 - Peso específico: $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg}/\text{m}^3$
 - Resistencia nominal: $f'_c = 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4\,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Figura 37. **Planta de tanque circular a diseñar**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Factor de importancia para tanques, (ver tabla XXV): $I = 1,00$
- Factor de modificación de respuesta:
 - Empotrado, simple apoyo, enterrado (ver tabla XXVI): $R_w = 2,75$
- Tipo de sismo esperado severo (ver sección 3.5.6.1): $K_d = 0,80$

El ajuste por intensidades sísmicas especiales se calcula con base en las ecuaciones (3-2) y (3-3).

- $$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (3-2)$$

$$S_{cs} = 1,50 * 1,00 * 1,00 = 1,50$$

- $$S_{1s} = S_{1r} * F_V * N_V \quad (3-3)$$

$$S_{1s} = 0,50 * 1,50 * 1,00 = 0,75$$

El espectro de sismo calibrado al nivel del diseño requerido se calcula con base en las ecuaciones (3-4) y (3-5), con el sismo de tipo severo seleccionado y el factor K_d correspondiente:

- $$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (3-4)$$

$$S_{cd} = 0,80 * 1,50 = 1,20$$

- $$S_{1d} = K_d * S_{1s} \quad (3-5)$$

$$S_{1d} = 0,80 * 0,75 = 0,60$$

7.4. Análisis sísmico del tanque

El análisis sísmico de los muros se hará en dirección de norte a sur. Este será el mismo en todas las direcciones debido a la geometría circular de los muros.

Las relaciones del tanque circular para establecer las tablas a utilizar se consideran con la relación siguiente:

- Relación tablas PCA-C: $H^2/Dt_w = 4^2/(16 * 0,3) = 3,33 \cong 3,00$
- Relación gráficos Housner: $D/H_L = 16,00/4,00 = 4,00$

7.4.1. Estimación de pesos

Para la determinación de los pesos se utilizan las ecuaciones Housner; para facilitar el método se usan las gráficas de razones para tanques circulares.

En el anexo 4 se encuentran la razón entre el diámetro y altura (D/H_L) versus las razones de masa convectiva e impulsiva y masa de agua (W_C/W_L) y (W_I/W_L). Ver gráfico en anexos.

El cálculo de los pesos de la masa de agua, masa convectiva y masa impulsiva se realiza con la misma metodología utilizada para el tanque rectangular.

- Se calcula la relación entre la longitud paralela a la dirección del análisis y la altura del tirante del líquido $D/H_L = 16,00/4,00 = 4,00$.
- Se evalúa en el anexo 4, $D/H_L = 4,00$ y se obtienen las razones:
 - Razón de masa convectiva: $W_C/W_L = 0,68$
 - Razón de masa impulsiva: $W_I/W_L = 0,29$

- Se estima el peso del agua contenida W_L .

$$W_L = \frac{\pi * D^2}{4 * 1\,000} * H_L * \gamma_w = \frac{\pi * (16\,m)^2}{4 * 1\,000\,kg/Ton} * 4\,m * 1\,000\,kg/m^3$$

$$W_L = 804,25\,Ton$$

- Al estimar el peso del agua contenida se pueden conocer los pesos respectivos de las masas convectivas e impulsivas.

- Peso de la masa convectiva: $W_C = 546,89\,Ton$

$$\frac{W_C}{W_L} = 0,68 \rightarrow W_C = 0,68 * W_L \rightarrow W_C = 0,68 * (804,25\,Ton)$$

$$W_C = 546,89\,Ton$$

- Peso de la masa impulsiva: $W_I = 233,23\,Ton$

$$\frac{W_I}{W_L} = 0,29 \rightarrow W_I = 0,29 * W_L \rightarrow W_I = 0,29 * (804,25\,Ton)$$

$$W_I = 233,23\,Ton$$

El peso de los muros y pisos se estiman con el predimensionamiento de los componentes de la estructura.

- Pesos de muros:

$$W_w = \left(\frac{\pi * D * H_M * t_w}{1\,000} \right) * \gamma_c = \left(\frac{\pi * 16\,m * 5,5\,m * 0,3\,m}{1\,000\,kg/Ton} \right) * 2\,400\,kg/m^3$$

$$W_w = 199,05\,Ton$$

- Peso del piso:

$$W_S = \left(\frac{\pi}{4} * D^2 * t_p \right) * \gamma_C = \left(\frac{\pi}{4} * (16 \text{ m})^2 * 0,3 \text{ m} \right) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_S = 144,76 \text{ Ton}$$

7.4.2. Alturas centroidales

Para el cálculo de las alturas centroidales donde actúan las masas convectiva h_C , e impulsiva h_I , se utiliza el anexo 5, donde se encuentran las razones entre el diámetro y altura (D/H_L) versus las razones de altura convectiva e impulsiva y altura del líquido (h_C/H_L) y (h_I/H_L).

- Se evalúa en el anexo 5, $D/H_L = 4,00$ y se obtienen las razones:
 - Razón de altura convectiva: $h_C/H_L = 0,54$
 - Razón de altura impulsiva: $h_I/H_L = 0,38$
- Después de establecer las razones, se calculan las alturas centroidales de la masa convectiva e impulsiva.

- Altura de la masa convectiva: $h_C = 2,16 \text{ m}$

$$\frac{h_C}{H_L} = 0,54 \rightarrow h_C = 0,54 * H_L \rightarrow h_C = 0,54 * (4,00 \text{ m})$$

$$h_C = 2,16 \text{ m}$$

- Altura de la masa impulsiva: $h_I = 1,52 \text{ m}$

$$\frac{h_I}{H_L} = 0,38 \rightarrow h_I = 0,38 * H_L \rightarrow h_I = 0,38 * (4,00 \text{ m})$$

$$h_I = 1,52 \text{ m}$$

Los periodos de vibración están asociados a la componente convectiva e impulsiva y se estiman de acuerdo con las expresiones detalladas a continuación:

7.4.3. Periodo de componente impulsiva

El periodo de vibración de la componente impulsiva, se estima con las expresiones.

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} \quad (7-1)$$

$$\omega_I = C_L \frac{12}{H_L} \sqrt{\frac{E_c}{\rho_c}} \quad (7-2)$$

$$C_L = 10C_w \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \quad (7-3)$$

Donde:

T_I = periodo de vibración de la componente impulsiva

ω_I = frecuencia angular de la componente impulsiva

C_L = coeficiente de masa impulsiva

H_L = altura del líquido interno. $H_L = 4,00 \text{ m}$

E_c = módulo de elasticidad del concreto. $E_c = 15\,100\sqrt{f'_c}$

ρ_c = masa de densidad del concreto. $\rho_c = \gamma_c/g$

R = radio del tanque circular. $R = 8,00 \text{ m}$

t_w = espesor del muro de concreto. $t_w = 30 \text{ cm}$

$C_w =$ coeficiente obtenido del anexo 7. $\frac{D}{H_L} = 4$; $C_w = 0,137$

El periodo de la componente impulsiva queda definido con la evaluación de las ecuaciones (7-1), (7-2) y (7-3).

- Se inicia calculando el coeficiente de la masa impulsiva con la ecuación (7-3):

$$C_L = 10C_w \sqrt{\frac{t_w}{10R}} = 10 * 0,137 * \sqrt{\frac{30 \text{ cm}}{10 * 8 \text{ m}}} = 0,265$$

- La frecuencia angular de la masa impulsiva se calcula con la ecuación (7-2):

$$\omega_I = C_L \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{E_c}{\rho_c}} = 0,265 * \frac{1}{4 \text{ m}} \sqrt{\frac{15 \ 100 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * (100 \text{ cm/1 m})^2}{2 \ 400 \text{ kg/m}^3 / 9,81 \text{ m/s}^2}}$$

$$\omega_I = 212,90 \text{ rad/s}$$

- El periodo de la componente impulsiva se define con las variables previamente calculadas y la ecuación (7-1):

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = \frac{2\pi}{212,90 \text{ rad/s}} = 0,0295 \text{ s}$$

7.4.4. Periodo de componente convectiva

El periodo de vibración de la componente convectiva se estima con la siguiente expresión y el anexo 6.

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D} \quad (7-4)$$

Donde:

T_c = periodo de vibración de la componente convectiva

D = diámetro del tanque circular

$\frac{2\pi}{\lambda}$ = definido con el anexo 6, que contiene las razones $2\pi/\lambda$ versus D/H_L

Conociendo la razón $D/H_L = 4,00$ se toma del anexo 6, el valor de $2\pi/\lambda = 0,68$ y se calcula el valor del periodo de la componente convectiva con la ecuación (7-4).

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D} = 0,68 * \sqrt{16,00 \text{ m}} = 2,72 \text{ s}$$

7.4.5. Altura de la revancha

La altura de la revancha deberá de ser considerada para que en el tanque circular no exista derrame del líquido contenido por los bordes del muro, al no tener una cubierta que lo evite.

$$d_{max} = \frac{S_{1d} * I}{1,4T_c} \left(\frac{D}{2}\right) \quad (7-5)$$

Donde:

d_{max} = altura de la revancha máxima

D = diámetro del tanque circular

S_{1d} = espectro calibrado para 1 s. $S_{1d} = 0,60$

I = factor de importancia. $I = 1,00$

T_c = periodo de componente convectiva

$$d_{max} = \frac{S_{1d} * I \left(\frac{D}{2}\right)}{1,4T_C} = \frac{0,60 * 1,00 \left(\frac{16 m}{2}\right)}{1,4 * 2,72 s} = 1,26 m$$

La altura de revancha disponible es igual $d_{dis} = H_M - H_L = 5,50 m - 4,00 m = 1,50 m$; es suficiente para la máxima esperada $d_{max} = 1,26 m$.

7.4.6. Cortante en la base

El cortante basal producido por la componente impulsiva y la convectiva se define como:

- Corte basal por componente impulsiva:

$$V_I = C_{SI}(W_W + W_R + W_I) \quad (7-6)$$

$$C_{SI} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_I}$$

- Corte basal por componente convectiva:

$$V_C = C_{SC}(W_C) \quad (7-7)$$

$$C_{SC} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_C}$$

Donde:

V_I = corte basal por componente impulsiva

V_C = corte basal por componente convectiva

S_{1d} = espectro calibrado para 1 s. $S_{1d} = 0,60$

S_{cd} = espectro calibrado corto. $S_{cd} = 1,20$

I = factor de importancia. $I = 1,00$

R = factor de modificación de respuesta. $R = 2,75$

T_I = periodo de componente impulsiva

T_c = periodo de componente convectiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo

C_{SC} = factor sísmico convectivo

El cortante en la base producido por la componente impulsiva se define con la ecuación (7-6):

$$C_{SI} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_I} = \frac{1,20 * 1,00}{2,75} \leq \frac{0,60 * 1,00}{2,75 * 0,0295} = 0,44 \leq 7,39.$$

El mínimo será igual al mayor a las siguientes condiciones:

$$C_{SI} \geq 0,14S_{cd} * I = 0,14 * 1,20 * 1,00 = 0,168$$

$$C_{SI} \geq \frac{S_{1c} * I}{R} = \frac{0,60 * 1,00}{2,75} = 0,218$$

Usar el coeficiente de las condiciones calculadas. $C_{SI} = 0,44$.

$$V_I = C_{SI}(W_W + W_R + W_I) = 0,44 * (199,05 + 0 + 233,23) \text{ Ton} = 190,20 \text{ Ton}$$

El cortante en la base producido por la componente convectiva se define con la ecuación (7-7):

$$C_{SC} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{RT_c} = \frac{1,20 * 1,00}{2,75} \leq \frac{0,60 * 1,00}{2,75 * 2,72} = 0,44 \leq 0,080$$

Usar el coeficiente menor. $C_{SC} = 0,080$.

$$V_C = C_{SC}(W_C) = 0,080 * (546,89 \text{ Ton}) = 43,75 \text{ Ton}$$

El cortante total en la base se define como:

$$V_T = \sqrt{V_I^2 + V_C^2} = \sqrt{(190,20)^2 + (43,75)^2} = 195,17 \text{ Ton}$$

7.4.7. Momento en la base

El momento en la base producido por la componente impulsiva y la convectiva se define como:

- Momento en la base por la componente impulsiva:

$$M_I = C_{SI}(W_W h_W + W_R h_R + W_I h_I) \quad (7-8)$$

- Momento en la base por la componente convectiva:

$$M_C = C_{SC}(W_C h_C) \quad (7-9)$$

Donde:

M_I = momento en la base por componente impulsiva

M_C = momento en la base por componente convectiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,44$

C_{SC} = factor sísmico convectivo. $C_{SI} = 0,080$

h_W = altura media de los muros. $h_W = 0,5 * 5,5 \text{ m}$

h_I = altura centroidal componente impulsiva. $h_I = 1,52 \text{ m}$

h_c = altura centroidal componente convectiva. $h_c = 2,16 \text{ m}$

W = pesos calculados en sección 7.4.1

El momento en la base producido por la componente impulsiva se define con la ecuación (7-8):

$$M_I = C_{SI}(W_W h_W + W_R h_R + W_I h_I)$$

$$M_I = 0,44 * (199,05 * 2,75 + 0 + 233,23 * 1,52) = 385,94 \text{ Ton} - m$$

El momento en la base producido por la componente convectiva se define con la ecuación (7-9):

$$M_C = C_{SC}(W_C h_C)$$

$$M_C = 0,080 * (546,89 \text{ Ton} * 2,16 \text{ m}) = 94,50 \text{ Ton} - m$$

El momento total en la base se define como:

$$M_T = \sqrt{M_I^2 + M_C^2} = \sqrt{(385,94)^2 + (94,50)^2} = 397,34 \text{ Ton} - m$$

7.4.8. Chequeo de estabilidad

Para garantizar la estabilidad de la estructura del tanque, se tendrán que hacer los chequeos de deslizamiento y volteo.

7.4.8.1. Chequeo por deslizamiento

- Se deberá de calcular el peso total del tanque.
 - Peso total de los muros: $W_W = 199,05 \text{ Ton}$

- Peso del piso: $W_S = 144,76 \text{ Ton}$
 - Peso total del líquido: $W_L = 804,25 \text{ Ton}$
 - Peso total del tanque y el contenido: $W_T = 1\,148,06 \text{ Ton}$
- El factor de deslizamiento se estimará en función de la siguiente ecuación:

$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V_T} \geq 1,50 \quad (7-10)$$

Donde:

F_d = factor de deslizamiento

W_T = peso total del tanque y el contenido

V_T = corte basal total. $V_T = 195,17 \text{ Ton}$

δ = coeficiente de fricción del concreto. $\delta = 0,50$

$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V_T} = \frac{0,50 * 1\,148,06 \text{ Ton}}{195,17 \text{ Ton}} = 2,94 \geq 1,5 \quad \text{Sí cumple}$$

7.4.8.2. Chequeo de volteo

- Se deberá establecer el momento resistente al volteo de la estructura.

$$M_R = \frac{W_T * D}{2} = \frac{1\,148,06 \text{ Ton} * 16,00 \text{ m}}{2} = 9\,184,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

- El factor de volteo se estimará en función de la siguiente ecuación:

$$F_V = \frac{M_R}{M_T} \geq 1,5 \quad (7-11)$$

Donde:

$F_V =$ factor de volteo

$M_T =$ momento total en la base. $M_T = 397,34 \text{ Ton} - m$

$M_R =$ momento resistente. $M_R = 9\,184,48 \text{ Ton}$

$$F_V = \frac{M_R}{M_T} = \frac{9\,184,48 \text{ Ton} - m}{397,34 \text{ Ton} - m} = 23,11 \geq 1,5 \quad \text{Sí cumple}$$

7.5. Diseño de los muros del tanque

El desarrollo del análisis se inicia con la condición de carga 1, que representará la situación donde el tanque está lleno del líquido y la resistencia del suelo es ignorada.

Para el análisis de los muros de este proyecto, se hace la analogía donde el borde superior está libre y el borde inferior empotrado.

7.5.1. Análisis de fuerzas

El análisis de fuerzas tendrá que incluir la fuerza de inercia del muro, fuerzas hidrodinámicas y fuerza hidrostática.

- Fuerza de inercia: la fuerza de inercia sobre los muros, se estimará con la ecuación (7-12).

$$P_{FW} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_M = C_{SI} W_M \quad (7-12)$$

Donde:

$P_{FW} =$ fuerza de inercia del muro A y B

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,44$

W_M = peso total del muro

$$P_{FW} = C_{SI}W_M = 0,44 * 199,05 \text{ Ton} = 87,58 \text{ Ton}$$

- Fuerza impulsiva: la fuerza impulsiva sobre los muros, se estimará con la ecuación (7-13).

$$P_{FI} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_I = C_{SI}W_I \quad (7-13)$$

Donde:

P_{FI} = fuerza impulsiva

C_{SI} = factor sísmico impulsivo. $C_{SI} = 0,44$

W_I = peso de la componente impulsiva. $W_I = 233,23 \text{ Ton}$

$$P_{FI} = C_{SI}W_I = 0,44 * 233,23 \text{ Ton} = 102,62 \text{ Ton}$$

- Fuerza convectiva: la fuerza convectiva sobre los muros, se estimará con la ecuación (7-14).

$$P_{FC} = \frac{S_{cd} * I}{R} W_C = C_{SC}W_C \quad (7-14)$$

Donde:

P_{FC} = fuerza convectiva

C_{SC} = factor sísmico convectivo. $C_{SC} = 0,080$

W_C = peso de la componente convectiva. $W_C = 546,89 \text{ Ton}$

$$P_{FC} = C_{SC}W_C = 0,080 * 546,89 \text{ Ton} = 43,75 \text{ Ton}$$

7.5.2. Análisis de presiones

Para realizar el análisis de presiones se tendrán que distribuir las fuerzas a lo largo del muro circular, con los coeficientes de distribución para cada componente, como se muestran a continuación:

- Presión por fuerza impulsiva a una altura “y”. $0 \leq y \leq H_L$.

$$P_{Iy} = P_I * \frac{[4H_L - 6h_I] - [(6H_L - 12h_I) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_I * F_{Iy} \quad (7-15)$$

$$P_I = \frac{2 * P_{FI} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{\pi R} \text{Cos}\theta \quad (7-15a)$$

- Presión por fuerza convectiva a una altura “y”. $0 \leq y \leq H_L$.

$$P_{Cy} = P_C * \frac{[4H_L - 6h_C] - [(6H_L - 12h_C) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_C * F_{Cy} \quad (7-16)$$

$$P_C = \frac{16 * P_{FC} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{9\pi R} \text{Cos}\theta \quad (7-16a)$$

Donde:

P_I = presión por fuerza impulsiva

P_C = presión por fuerza convectiva

y = altura donde se estima la presión. $0 \leq y \leq H_L$

H_L = altura del líquido contenido. $H_L = 4,00 \text{ m}$

h_I = altura centroidal componente impulsiva. $h_I = 1,52 \text{ m}$

h_C = altura centroidal componente convectiva. $h_C = 2,16 \text{ m}$

R = radio del tanque circular. $R = 8,00 \text{ m}$

F_{Iy} = factor de distribución de presión impulsivo

F_{Cy} = factor de distribución de presión convectivo

$\cos\theta$ = usar el un ángulo igual $\theta = 0$, que es el mayor

- Para el cálculo de la presión impulsiva a diferentes alturas y , se tabularán los resultados en la tabla LXVII, con base en la ecuación (7-15) y (7-15a).

$$P_I = \frac{2 * 102,62 \text{ Ton} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{\pi * 8,00 \text{ m}} \cos(0) = 8\,166,24 \text{ kg/m}$$

$$P_{Iy} = P_I * \frac{[4H_L - 6h_I] - [(6H_L - 12h_I) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_I * F_{Iy} = \text{kg/m}^2$$

$$F_{Iy} = \frac{[4 * 4 \text{ m} - 6 * 1,52 \text{ m}] - [(6 * 4 \text{ m} - 12 * 1,52 \text{ m}) * y/4 \text{ m}]}{2(4,00 \text{ m})^2}$$

Tabla LXVII. Resultado de presión impulsiva en tanque circular

		PRESIÓN IMPULSIVA				Presión impulsiva
		%y	y	F_{Iy}	P_{FI}	
MURO CIRCULAR	SUPERIOR		4,00 m	0,0350 /m	8 166,24 kg/m	285,82 kg/m ²
		0,90 y	3,60 m	0,0530 /m	8 166,24 kg/m	432,81 kg/m ²
		0,80 y	3,20 m	0,0710 /m	8 166,24 kg/m	579,80 kg/m ²
		0,70 y	2,80 m	0,0890 /m	8 166,24 kg/m	726,80 kg/m ²
		0,60 y	2,40 m	0,1070 /m	8 166,24 kg/m	873,79 kg/m ²
		0,50 y	2,00 m	0,1250 /m	8 166,24 kg/m	1 020,78 kg/m ²
		0,40 y	1,60 m	0,1430 /m	8 166,24 kg/m	1 167,77 kg/m ²
		0,30 y	1,20 m	0,1610 /m	8 166,24 kg/m	1 314,76 kg/m ²
		0,20 y	0,80 m	0,1790 /m	8 166,24 kg/m	1 461,76 kg/m ²
		0,10 y	0,40 m	0,1970 /m	8 166,24 kg/m	1 608,75 kg/m ²
	FONDO		0,00 m	0,2150 /m	8 166,24 kg/m	1 755,74 kg/m ²

Fuente: elaboración propia, con cálculos de la ecuación (7-15) y (7-15a).

Los valores de presión están evaluados en los siguientes rangos. $0 \leq y \leq 4,00 \text{ m}$. A intervalos consecutivos distribuidos en $y = 10 \% * H_L$.

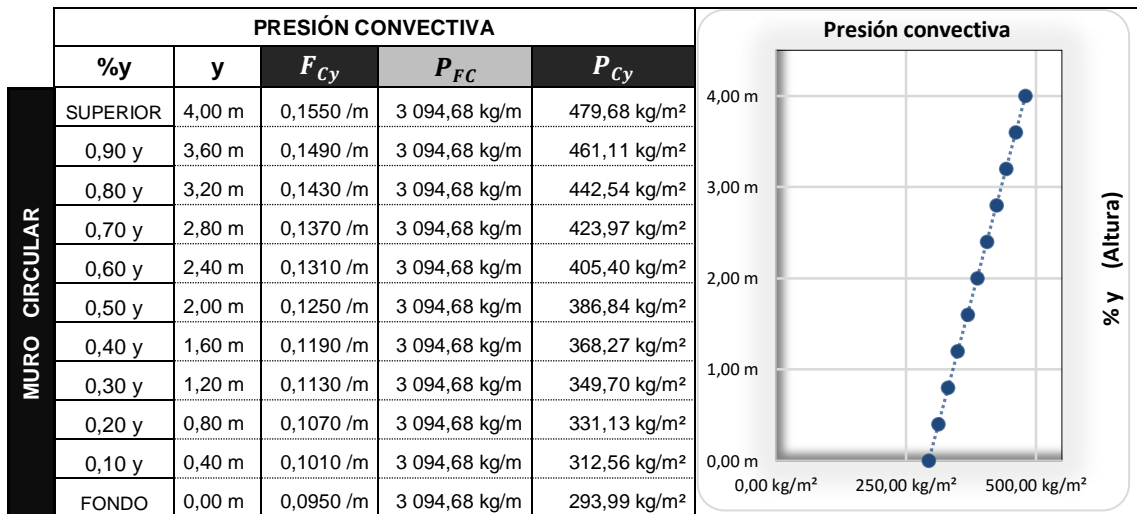
- Para el cálculo de la presión convectiva a diferentes alturas y , se tabularán los resultados en la tabla LXVIII, con base en la ecuación (7-16) y (7-16a).

$$P_I = \frac{16 * 43,75 \text{ Ton} * 1\,000 \text{ (kg/Ton)}}{9 * \pi * 8,00 \text{ m}} \cos(0) = 3\,094,68 \text{ kg/m.}$$

$$P_{Cy} = P_C * \frac{[4H_L - 6h_C] - [(6H_L - 12h_C) * y/H_L]}{2H_L^2} = P_C * F_{Cy}$$

$$F_{Iy} = \frac{[4 * 4 \text{ m} - 6 * 2,16 \text{ m}] - [(6 * 4 \text{ m} - 12 * 2,16 \text{ m}) * y/4 \text{ m}]}{2(4,00 \text{ m})^2}$$

Tabla LXVIII. **Resultado de presión convectiva en tanque circular**



Fuente: elaboración propia, con cálculos de la ecuación (7-16) y (7-16a).

- Presión por fuerza de inercia:

$$P_W = \frac{P_{FW} * 1\,000(kg/Ton)}{2 * H_W * \pi * R} \quad (7-17)$$

Donde:

P_W = presión por fuerza de inercia del muro

P_{FW} = fuerza de inercia del muro

R = radio del tanque circular. $R = 8,00\ m$

H_W = altura del muro. $H_W = 5,50\ m$

$$P_W = \frac{87,58\ Ton * 1\,000(kg/Ton)}{2 * 5,5\ m * \pi * 8\ m} = 316,79\ kg/m^2$$

- Presión por fuerza hidrostática:

$$P_A = \gamma_w * H_L \quad (7-18)$$

Donde:

P_A = presión por fuerza hidrostática del contenido

H_L = altura del líquido contenido

γ_w = altura del líquido contenido

$$P_A = \gamma_w * H_L = 1\,000\ kg/m^3 * 4\ m = 4\,000,00\ kg/m^2$$

7.5.3. Análisis de los muros

Los momentos y cortantes debido a la presión hidrostática, impulsiva, convectiva y de inercia del muro, se determinan con el método de distribución de

la Portland Cement Association (PCA), en el manual *Circular concrete tanks without prestressing*. En el que se podrán encontrar los coeficientes para distribución de momentos y cortantes a lo largo del muro. En sus anexos presentan las distintas condiciones a las que podrán ser sometidos los muros del tanque. Se deberá de calcular la razón entre la altura del líquido y el producto entre el diámetro del tanque y espesor del muro:

$$\frac{H^2}{Dt_w} = \frac{(4 \text{ m})^2}{16 \text{ m} * 0,30 \text{ m}} = 3,33 \cong 3,00$$


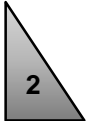

Las razones H^2/Dt_w , sirven para establecer las tablas a utilizar, disponibles en el manual PCA-C. La analogía que se realiza sobre los muros del tanque circular es; el borde superior está libre y el inferior empotrado. Estas condiciones establecen que las tablas a utilizar serán de A-1 a A-4 para tensión anular y momentos y la tabla A-12 para cortantes.

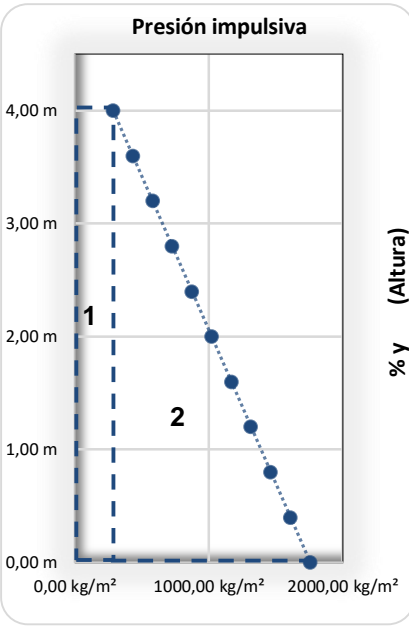
Para realizar el análisis de las presiones sísmicas se descomponen en formas básicas, es decir, rectangulares y triangulares a lo largo de la altura del muro. Esto permite utilizar los coeficientes PCA-C en sus manuales.

7.5.3.1. Descomposición de presión impulsiva

La componente impulsiva se divide en las presiones esquematizadas en la tabla LXIX, donde a la presión uniforme P_{RIy} , se le suma una carga triangular P_{TIy} , generando la carga de presión P_{Iy} , calculada mediante la ecuación (7-15). La cual no puede ser evaluada directamente en las tablas de distribución de tensiones anulares y momentos, al no existir un caso para esa distribución de presión impulsiva.

Tabla LXIX. Descomposición de presión impulsiva en tanque circular

DESCOMPOSICIÓN DE PRESIÓN IMPULSIVA						
%y	y	P_{RIy}	P_{TIy}	P_{Iy}		
DISTRIBUCIÓN IDEALIZADA			+		=	
MURO CIRCULAR	SUP.	4,00 m	285,82 kg/m ²	0,00 kg/m ²	285,82 kg/m ²	
	0,90 y	3,60 m	285,82 kg/m ²	146,99 kg/m ²	432,81 kg/m ²	
	0,80 y	3,20 m	285,82 kg/m ²	293,98 kg/m ²	579,80 kg/m ²	
	0,70 y	2,80 m	285,82 kg/m ²	440,98 kg/m ²	726,80 kg/m ²	
	0,60 y	2,40 m	285,82 kg/m ²	587,97 kg/m ²	873,79 kg/m ²	
	0,50 y	2,00 m	285,82 kg/m ²	734,96 kg/m ²	1 020,78 kg/m ²	
	0,40 y	1,60 m	285,82 kg/m ²	881,95 kg/m ²	1 167,77 kg/m ²	
	0,30 y	1,20 m	285,82 kg/m ²	1 028,95 kg/m ²	1 314,76 kg/m ²	
	0,20 y	0,80 m	285,82 kg/m ²	1 175,94 kg/m ²	1 461,76 kg/m ²	
	0,10 y	0,40 m	285,82 kg/m ²	1 322,93 kg/m ²	1 608,75 kg/m ²	
	FON.	0,00 m	285,82 kg/m ²	1 469,92 kg/m ²	1 755,74 kg/m ²	



- Donde


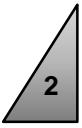

- P_{RIy} = presión impulsiva con distribución rectangular, en el borde superior. corresponde al menor de los valores obtenidos.
- P_{TIy} = presión impulsiva con distribución triangular. $P_{TIy} = P_{Iy} - P_{RIy}$
- P_{Iy} = presión impulsiva calculada en tabla LXVII.

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

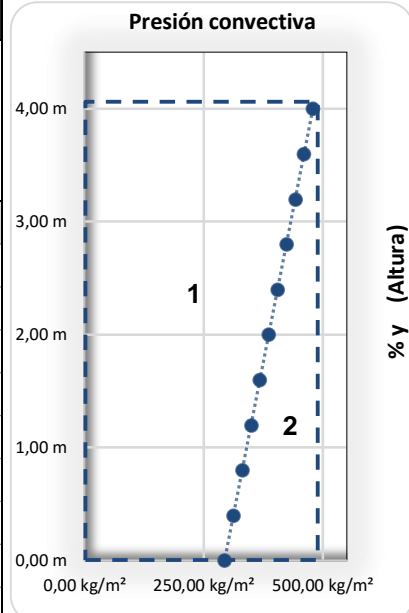
7.5.3.2. Descomposición de presión convectivas

La componente convectiva se divide en las presiones esquematizadas en la tabla LXX, donde a la presión uniforme P_{RCy} , se le resta una carga triangular P_{TCy} , generando la carga de presión P_{Cy} , calculada mediante la ecuación (7-16). La cual no puede ser evaluada directamente en las tablas de distribución de tensión anular y momentos, al no existir un caso para esa distribución de presión convectiva.

Tabla LXX. Descomposición de presión convectiva en tanque circular

DESCOMPOSICIÓN DE PRESIÓN CONVECTIVA				
%y	y	P_{RCy}	P_{TCy}	P_{Cy}
DISTRIBUCIÓN IDEALIZADA				
SUP.	4,00 m	479,68 kg/m ²	0,00 kg/m ²	479,68 kg/m ²
0,90 y	3,60 m	479,68 kg/m ²	-18,57 kg/m ²	461,11 kg/m ²
0,80 y	3,20 m	479,68 kg/m ²	-37,14 kg/m ²	442,54 kg/m ²
0,70 y	2,80 m	479,68 kg/m ²	-55,70 kg/m ²	423,97 kg/m ²
0,60 y	2,40 m	479,68 kg/m ²	-74,27 kg/m ²	405,40 kg/m ²
0,50 y	2,00 m	479,68 kg/m ²	-92,84 kg/m ²	386,84 kg/m ²
0,40 y	1,60 m	479,68 kg/m ²	-111,41 kg/m ²	368,27 kg/m ²
0,30 y	1,20 m	479,68 kg/m ²	-129,98 kg/m ²	349,70 kg/m ²
0,20 y	0,80 m	479,68 kg/m ²	-148,54 kg/m ²	331,13 kg/m ²
0,10 y	0,40 m	479,68 kg/m ²	-167,11 kg/m ²	312,56 kg/m ²
FON.	0,00 m	479,68 kg/m ²	-185,68 kg/m ²	293,99 kg/m ²

MURO CIRCULAR



- Donde

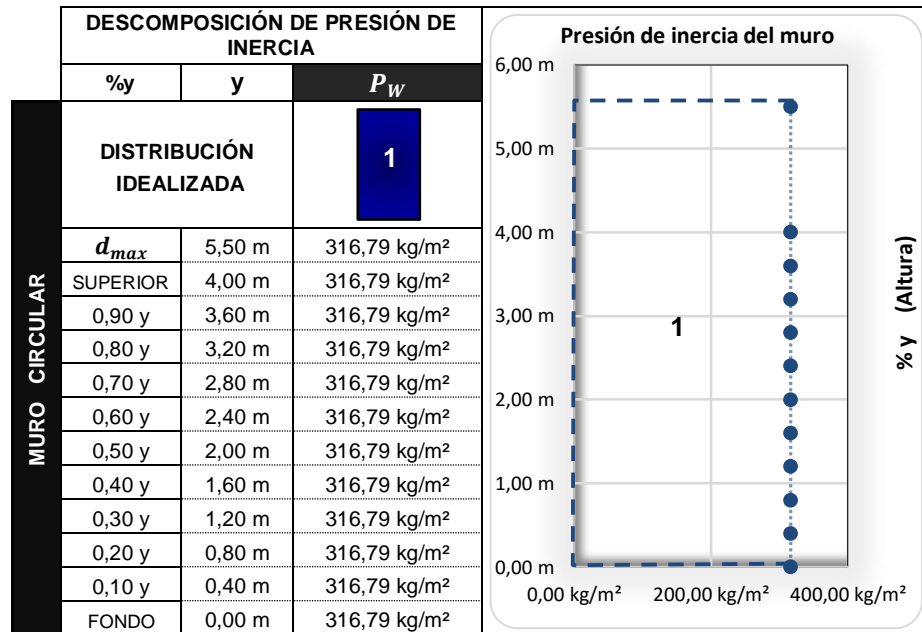
- P_{RCy} = presión convectiva con distribución rectangular, en el borde superior corresponde al mayor de los valores obtenidos.
- P_{TCy} = presión convectiva con distribución triangular. $P_{TCy} = P_{Cy} - P_{RCy}$.
- P_{Cy} = presión convectiva calculada en tabla LXVIII.

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

7.5.3.3. Descomposición de presión de inercia del muro

La presión de inercia del muro está distribuida uniformemente, por lo que no necesita descomposición, al existir coeficientes de tensión anular y momentos para este tipo de presiones.

Tabla LXXI. Presión de inercia del muro en tanque circular



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

7.5.4. Distribución de tensiones anulares y momentos

La tensión anular será la producida en sentido horizontal del muro circular, y los momentos serán en sentido vertical. Para el cálculo se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$T_y = T_y \text{ coef.} * P * R \quad (7-19)$$

$$M_x = M_x \text{ coef.} * P * H_L^2 \quad (7-20)$$

Donde:

T_y = tensión anular en dirección "y"

M_x = momento en dirección del lado "x"

P = presión analizada en $P = kg/m^2$

R = radio del tanque circular

H_L = altura del líquido

Para el cálculo de cortante en la base del muro del tanque circular, se utiliza la siguiente ecuación.

$$V_T = C_s \text{ Coef.} * P * H_L \quad (7-21)$$

$$V_R = C_s \text{ Coef.} * P * H_L \quad (7-22)$$

Donde:

V_T = cortante por presión triangular

V_R = cortante por presión rectangular

C_s = coeficiente de cortante en el muro circular

P = presión analizada en $P = kg/m^2$

H_L = altura del líquido

Tabla LXXII. Tensión anular en muro circular (tabla A-1)

BASE EMPOTRADA – BORDE SUPERIOR LIBRE		DISTRIBUCIÓN: TRIANGULAR								
$\frac{H_L^2}{Dt_w}$	Coeficientes en un punto									
	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H
0,40	0,149	0,134	0,120	0,101	0,082	0,066	0,049	0,029	0,014	0,004
0,80	0,263	0,239	0,215	0,190	0,160	0,130	0,096	0,063	0,034	0,010
1,20	0,283	0,271	0,254	0,234	0,209	0,180	0,142	0,099	0,054	0,016
1,60	0,265	0,268	0,268	0,266	0,250	0,226	0,185	0,134	0,075	0,023
2,00	0,234	0,251	0,273	0,285	0,285	0,274	0,232	0,172	0,104	0,031
3,00	0,134	0,203	0,267	0,322	0,357	0,362	0,330	0,262	0,157	0,052
4,00	0,067	0,164	0,256	0,339	0,403	0,429	0,409	0,334	0,210	0,073
5,00	0,025	0,137	0,245	0,346	0,428	0,477	0,469	0,398	0,259	0,092

Continuación de la tabla LXXII.

6,00	0,018	0,119	0,234	0,344	0,441	0,504	0,514	0,447	0,301	0,112
8,00	-0,011	0,104	0,218	0,335	0,443	0,534	0,575	0,530	0,381	0,151
10,00	-0,011	0,098	0,208	0,323	0,437	0,542	0,608	0,580	0,440	0,179
12,00	-0,005	0,097	0,202	0,312	0,429	0,543	0,628	0,633	0,494	0,211
14,00	-0,002	0,098	0,200	0,306	0,420	0,539	0,639	0,666	0,541	0,241
16,00	0,000	0,099	0,199	0,304	0,412	0,531	0,641	0,687	0,582	0,265

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Prestressing. *Coefficientes de tensión anular $T_{Coef.}$* .
Apéndice A, Tabla A-1. p. A-2.

Tabla LXXIII. **Momentos en el muro circular (tabla A-2)**

BASE EMPOTRADA – BORDE SUPERIOR LIBRE		DISTRIBUCIÓN: TRIANGULAR								
$\frac{H_L^2}{Dt_w}$	Coeficientes en un punto									
	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
0,40	0,0005	0,0014	0,0021	0,0007	-0,0042	-0,0150	-0,0302	-0,0529	-0,0616	-0,1205
0,80	0,0011	0,0037	0,0063	0,0080	0,0070	0,0023	-0,0068	-0,0224	-0,0465	-0,0795
1,20	0,0012	0,0042	0,0077	0,0103	0,0112	0,0090	0,0022	-0,0108	-0,0311	-0,0602
1,60	0,0011	0,0041	0,0075	0,0107	0,0121	0,0111	0,0058	-0,0051	-0,0232	-0,0505
2,00	0,0010	0,0035	0,0068	0,0990	0,0120	0,0115	0,0075	-0,0021	-0,0185	-0,0436
3,00	0,0006	0,0024	0,0047	0,0071	0,0090	0,0097	0,0077	0,0012	-0,0119	-0,0333
4,00	0,0003	0,0015	0,0028	0,0047	0,0660	0,0077	0,0069	0,0023	-0,0080	-0,0268
5,00	0,0002	0,0008	0,0016	0,0029	0,0046	0,0059	0,0059	0,0028	-0,0058	-0,0222
6,00	0,0001	0,0003	0,0008	0,0019	0,0032	0,0046	0,0051	0,0029	-0,0041	-0,0187
8,00	0,0000	0,0001	0,0002	0,0008	0,0016	0,0028	0,0038	0,0029	-0,0022	-0,0146
10,00	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004	0,0007	0,0019	0,0029	0,0028	-0,0012	-0,0122
12,00	0,0000	0,0000	0,0001	0,0002	0,0003	0,0013	0,0023	0,0026	-0,0005	-0,0104
14,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0008	0,0019	0,0023	-0,0001	-0,0900
16,00	0,0000	0,0000	-0,0001	-0,0002	-0,0001	0,0004	0,0013	0,0019	0,0001	-0,0079

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Prestressing. *Coefficientes de momentos verticales $M_{Coef.}$* .
Apéndice A, Tabla A-2. p. A-2.

Tabla LXXIV. **Tensión anular en muro circular (tabla A-3)**

BASE EMPOTRADA – BORDE SUPERIOR LIBRE		DISTRIBUCIÓN: RECTANGULAR								
$\frac{H_L^2}{Dt_w}$	Coeficientes en un punto									
	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H
0,40	0,582	0,505	0,431	0,353	0,277	0,206	0,145	0,092	0,046	0,013
0,80	1,052	0,921	0,796	0,669	0,542	0,415	0,289	0,179	0,089	0,024
1,20	1,218	1,078	0,946	0,808	0,665	0,519	0,378	0,246	0,127	0,034
1,60	1,257	1,141	1,009	0,881	0,742	0,600	0,449	0,294	0,153	0,045
2,00	1,253	1,144	1,041	0,929	0,806	0,667	0,514	0,345	0,186	0,055
3,00	1,160	1,112	1,061	0,998	0,912	0,796	0,646	0,459	0,258	0,081
4,00	1,085	1,073	1,057	1,029	0,977	0,867	0,746	0,553	0,322	0,105
5,00	1,037	1,044	1,047	1,042	1,015	0,949	0,825	0,629	0,379	0,128
6,00	1,010	1,024	1,038	1,045	1,034	0,966	0,879	0,694	0,430	0,149
8,00	0,989	1,005	1,022	1,036	1,044	1,026	0,953	0,788	0,519	0,189
10,00	0,989	0,998	1,010	1,023	1,039	1,040	0,996	0,859	0,591	0,226
12,00	0,994	0,997	1,003	1,014	1,031	1,043	1,022	0,911	0,652	0,262
14,00	0,997	0,998	1,000	1,007	1,022	1,040	1,035	0,949	0,705	0,294
16,00	1,000	0,999	0,999	1,003	1,015	1,032	1,040	0,975	0,750	0,321

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Prestressing. *Coeficientes de tensión anular T_{Coef} .*

Apéndice A, Tabla A-3. p. A-3.

Tabla LXXV. **Momento en el muro circular (tabla A-4)**

BASE EMPOTRADA – BORDE SUPERIOR LIBRE		DISTRIBUCIÓN: RECTANGULAR								
$\frac{H_L^2}{Dt_w}$	Coeficientes en un punto									
	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
0,40	-0,0023	-0,0093	-0,0227	-0,0439	-0,0710	-0,1018	-0,1455	-0,2000	-0,2593	-0,3310
0,80	0,0000	-0,0006	-0,0025	-0,0083	-0,0185	-0,0362	-0,0594	-0,0917	-0,1325	-0,1835
1,20	0,0008	0,0026	0,0037	0,0029	-0,0009	-0,0890	-0,0227	-0,0468	-0,0815	-0,1178
1,60	0,0011	0,0036	0,0062	0,0077	0,0068	0,0011	-0,0093	-0,0267	-0,0529	-0,0876
2,00	0,0010	0,0036	0,0066	0,0088	0,0089	0,0059	-0,0019	-0,0167	-0,0389	-0,0719
3,00	0,0007	0,0026	0,0051	0,0074	0,0091	0,0083	0,0042	-0,0053	-0,0223	-0,0483

Continuación de la tabla LXXV.

4,00	0,0004	0,0015	0,0033	0,0052	0,0068	0,0075	0,0053	-0,0013	-0,0145	-0,0365
5,00	0,0002	0,0008	0,0019	0,0035	0,0051	0,0061	0,0052	0,0007	-0,0101	-0,0293
6,00	0,0001	0,0004	0,0011	0,0022	0,0036	0,0049	0,0048	0,0017	-0,0073	-0,0242
8,00	0,0000	0,0001	0,0003	0,0008	0,0018	0,0031	0,0038	0,0024	-0,0040	-0,0184
10,00	0,0000	-0,0001	0,0000	0,0002	0,0009	0,0021	0,0030	0,0026	-0,0022	-0,0147
12,00	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0004	0,0014	0,0024	0,0022	-0,0012	-0,0123
14,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0010	0,0018	0,0021	-0,0007	-0,0105
16,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0001	0,0006	0,0012	0,0020	-0,0005	-0,0091

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Prestressing. *Coefficientes de momentos verticales*
 $M_{Coef.}$. Apéndice A, Tabla A-4. p. A-3.

Tabla LXXVI. **Cortante en la base del muro circular (tabla A-12)**

$\frac{H_L^2}{Dt_w}$	Coeficientes de cortantes			
	PRESIÓN TRIANGULAR BASE EMPOTRADA	PRESIÓN RECTANGULAR BASE EMPOTRADA	PRESIÓN TRIANGULAR O RECTANGULAR BASE ARTICULADA	MOMENTO
0,40	0,439	0,755	0,245	-1,580
0,80	0,374	0,552	0,234	-1,750
1,20	0,339	0,460	0,220	-2,000
1,60	0,317	0,407	0,204	-2,280
2,00	0,299	0,370	0,189	-2,570
3,00	0,262	0,310	0,158	-3,180
4,00	0,236	0,271	0,137	-3,680
5,00	0,213	0,243	0,121	-4,100
6,00	0,197	0,222	0,110	-4,490
8,00	0,174	0,193	0,096	-5,180
10,00	0,158	0,172	0,087	-5,810
12,00	0,145	0,158	0,079	-6,360
14,00	0,135	0,147	0,073	-6,880
16,00	0,127	0,137	0,068	-7,360

Fuente: Circular Concrete Tanks Without Prestressing. *Coefficientes de cortante C_s* . Apéndice A,
 Tabla A-12. p. A-9.

El chequeo de cortantes se realizará para las siguientes componentes en función de la distribución de carga 1.

- Chequeo del cortante resistente por el concreto.

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (7-23)$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia. $\phi = 0,85$

b_w = franja unitaria de concreto. $b_w = 100 \text{ cm/m}$

f'_c = resistencia nominal del concreto. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

d = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el eje neutro del refuerzo a tensión

$$d = t_w - \text{Recubrimiento} - \frac{d_b}{2} = 30 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{6}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} = 24,05 \text{ cm}$$

El cortante resistente por el concreto tendrá que ser superior al último estimado con cada presión.

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 24,05 \text{ cm} = 18\,129,63 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante producido por las presiones hidrodinámicas.
 - Cortante en la base por presión impulsiva:

- Presión triangular:

$$V_T = C_S * P_{Tly} * H_L = 0,262 * \frac{1\,469,92\text{ kg}}{m^2} * 4\text{ m}$$

$$V_T = 1\,540,48\text{ kg}$$

- Presión rectangular:

$$V_R = C_S * P_{Rly} * H_L = 0,31 * \frac{285,82\text{ kg}}{m^2} * 4\text{ m} = 354,42\text{ kg}$$

- Presión total impulsiva:

$$V_I = 1\,540,48\text{ kg} + 354,42\text{ kg} = 1\,894,90\text{ kg}$$

- Cortante en la base por presión convectiva:

- Presión triangular:

$$V_T = C_S * P_{Tly} * H_L = 0,262 * -\frac{185,68\text{ kg}}{m^2} * 4\text{ m}$$

$$V_T = -194,59\text{ kg}$$

- Presión rectangular:

$$V_R = C_S * P_{Rly} * H_L = 0,31 * 479,68\text{ kg}/m^2 * 4\text{ m} = 594,80\text{ kg}$$

- Presión total convectiva:

$$V_C = -194,59\text{ kg} + 594,80\text{ kg} = 400,21\text{ kg}$$

- Cortante en la base del muro total:

$$V_t = \sqrt{V_I^2 + V_C^2} = \sqrt{(1\,894,90)^2 + (400,21)^2} = 1\,936,70\text{ kg}$$

- Cálculo del cortante producido por la presión hidrostática:

- Cortante en la base por presión hidrostática:

- Presión triangular:

$$V_A = C_s * P_A * H_L = 0,262 * 4\,000,00 \text{ kg/m}^2 * 4 \text{ m}$$

$$V_A = 4\,192,00 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante último en la base del muro:

$$V_u = 1,30(1,7V_A + 1,0V_t)$$

$$V_u = 1,30(1,7 * 4\,192,00 \text{ kg} + 1,0 * 1\,936,70 \text{ kg}) = 11\,782,03 \text{ kg}$$

- Chequeo del cortante último en la base del muro:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$11\,783,03 \text{ kg} \leq 18\,129,63 \text{ kg}$$

El cálculo de la tensión anular y momentos verticales se realiza con las ecuaciones (7-19) y (7-20) y se tabulan a continuación:

Tabla LXXVII. Tensión anular y momentos presión impulsiva

PRESIÓN kg/m^2											
	Presión rectangular:					Presión triangular:					
	Superior: $P_{RIy} = 285,82 \text{ kg/m}^2$					Superior: $P_{TIy} = 0,00 \text{ kg/m}^2$					
Fondo: $P_{RIy} = 285,82 \text{ kg/m}^2$					Fondo: $P_{TIy} = 1\,469,92 \text{ kg/m}^2$						
$H_L = 4 \text{ m}$ $R = 8 \text{ m}$	• Tensión anular "y": $T_{(IRy, ITy)} = Coef * P * R$					• Momentos en "x": $M_{(IRx, ITx)} = Coef * P * H_L^2$					
	T_I, M_I	Rectangular		Triangular		T_I	Rectangular		Triangular		M_I
Coef.		T_{IRy}	Coef.	T_{ITy}	$T_{IRy} + T_{ITy}$	Coef.	M_{IRx}	Coef.	M_{ITx}	$M_{IRx} + M_{ITx}$	
SUP.	1,160	2 652,39	0,134	1 575,76	4 228,15 kg/m	0	0,00	0	0,00	0,00 kg-m	
0,10 H	1,112	2 542,64	0,203	2 387,16	4 929,80 kg/m	0,0007	3,20	0,0006	14,11	17,31 kg-m	
0,20 H	1,061	2 426,03	0,267	3 139,76	5 565,78 kg/m	0,0026	11,89	0,0024	56,45	68,34 kg-m	
0,30 H	0,998	2 281,97	0,322	3 786,52	6 068,50 kg/m	0,0051	23,32	0,0047	110,54	133,86 kg-m	
0,40 H	0,912	2 085,33	0,357	4 198,10	6 283,43 kg/m	0,0074	33,84	0,0071	166,98	200,82 kg-m	
0,50 H	0,796	1 820,09	0,362	4 256,90	6 076,99 kg/m	0,0091	41,62	0,0090	211,67	253,28 kg-m	
0,60 H	0,646	1 477,11	0,330	3 880,60	5 357,71 kg/m	0,0083	37,96	0,0097	228,13	266,09 kg-m	
0,70 H	0,459	1 049,53	0,262	3 080,96	4 130,48 kg/m	0,0042	19,21	0,0077	181,09	200,30 kg-m	
0,80 H	0,258	589,93	0,157	1 846,22	2 436,15 kg/m	-0,0053	-24,24	0,0012	28,22	3,99 kg-m	
0,90 H	0,081	185,21	0,052	611,49	796,70 kg/m	-0,0223	-101,98	-0,0119	-279,87	-381,85 kg-m	
FON.	0	0,00	0	0,00	0,00 kg/m	-0,0483	-220,88	-0,0333	-783,18	-1 004,06 kg-m	
Resultante impulsiva	T_I, M_I	Diagrama de tensión anular en "y"					Diagrama de momentos en "x"				
	SUP.	0,00 H					0,00 H				
	0,10 H	0,10 H					0,10 H				
	0,20 H	0,20 H					0,20 H				
	0,30 H	0,30 H					0,30 H				
	0,40 H	0,40 H					0,40 H				
	0,50 H	0,50 H					0,50 H				
	0,60 H	0,60 H					0,60 H				
	0,70 H	0,70 H					0,70 H				
0,80 H	0,80 H					0,80 H					
0,90 H	0,90 H					0,90 H					
FON.	1,00 H					1,00 H					
		Tension anular impulsiva - en lado "y"					Momento Impulsivo - en lado "x"				

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LXXVIII. Tensión anular y momentos presión convectiva

PRESIÓN kg/m^2													
	Presión rectangular:					Presión triangular:							
	Superior: $P_{RCy} = 479,68 kg/m^2$					Superior: $P_{TCy} = 0,00 kg/m^2$							
	Fondo: $P_{RCy} = 479,68 kg/m^2$					Fondo: $P_{TCy} = -185,68 kg/m^2$							
$H_L = 4 m$ $R = 8 m$	• Tensión anular "y": $T_{(CRy, CTy)} = Coef * P * R$					• Momentos en "x": $M_{(CRx, CTx)} = Coef * P * H_L^2$							
MURO CIRCULAR	T_C, M_C	Rectangular		Triangular		T_C		Rectangular		Triangular		M_C	
		Coef.	T_{CRy}	Coef.	T_{CTy}	$T_{CRy} + T_{CTy}$		Coef.	M_{CRx}	Coef.	M_{CTx}	$M_{CRx} + M_{CTx}$	
	SUP.	1,160	4 451,39	0,134	-199,05	4 252,34 kg/m		0	0,00	0	0,00	0,00 kg-m	
	0,10 H	1,112	4 267,19	0,203	-301,55	3 965,65 kg/m		0,0007	5,37	0,0006	-1,78	3,59 kg-m	
	0,20 H	1,061	4 071,48	0,267	-396,61	3 674,87 kg/m		0,0026	19,95	0,0024	-7,13	12,82 kg-m	
	0,30 H	0,998	3 829,73	0,322	-478,31	3 351,41 kg/m		0,0051	39,14	0,0047	-13,96	25,18 kg-m	
	0,40 H	0,912	3 499,71	0,357	-530,30	2 969,41 kg/m		0,0074	56,79	0,0071	-21,09	35,70 kg-m	
	0,50 H	0,796	3 054,57	0,362	-537,73	2 516,84 kg/m		0,0091	69,84	0,0090	-26,74	43,10 kg-m	
	0,60 H	0,646	2 478,96	0,330	-490,20	1 988,77 kg/m		0,0083	63,70	0,0097	-28,82	34,88 kg-m	
	0,70 H	0,459	1 761,37	0,262	-389,19	1 372,18 kg/m		0,0042	32,23	0,0077	-22,88	9,36 kg-m	
	0,80 H	0,258	990,05	0,157	-233,22	756,83 kg/m		-0,0053	-40,68	0,0012	-3,57	-44,24 kg-m	
	0,90 H	0,081	310,83	0,052	-77,24	233,59 kg/m		-0,0223	-171,15	-0,0119	35,35	-135,79 kg-m	
FON.	0	0,00	0	0,00	0,00 kg/m		-0,0483	-370,69	-0,0333	98,93	-271,76 kg-m		
Resultante convectiva	T_C, M_C	Diagrama de tensión anular en "y"					Diagrama de momentos en "x"						
	SUP.	0,00 H					0,00 H						
	0,10 H	0,10 H					0,10 H						
	0,20 H	0,20 H					0,20 H						
	0,30 H	0,30 H					0,30 H						
	0,40 H	0,40 H					0,40 H						
	0,50 H	0,50 H					0,50 H						
	0,60 H	0,60 H					0,60 H						
	0,70 H	0,70 H					0,70 H						
0,80 H	0,80 H					0,80 H							
0,90 H	0,90 H					0,90 H							
FON.	1,00 H					1,00 H							
	Tensión anular convectiva - en lado "y"					Momento convectivo - en lado "x"							

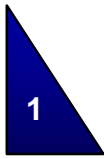
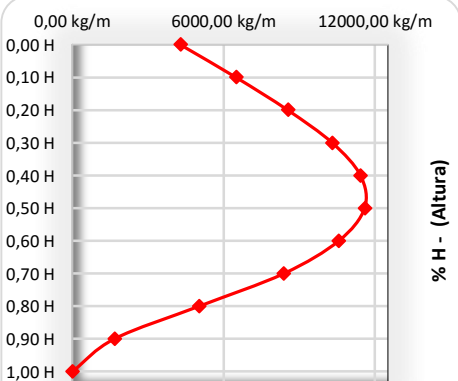
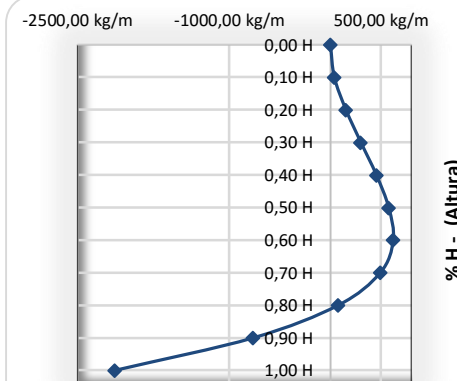
Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LXXIX. Tensión anular y momentos presión de inercia

MURO CIRCULAR	PRESIÓN kg/m^2	1												
		Presión rectangular:					Presión triangular:							
		Superior: $P_W = 316,79 kg/m^2$					Superior: $P_T = 0,00 kg/m^2$							
		Fondo: $P_W = 316,79 kg/m^2$					Fondo: $P_T = 0,00 kg/m^2$							
MURO CIRCULAR	$H_W = 5 m$ $R = 8 m$	• Tensión anular "y": $T_{(W)} = Coef * P * R$					• Momentos en "x": $M_{(W)} = Coef * P * H_W^2$							
		T_W, M_W	Rectangular		Triangular		T_W		Rectangular		Triangular		M_W	
			Coef.	T_W	Coef.	T_T	T_W		Coef.	M_W	Coef.	M_T	M_W	
		SUP.	1,160	2 939,81	0,134	(-)	2 939,81 kg/m		0	0,00	0	(-)	0,00 kg-m	
		0,10 H	1,112	2 818,16	0,203	(-)	2 818,16 kg/m		0,0007	6,71	0,0006	(-)	6,71 kg-m	
		0,20 H	1,061	2 688,91	0,267	(-)	2 688,91 kg/m		0,0026	24,92	0,0024	(-)	24,92 kg-m	
		0,30 H	0,998	2 529,25	0,322	(-)	2 529,25 kg/m		0,0051	48,87	0,0047	(-)	48,87 kg-m	
		0,40 H	0,912	2 311,30	0,357	(-)	2 311,30 kg/m		0,0074	70,91	0,0071	(-)	70,91 kg-m	
		0,50 H	0,796	2 017,32	0,362	(-)	2 017,32 kg/m		0,0091	87,20	0,0090	(-)	87,20 kg-m	
		0,60 H	0,646	1 637,17	0,330	(-)	1 637,17 kg/m		0,0083	79,54	0,0097	(-)	79,54 kg-m	
		0,70 H	0,459	1 163,25	0,262	(-)	1 163,25 kg/m		0,0042	40,25	0,0077	(-)	40,25 kg-m	
		0,80 H	0,258	653,85	0,157	(-)	653,85 kg/m		-0,0053	-50,79	0,0012	(-)	-50,79 kg-m	
		0,90 H	0,081	205,28	0,052	(-)	205,28 kg/m		-0,0223	-213,70	-0,0119	(-)	-213,70 kg-m	
FON.	0	0,00	0	(-)	0,00 kg/m		-0,0483	-462,85	-0,0333	(-)	-462,85 kg-m			
Resultante de inercia	T_W, M_W	Diagrama de tensión anular en "y"					Diagrama de momentos en "x"							
		0,00 kg/m 1500,00 kg/m 3000,00 kg/m					-500,00 kg/m -200,00 kg/m 100,00 kg/m							
		0,00 H						0,00 H						
		0,10 H												
		0,20 H												
		0,30 H												
		0,40 H												
		0,50 H												
		0,60 H												
		0,70 H												
0,80 H														
0,90 H														
FON.	Tension anular de inercia - en lado "y"					Momento de inercia - en lado "x"								

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Tabla LXXX. Tensión anular y momentos presión hidrostática

MURO CIRCULAR	PRESIÓN kg/m^2													
		Presión rectangular:					Presión triangular:							
		Superior: $P_R = 0,00 kg/m^2$					Superior: $P_A = 0,00 kg/m^2$							
		Fondo: $P_R = 0,00 kg/m^2$					Fondo: $P_A = 4\,000,00 kg/m^2$							
MURO CIRCULAR	$H_L = 4\,m$ $R = 8\,m$	<ul style="list-style-type: none"> Tensión anular "y": $T_{(A)} = Coef * P * R$ 					<ul style="list-style-type: none"> Momentos en "x": $M_{(A)} = Coef * P * H_L^2$ 							
		T_A, M_A	Rectangular		Triangular		T_{Ad}		Rectangular		Triangular		M_{Ad}	
			Coef.	T_R	Coef.	T_A	T_A		Coef.	M_R	Coef.	M_A	M_A	
		SUP.	1,160	(-)	0,134	4 288,00	4 288,00 kg/m		0	(-)	0	0,00	0,00 kg-m	
		0,10 H	1,112	(-)	0,203	6 496,00	6 496,00 kg/m		0,0007	(-)	0,0006	38,40	38,40 kg-m	
		0,20 H	1,061	(-)	0,267	8 544,00	8 544,00 kg/m		0,0026	(-)	0,0024	153,60	153,60 kg-m	
		0,30 H	0,998	(-)	0,322	10 304,00	10 304,00 kg/m		0,0051	(-)	0,0047	300,80	300,80 kg-m	
		0,40 H	0,912	(-)	0,357	11 424,00	11 424,00 kg/m		0,0074	(-)	0,0071	454,40	454,40 kg-m	
		0,50 H	0,796	(-)	0,362	11 584,00	11 584,00 kg/m		0,0091	(-)	0,0090	576,00	576,00 kg-m	
		0,60 H	0,646	(-)	0,330	10 560,00	10 560,00 kg/m		0,0083	(-)	0,0097	620,80	620,80 kg-m	
		0,70 H	0,459	(-)	0,262	8 384,00	8 384,00 kg/m		0,0042	(-)	0,0077	492,80	492,80 kg-m	
		0,80 H	0,258	(-)	0,157	5 024,00	5 024,00 kg/m		-0,0053	(-)	0,0012	76,80	76,80 kg-m	
0,90 H	0,081	(-)	0,052	1 664,00	1 664,00 kg/m		-0,0223	(-)	-0,0119	-761,60	-761,60 kg-m			
FON.	0	(-)	0	0,00	0,00 kg/m		-0,0483	(-)	-0,0333	-2 131,20	-2 131,20 kg-m			
Resultante hidrostática	T_A, M_A	Diagrama de tensión anular en "y"					Diagrama de momentos en "x"							
		0,00 kg/m 6000,00 kg/m 12000,00 kg/m					-2500,00 kg/m -1000,00 kg/m 500,00 kg/m							
		SUP.												
		0,10 H												
		0,20 H												
		0,30 H												
		0,40 H												
		0,50 H												
		0,60 H												
		0,70 H												
0,80 H														
0,90 H														
FON.														
Tension anular hidrostática - en lado "y"					Momento Hidrostático - en lado "x"									

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

La tensión anular y momentos sísmicos de diseño, son el resultado de la sumatoria, por la presión de inercia (T_W, M_W) y la presión impulsiva (T_I, M_I).

Tabla LXXXI. Tensión anular y momentos combinación inercia + impulsivo

PRESIÓN	Tensión anular en "y"		Momentos en "x"				
	Tabla: LXXVII T. Impulsiva	Tabla: LXXIX T. Inercia	T_d	Tabla: LXXVII M. Impulsiva	Tabla: LXXIX M. Inercia	M_d	
	T_I	T_W	$T_I + T_W$	M_I	M_W	$M_I + M_W$	
MURO CIRCULAR	SUP.	4 228,15 kg/m	2 939,81 kg/m	7 167,96 kg/m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m
	0,10 H	4 929,80 kg/m	2 818,16 kg/m	7 747,96 kg/m	17,31 kg-m	6,71 kg-m	24,02 kg-m
	0,20 H	5 565,78 kg/m	2 688,91 kg/m	8 254,70 kg/m	68,34 kg-m	24,92 kg-m	93,25 kg-m
	0,30 H	6 068,50 kg/m	2 529,25 kg/m	8 597,75 kg/m	133,86 kg-m	48,87 kg-m	182,73 kg-m
	0,40 H	6 283,43 kg/m	2 311,30 kg/m	8 594,73 kg/m	200,82 kg-m	70,91 kg-m	271,74 kg-m
	0,50 H	6 076,99 kg/m	2 017,32 kg/m	8 094,31 kg/m	253,28 kg-m	87,20 kg-m	340,49 kg-m
	0,60 H	5 357,71 kg/m	1 637,17 kg/m	6 994,88 kg/m	266,09 kg-m	79,54 kg-m	345,63 kg-m
	0,70 H	4 130,48 kg/m	1 163,25 kg/m	5 293,74 kg/m	200,30 kg-m	40,25 kg-m	240,55 kg-m
	0,80 H	2 436,15 kg/m	653,85 kg/m	3 090,01 kg/m	3,99 kg-m	-50,79 kg-m	-46,80 kg-m
	0,90 H	796,70 kg/m	205,28 kg/m	1 001,98 kg/m	-381,85 kg-m	-213,70 kg-m	-595,55 kg-m
	FON.	0,00 kg/m	0,00 kg/m	0,00 kg/m	-1 004,06 kg-m	-462,85 kg-m	-1 466,91 kg-m
Resultado de combinación	T_d, M_d	Diagrama de tensión anular en "y"			Diagrama de momentos en "x"		
	SUP.	0,00 kg/m 5000,00 kg/m 10000,00 kg/m			-1600,00 kg/m -600,00 kg/m 400,00 kg/m		
	0,10 H						
	0,20 H						
	0,30 H						
	0,40 H						
	0,50 H						
	0,60 H						
	0,70 H						
	0,80 H						
0,90 H							
FON.	Tension Anular $T_i + T_w$ - en lado "y"			Momento $T_i + T_w$ - en lado "x"			

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

La tensión anular y momento sísmicos son el resultado de la raíz de la suma de los cuadrados de la combinación de inercia + impulsivo con la presión convectiva en el lado “x”.

Tabla LXXXII. Tensión anular y momentos sísmicos totales

MURO CIRCULAR	PRESIÓN	$T_t = \sqrt{T_c^2 + T_d^2}$			$M_t = \sqrt{M_c^2 + M_d^2}$		
		Tensión anular en “y”			Momentos en “x”		
	T_t, M_t	Tabla: LXXIX T. Convectiva	Tabla: LXXXII T. Combinación	T_t	Tabla: LXXIX M. Convectiva	Tabla: LXXXII M. Combinación	M_t
		T_c	T_d	$\sqrt{T_c^2 + T_d^2}$	M_c	M_d	$\sqrt{M_c^2 + M_d^2}$
	SUP.	4 252,34 kg/m	7 167,96 kg/m	8 334,39 kg/m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m
	0,10 H	3 965,65 kg/m	7 747,96 kg/m	8 703,86 kg/m	3,59 kg-m	24,02 kg-m	24,29 kg-m
	0,20 H	3 674,87 kg/m	8 254,70 kg/m	9 035,74 kg/m	12,82 kg-m	93,25 kg-m	94,13 kg-m
	0,30 H	3 351,41 kg/m	8 597,75 kg/m	9 227,85 kg/m	25,18 kg-m	182,73 kg-m	184,46 kg-m
	0,40 H	2 969,41 kg/m	8 594,73 kg/m	9 093,23 kg/m	35,70 kg-m	271,74 kg-m	274,07 kg-m
	0,50 H	2 516,84 kg/m	8 094,31 kg/m	8 476,57 kg/m	43,10 kg-m	340,49 kg-m	343,21 kg-m
	0,60 H	1 988,77 kg/m	6 994,88 kg/m	7 272,10 kg/m	34,88 kg-m	345,63 kg-m	347,38 kg-m
	0,70 H	1 372,18 kg/m	5 293,74 kg/m	5 468,69 kg/m	9,36 kg-m	240,55 kg-m	240,73 kg-m
	0,80 H	756,83 kg/m	3 090,01 kg/m	3 181,34 kg/m	-44,24 kg-m	-46,80 kg-m	-64,40 kg-m
	0,90 H	233,59 kg/m	1 001,98 kg/m	1 028,85 kg/m	-135,79 kg-m	-595,55 kg-m	-610,84 kg-m
	FON.	0,00 kg/m	0,00 kg/m	0,00 kg/m	-271,76 kg-m	-1 466,91 kg-m	-1 491,87 kg-m
Resultante de sismo total	T_t, M_t	Diagrama de tensión anular en “y”			Diagrama de momentos en “x”		
	SUP.	0,00 kg/m 5000,00 kg/m 10000,00 kg/m			-1600,00 kg/m -600,00 kg/m 400,00 kg/m		
	0,10 H						
	0,20 H						
	0,30 H						
	0,40 H						
	0,50 H						
	0,60 H						
	0,70 H						
	0,80 H						
0,90 H							
FON.	Tensión Anular Sísmica - en lado "y"			Momento Sísmico - en lado "x"			

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Los momentos últimos para el diseño se obtienen de las siguientes combinaciones, según el código ACI-318S-08 en las ecuaciones con los factores de carga factorizados.

$$U = 0,75(1,4C_M + 1,7C_V + 1,7F) + (1,6W \text{ o } 1,0E) \quad (5-5)$$

El coeficiente de durabilidad sanitaria para el acero provisto a flexión será $S = 1,3$, siendo la resistencia requerida $1,3U$. Y para tensión anular será $S = 1,65$, siendo la resistencia requerida $1,65U$.

- Para tensión anular horizontal en lado “y”.

$$S * U = 1,65 * (0,75 * 1,7F + 1,0E) \cong 2,10F + 1,65E$$

- Para momentos verticales en lado “x”.

$$S * U = 1,30 * (0,75 * 1,7F + 1,0E) \cong 1,66F + 1,30E$$

La ecuación (5-5), ajustada con las variables utilizadas para el cálculo de tensión anular y momentos en la condiciones de cargas.

$$T_u = 2,10T_A + 1,65T_t \quad (7-24)$$

$$M_u = 1,66M_A + 1,30M_t \quad (7-25)$$

Donde:

T_u = tensión anular última en lado “y”

T_A = tensión anular hidrostática en lado “y”

T_t = tensión sísmica total en lado “y”

M_u = momento último en lado “x”

M_A = momento hidrostática en lado “x”

M_t = momento sísmico total en lado “x”

Las tensiones anulares y momentos últimos serán los utilizados para hacer las distribuciones de refuerzo en sentido vertical y horizontal, para el muro analizado.

Tabla LXXXIII. Tensión anular y momentos últimos

PRESIÓN	$T_u = 2,10T_A + 1,65T_t$			$M_u = 1,66M_A + 1,30M_t$		
	Tensión anular ultima en "y"			Momentos últimos en "x"		
	Tabla: LXXIX T. Hidrostática	Tabla: LXXXI T. Sísmica	T. Última de diseño	Tabla: LXXIX M. Hidrostática	Tabla: LXXXI M. Sísmica	M. Último de diseño
T_u, M_u	T_A	T_t	T_u	M_A	M_t	M_u
SUP.	4 288,00 kg/m	8 334,39 kg/m	22 756,55 kg/m	0,00 kg-m	0,00 kg-m	0,00 kg-m
0,10 H	6 496,00 kg/m	8 703,86 kg/m	28 002,97 kg/m	38,40 kg-m	24,29 kg-m	95,32 kg-m
0,20 H	8 544,00 kg/m	9 035,74 kg/m	32 851,38 kg/m	153,60 kg-m	94,13 kg-m	377,34 kg-m
0,30 H	10 304,00 kg/m	9 227,85 kg/m	36 864,36 kg/m	300,80 kg-m	184,46 kg-m	739,13 kg-m
0,40 H	11 424,00 kg/m	9 093,23 kg/m	38 994,23 kg/m	454,40 kg-m	274,07 kg-m	1 110,60 kg-m
0,50 H	11 584,00 kg/m	8 476,57 kg/m	38 312,75 kg/m	576,00 kg-m	343,21 kg-m	1 402,33 kg-m
0,60 H	10 560,00 kg/m	7 272,10 kg/m	34 174,97 kg/m	620,80 kg-m	347,38 kg-m	1 482,13 kg-m
0,70 H	8 384,00 kg/m	5 468,69 kg/m	26 629,73 kg/m	492,80 kg-m	240,73 kg-m	1 131,00 kg-m
0,80 H	5 024,00 kg/m	3 181,34 kg/m	15 799,62 kg/m	76,80 kg-m	-64,40 kg-m	43,76 kg-m
0,90 H	1 664,00 kg/m	1 028,85 kg/m	5 192,00 kg/m	-761,60 kg-m	-610,84 kg-m	-2 058,34 kg-m
FON.	0,00 kg/m	0,00 kg/m	0,00 kg/m	-2 131,20 kg-m	-1 491,87 kg-m	-5 477,22 kg-m

Resultantes últimas de diseño	T_u, M_u	Diagrama de tensión anular en "y"	Diagrama de momentos en "x"
	SUP.		
0,10 H			
0,20 H			
0,30 H			
0,40 H			
0,50 H			
0,60 H			
0,70 H			
0,80 H			
0,90 H			
FON.			

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

7.5.5. Condición de carga 2

Para la condición de carga 2, se representa con la situación donde el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. La consideración de los bordes es la misma, que se había utilizado.

En el análisis por recomendación del *Circular Concrete Tanks*, se adiciona una sobrecarga con distribución rectangular equivalente a una altura de 1,00 m. Los muros del tanque al estar semienterrado con un desplante de 3,00 m, obtienen una presión triangular más la sobrecarga, obteniéndose compresiones anulares y momentos en la cara interna del muro, en contacto con el líquido.

$$P_{Ts} = -k_a * \gamma_s * H_s \quad (7-26)$$

$$P_{Rs} = -k_a * \gamma_s * 1,00 \text{ m} \quad (7-27)$$

Donde:

P_{Ts} = presión por el suelo, con distribución triangular

P_{Rs} = presión por sobrecarga, con distribución rectangular

k_a = coeficiente activo del suelo. $k_a = 0,30$

γ_s = peso volumétrico del suelo. $\gamma_s = 1\ 600 \text{ kg/m}^3$

H_s = altura del estrato de suelo. $H_s = 3,00 \text{ m}$

Cálculo de presiones triangular y rectangular del suelo sobre el muro circular, con la ecuación (7-26) y (7-27).

- Presión con distribución triangular, por la presión del suelo:

$$P_{Ts} = -k_a * \gamma_s * H_s$$

$$P_{Ts} = -0,30 * 1\ 600 \text{ kg/m}^3 * 3,00 \text{ m} = -1\ 440,00 \text{ kg/m}^3$$

- Presión con distribución rectangular, por la sobrecarga:

$$P_{RS} = -k_a * \gamma_s * 1,00 \text{ m}$$

$$P_{RS} = -0,30 * 1\,600 \text{ kg/m}^3 * 1,00 \text{ m} = -480,00 \text{ kg/m}^3$$

Las tablas de distribución de momentos y compresión anular son las mismas que se utilizan para la condición de carga 1, variando los coeficientes de la relación $H_L^2/Dt_w = 3,00$, al tener una altura inferior en la parte externa a la utilizada dentro del tanque.

Coeficientes a utilizar serán $H_s^2/Dt_w = (3 \text{ m})^2/(16 \text{ m} * 0,3 \text{ m}) = 1,88 \cong 2,00$. Disponibles en las tablas A-1 a A-4, y para el cortante la tabla A-12.

Cálculo del cortante producido por la presión del suelo y sobrecarga:

- Cortante en la base por el suelo:

- Presión triangular:

$$V_T = C_s * P_{TS} * H_s = 0,299 * 1\,440,00 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} = 1\,291,68 \text{ kg}$$

- Presión rectangular:

$$V_R = C_s * P_{RS} * H_s = 0,37 * 480,00 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ m} = 532,80 \text{ kg}$$

- Presión total:

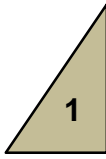
$$V_s = 1\,291,68 \text{ kg} + 532,80 = 1\,824,48 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,7 * 1\,824,48 \text{ kg} = 3\,101,62$$

- Chequeo del cortante último en la base del muro:

$$V_u \leq \phi V_c \Rightarrow 3\,101,62 \text{ kg} \leq 18\,129,63 \text{ kg}$$

Tabla LXXXIV. Tensión anular y momentos presión del suelo

MURO CIRCULAR	PRESIÓN kg/m^2											
		Presión rectangular:					Presión triangular:					
		Superior: $P_{RS} = -480,00 kg/m^2$					Superior: $P_{TS} = 0,00 kg/m^2$					
		Fondo: $P_{RS} = -480,00 kg/m^2$					Fondo: $P_{TS} = -1 440,00 kg/m^2$					
MURO CIRCULAR	$H_s = 3 m$ $R = 8 m$	• Compresión anular "y": $C_{(s)} = Coef * P * R$					• Momentos en "x": $M_{(s)} = Coef * P * H_s^2$					
		C_s, M_s	Rectangular		Triangular		T_s	Rectangular		Triangular		M_s
			<i>Coef.</i>	T_R	<i>Coef.</i>	T_T	$T_R + T_T$	<i>Coef.</i>	M_R	<i>Coef.</i>	M_T	$M_R + M_T$
		SUP.	1,253	-4 811,52	0,234	-2 695,68	-7 507,20 kg/m	0	0,00	0	0,00	0,00 kg-m
		0,10 H	1,144	-4 392,96	0,251	-2 891,52	-7 284,48 kg/m	0,0010	-4,32	0,0010	-12,96	-17,28 kg-m
		0,20 H	1,041	-3 997,44	0,273	-3 144,96	-7 142,40 kg/m	0,0036	-15,55	0,0035	-45,36	-60,91 kg-m
		0,30 H	0,929	-3 567,36	0,285	-3 283,20	-6 850,56 kg/m	0,0066	-28,51	0,0068	-88,13	-116,64 kg-m
		0,40 H	0,806	-3 095,04	0,285	-3 283,20	-6 378,24 kg/m	0,0088	-38,02	0,0099	-128,30	-166,32 kg-m
		0,50 H	0,667	-2 561,28	0,274	-3 156,48	-5 717,76 kg/m	0,0089	-38,45	0,0120	-155,52	-193,97 kg-m
		0,60 H	0,514	-1 973,76	0,232	-2 672,64	-4 646,40 kg/m	0,0059	-25,49	0,0115	-149,04	-174,53 kg-m
		0,70 H	0,345	-1 324,80	0,172	-1 981,44	-3 306,24 kg/m	-0,0019	8,21	0,0075	-97,20	-88,99 kg-m
		0,80 H	0,186	-714,24	0,104	-1 198,08	-1 912,32 kg/m	-0,0167	72,14	-0,0021	27,22	99,36 kg-m
		0,90 H	0,055	-211,20	0,031	-357,12	-568,32 kg/m	-0,0389	168,05	-0,0185	239,76	407,81 kg-m
FON.	0	0,00	0	0,00	0,00 kg/m	-0,0719	310,61	-0,0436	565,06	875,66 kg-m		
Resultantes últimas de diseño	C_u, M_u	Compresión anular C_s			Compresión última $C_u = 1,65 * 1,7 * C_s$		Momento M_s		Momento último $M_u = 1,3 * 1,7 * C_s$			
	SUP.	-7 507,20 kg/m			-21 057,70 kg/m		0,00 kg-m		0,00 kg-m			
	0,10 H	-7 284,48 kg/m			-20 432,97 kg/m		-17,28 kg-m		-38,19 kg-m			
	0,20 H	-7 142,40 kg/m			-20 034,43 kg/m		-60,91 kg-m		-134,62 kg-m			
	0,30 H	-6 850,56 kg/m			-19 215,82 kg/m		-116,64 kg-m		-257,77 kg-m			
	0,40 H	-6 378,24 kg/m			-17 890,96 kg/m		-166,32 kg-m		-367,57 kg-m			
	0,50 H	-5 717,76 kg/m			-16 038,32 kg/m		-193,97 kg-m		-428,67 kg-m			
	0,60 H	-4 646,40 kg/m			-13 033,15 kg/m		-174,53 kg-m		-385,71 kg-m			
	0,70 H	-3 306,24 kg/m			-9 274,00 kg/m		-88,99 kg-m		-196,67 kg-m			
	0,80 H	-1 912,32 kg/m			-5 364,06 kg/m		99,36 kg-m		219,59 kg-m			
	0,90 H	-568,32 kg/m			-1 594,14 kg/m		407,81 kg-m		901,26 kg-m			
FON.	0,00 kg/m			0,00 kg/m		875,66 kg-m		1 935,22 kg-m				

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

7.5.6. Verificación del espesor del muro circular

El diseño de los muros del tanque requiere que se verifique el espesor de los mismos. Este tendrá un esfuerzo permisible igual al esfuerzo por hendimiento del concreto, inferior al $f_{ct} = 10 \% * f'_c = 10 \% * (280 \text{ kg/cm}^2) = 28 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_c = \frac{\varepsilon_c * E_c * A_s + T_u}{A_g + n * A_s} \quad (7-28)$$

Donde:

f_c = esfuerzo por hendimiento del concreto

A_s = área del acero provisto a tensión. $A_s = T_u / 0,9 * f_y$

E_s = módulo de elasticidad del concreto. $E_s = 2 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

T_u = tensión anular ultima. $T_u = 38\,994,23 \text{ kg/m}$

A_g = área gruesa del concreto. $A_g = b_w * d$

ε_c = esfuerzo de deformación del concreto. $\varepsilon_c = 0,0003$

n = relación modular. $n = E_s / E_c = 8$

Cálculo de las variables para evaluar el esfuerzo permisible a tensión:

- Acero necesario para la tensión anular:

$$A_s = \frac{T_u}{0,9 * f_y} = \frac{38\,994,23 \text{ kg/m} * 1 \text{ m}}{0,9 * 4\,200,00 \text{ kg/cm}^2} = 10,32 \text{ cm}^2$$

- Área gruesa de la franja unitaria analizada:

$$A_g = b_w * d = 100 \text{ cm} * 24,05 \text{ cm} = 2\,405,00 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo permisible a tensión en el concreto para el muro.

$$f_c = \frac{0,0003 * 2,0 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 * 10,32 \text{ cm}^2 + 38\,994,23 \text{ kg}}{2\,405 \text{ cm}^2 + 8 * 10,32 \text{ cm}^2} = 18,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \leq f'_c$$

$$18,16 \text{ kg/cm}^2 \leq 28,00 \text{ kg/cm}^2$$

El tanque también requiere la verificación del esfuerzo permisible a compresión anular, causada por la presión y sobrecarga del suelo.

$$f''_c = \frac{C_u}{A_g} \quad (7-29)$$

Donde:

f''_c = esfuerzo permisible a compresión del concreto

C_u = compresión anular última en lado "y"

A_g = área gruesa del concreto. $A_g = b_w * d$

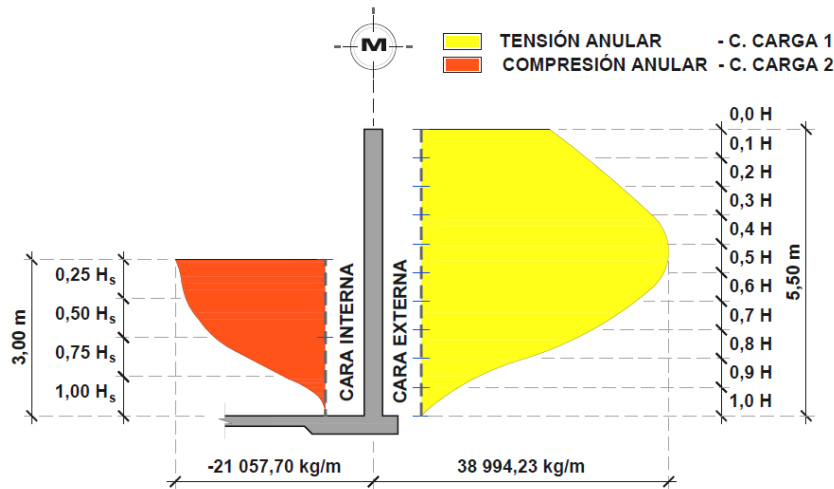
- Cálculo de esfuerzo permisible a compresión en el concreto para el muro:

$$f''_c = \frac{C_u}{A_g} = \frac{21\,057,70 \text{ kg}}{2\,405,00 \text{ cm}^2} = 8,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c \leq f'_c$$

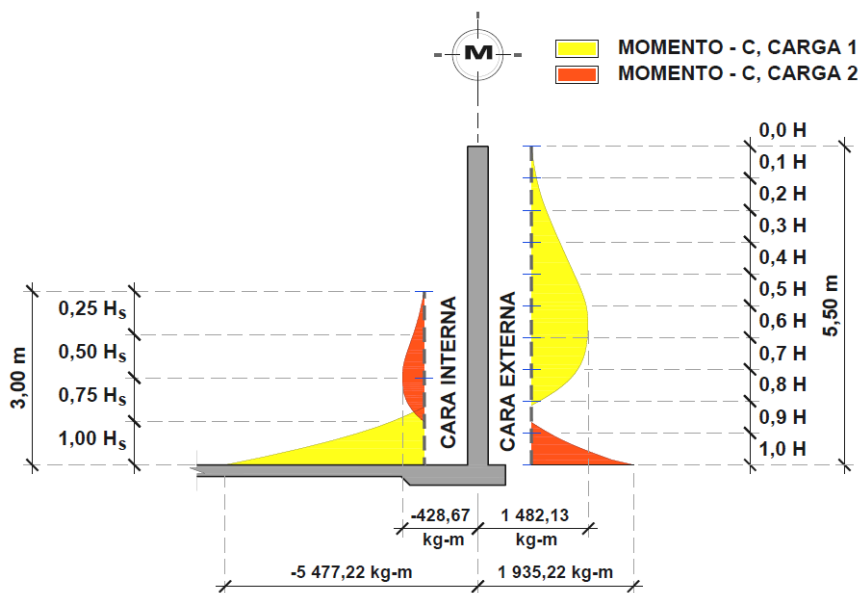
$$8,75 \text{ kg/cm}^2 \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 39. Tensión anular última en el lado “y” en el muro circular



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

Figura 40. Momentos últimos en lado “x” en el muro circular



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

7.5.7. Distribución de acero en el muro circular

El acero se distribuirá en función de los momentos calculados previamente; el signo negativo indica que el acero será provisto en la cara interna del muro en contacto con el líquido y el signo positivo en la cara externa en contacto con el suelo.

- Estimación de momentos resistente para la franja a utilizar en el análisis y distribución del acero. Cálculo de cuantía balanceada y zona sísmica, con la ecuación (6-31) y (6-32).

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4 200 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{6 120}{6 120 + 4 200 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0,02856$$

$$\text{Zona sísmica} = 0,50 * \rho_b = 0,50(0,02856) = 0,01428$$

- Cálculo del área de acero con la cuantía balanceada y la ecuación (6-30).

$$A_s = \rho b_w d = 0,01428 * 100,00 \text{ cm} * 24,05 \text{ cm} = 34,34 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código ACI-318S-08, con la ecuación (4-5).

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4 200} * 100 * 24,05 \geq \frac{14}{4 200} * 100 * 24,05$$

$$A_{s,min} = 7,66 \text{ cm}^2 \geq 8,02 \text{ cm}^2$$

- Estimación del rectángulo equivalente de compresión para el concreto:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_w} = \frac{34,34 \text{ cm}^2 * 4 200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} = 6,06 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento nominal resistente, con la cuantía balanceada:

$$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,90 * 34,34 \text{ cm}^2 * 4 200 \text{ kg/cm}^2 \left(24,05 \text{ cm} - \frac{6,06 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 2 728 505,30 \text{ kg} - \text{cm} = 27 285,05 \text{ kg} - \text{m}.$$

El momento nominal solo con acero a tracción tiene la capacidad de resistir los mayores momentos últimos estimados en el lado “x”.

- Cálculo de la tensión anular nominal resistente, con la cuantía balanceada.

$$T_u = \phi * A_s * f_y$$

$$T_u = 0,9 * 34,34 \text{ cm}^2 * 4 200,00 \text{ kg/cm}^2 = 129 805,20 \text{ kg}$$

La tensión anular solo con acero a tracción tiene la capacidad de resistir las mayores tensiones últimas estimadas en el lado “y”.

- Diseño para los momentos en lado “x”, distribución de acero vertical. Los momentos a evaluar son mayores en la cara interna y externa. La ecuación a utilizar será la (6-33).

Tabla LXXXV. **Distribución de acero en lado “x”**

CARA INTERNA	Momentos Negativos	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
C. CARGA 1	- 428,67 kg-m	0,47 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Interna	-7 272,98 kg-m
C. CARGA 2	-5 477,22 kg-m	6,16 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Interna	-7 272,98 kg-m
CARA EXTERNA	Momentos Positivos	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_n
C. CARGA 1	1 428,13 kg-m	1,58 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Externa	7 272,98 kg-m
C. CARGA 2	1 935,22 kg-m	2,14 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Externa	7 272,98 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

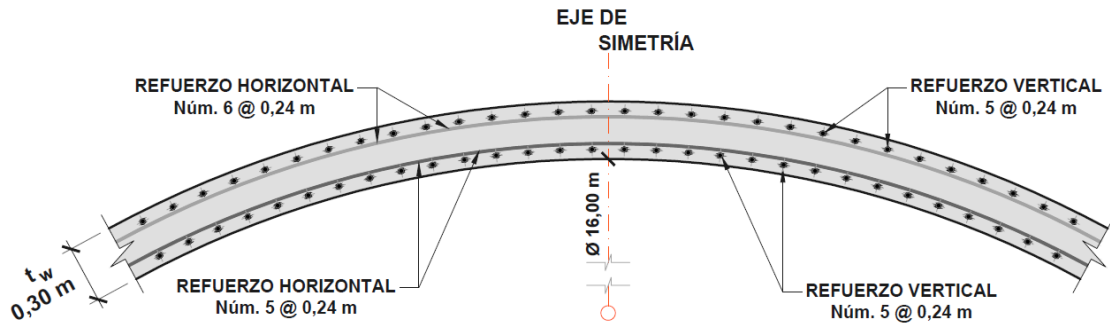
- Diseño para tensión anular en el lado “y”, distribución de acero vertical. Las tensiones anulares a evaluar son las mayores en la cara interna y externa.

Tabla LXXXVI. **Distribución de acero en lado “y”**

CARA INTERNA Y EXTERNA	T_u & C_u	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕT_u & ϕC_u
C. CARGA 1	38 994,23 kg	10,32 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 6 @ 0,24 m	11,88 cm ² / Cara Externa	44 906,40 kg
C. CARGA 2	- 21 057,70 kg	5,57 cm ²	8,02 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Interna	31 185,00 kg

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Figura 41. **Distribucion del refuerzo en el muro circular**

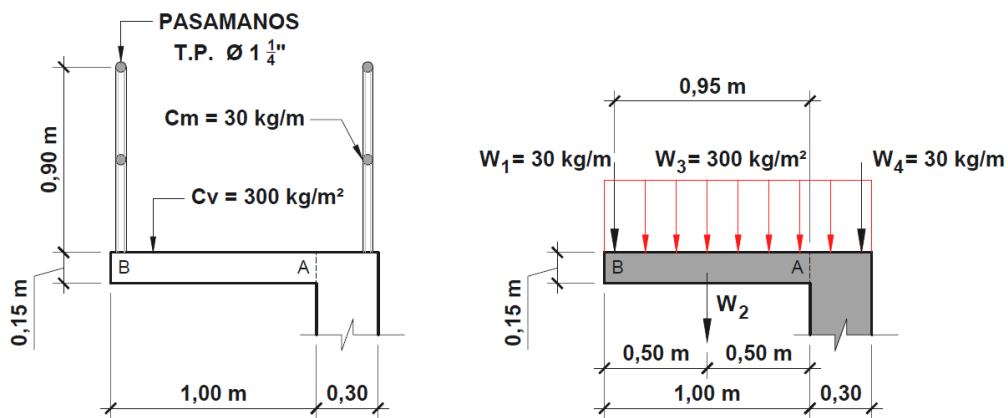


Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

7.6. **Diseño de la pasarela perimetral de inspección**

Para el tanque se implementará una pasarela de inspección sobre todo el muro perimetral circular. Esta será el único acceso para control del líquido y posibles mantenimientos dentro de la estructura.

Figura 42. **Pasarela de inspección perimetral**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Chequeo de cortante actuante, para la franja unitaria de 1,00 m, desde el punto A.

$$V_a \rightarrow \Sigma F_y = 0 \quad \uparrow_+$$

$$V_a = W_1 + W_2 + W_3$$

Donde:

$$W_1 = 30,00 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = t * L * \gamma_c = 0,15 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 360,00 \text{ kg/m}$$

$$W_3 = 300 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 300,00 \text{ kg/m}$$

$$V_a = W_1 + W_2 + W_3 = 30 + 360 + 300 = 690,00 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 690,00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,3[1,4(30 + 360) + 1,7(300)] = 1\,372,80 \text{ kg}.$$

- Chequeo cortante resistente por el concreto:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * L_u * d_{Pasarela}$$

- Asumiendo barras Núm. 4 y un recubrimiento de 4 cm.

$$d_{Pasarela} = 15 \text{ cm} - \left(\frac{\frac{1}{2} * 2,54 \text{ cm}}{2} \right) - 4 \text{ cm} = 10,37 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 10,37 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 7\,817,22 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c = 1\,372,80 \text{ kg} \leq 7\,817,22 \text{ kg}$$

- Cálculo del momento actuante, respecto del punto A.

$$M_a \rightarrow \Sigma M_A = 0 \quad \cup_+ \cup_-$$

$$M_a = W_1 * 0,95 \text{ m} + W_2 * 0,50 \text{ m} + W_3 * 0,50 \text{ m}$$

$$M_a = 30 \text{ kg} * 0,95 \text{ m} + 360 \text{ kg} * 0,5 \text{ m} + 300 \text{ kg} * 0,5 \text{ m} = 358,50 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u = 1,3[1,4 * (30 \text{ kg} * 0,95 \text{ m} + 360 \text{ kg} * 0,5 \text{ m}) + 1,7(300 \text{ kg} * 0,5 \text{ m})].$$

$$M_u = 708,24 \text{ kg} - \text{m}.$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código ACI-318S-08, con la ecuación (4-5):

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\,200} * 100 * 10,37 \geq \frac{14}{4\,200} * 100 * 10,37$$

$$A_{s,min} = 3,30 \text{ cm}^2 \geq 3,46 \text{ cm}^2$$

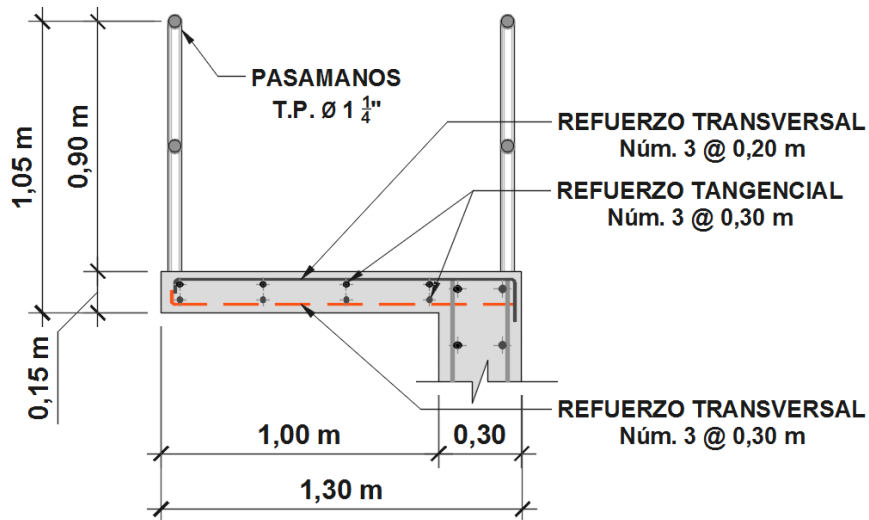
- Distribución de refuerzo para la pasarela peatonal, en función del momento máximo estimado:

Tabla LXXXVII. **Distribución de acero para la pasarela de inspección**

CARA SUPERIOR	M_u	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_u
Momentos	708,24 kg-m	1,84 cm ²	3,46 cm ²	Núm. 3 @ 0,20 m	3,55 cm ² / Cara Superior	1 316,34 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Figura 43. **Distribución del refuerzo en la pasarela de inspección**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

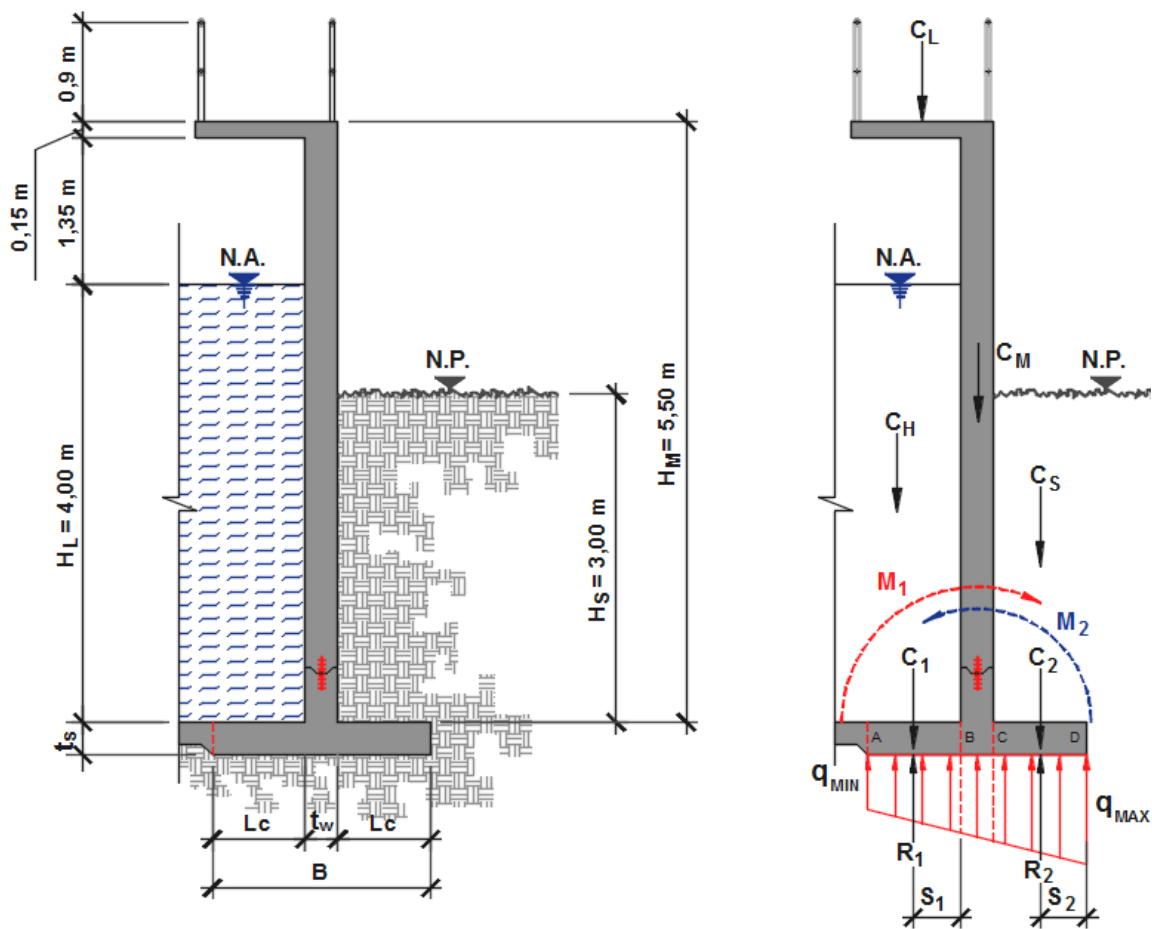
7.7. Diseño de las cimentaciones

Para el tanque circular se utilizará una zapata corrida debajo de los muros y el fondo será un piso membrana. Estos elementos se seleccionan al no tener restricciones estructurales ocasionadas por el suelo.

7.7.1. Cimentación corrida o zapata corrida

Para el análisis se utiliza una franja unitaria del muro circular, equivalente a un 1 m, de longitud perimetral.

Figura 44. Esquema general del elemento estructural

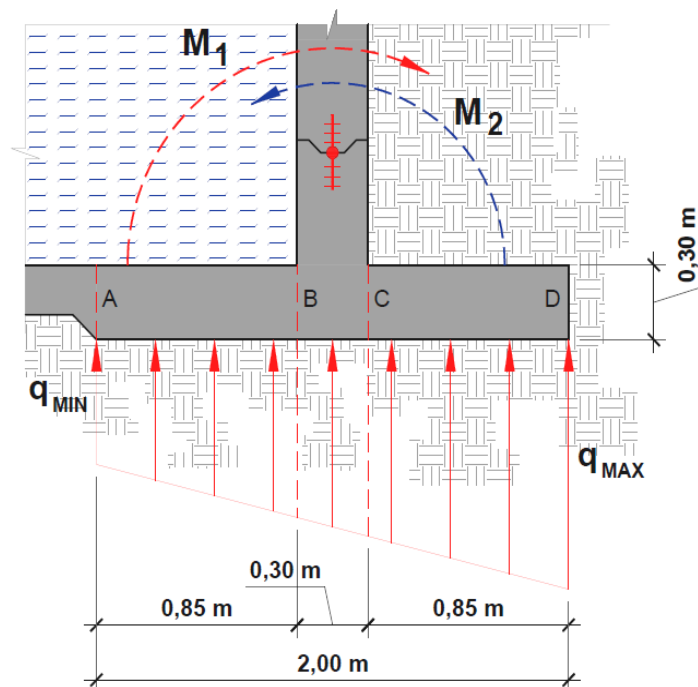


Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Integración de pesos de la estructura del muro, asumiendo los siguientes parámetros, para el diseño de la cimentación corrida.

- Capacidad soporte del suelo. $q = 14\,000,00\text{ kg/m}^2$
- Base del cimiento corrido. $B = 2,00\text{ m}$
- Espesor del cimiento corrido. $t_c = 0,30\text{ m}$
- Momento en la base, por condición de carga 1 y 2.
 - Condición de carga 1. Ver tabla LXXXIV.
 $M_1 = 3\,623,07\text{ kg-m}$, $M_{1u} = 5\,477,22\text{ kg-m}$
 - Condición de carga 2. Ver tabla LXXXV.
 $M_2 = 875,56\text{ kg-m}$, $M_{2u} = 1\,935,22\text{ kg-m}$

Figura 45. **Predimensionamiento del cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Cargas sobre la pasarela de inspección perimetral:

- Carga muerta:

$$C_{M-Losa} = L * t_R * \gamma_c = 1 \text{ m} * 0,15 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 360,00 \text{ kg/m}$$

$$C_{M-Pasamanos} = 2 * C_{Pasamanos} = 2 * 30 \text{ kg/m} = 60,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva:

$$C_{V-Losa} = L * C_V = 1,30 \text{ m} * 300 \text{ kg/m}^2 = 390,00 \text{ kg/m}$$

- Carga muerta por el muro circular:

$$C_{M-Muro} = H_w * t_w * \gamma_c = 5,50 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 3\,960,00 \text{ kg/m}$$

- Carga muerta por el cemento, sección asumida para integración:

$$C_{M-Cimiento} = t_c * B * \gamma_c = 0,3 \text{ m} * 2,00 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 1\,440,00 \text{ kg/m}$$

- Carga hidrostática, en el fondo del tanque circular. (Ver la figura 45):

$$C_{H-Agua} = L_c * H_L * \gamma_A = 0,85 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 1\,000 \text{ kg/m}^3 = 3\,400,00 \text{ kg/m}$$

- Carga por el suelo, en el fondo del tanque circular. (Ver la figura 45):

$$C_{S-Suelo} = L_c * H_s * \gamma_s = 0,85 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 1\,600 \text{ kg/m}^3 = 4\,080,00 \text{ kg/m}$$

- Carga de trabajo o servicio:

$$C_T = C_M + C_V + C_H + C_S$$

$$C_T = (360,0 + 60,0 + 3\,960,0 + 1\,440,0) + 390,0 + 3\,400,0 + 4\,080,0$$

$$C_T = 13\,690,00 \text{ kg/m}$$

- Carga última de trabajo:

$$C_u = 1.3(1.4C_M + 1.7(C_V + C_H + C_S))$$

$$C_u = 1.3(1.4(360 + 60 + 3\,960 + 1\,440) + 1.7(390 + 3\,400 + 4\,080))$$

$$C_u = 27\,985,10 \text{ kg/m}$$

- Momento de trabajo o servicio:

$$M_T = 0 \text{ } \cup_+, \cup_-$$

$$M_T = M_1 - M_2 = 3\,623,07 - 875,56 = 2\,747,51 \text{ kg} - m$$

- Momento último de trabajo:

$$M_T = 0 \text{ } \cup_+, \cup_-$$

$$M_u = M_1 - M_2 = 5\,477,22 - 1\,935,22 = 3\,542,00 \text{ kg} - m$$

- Diseño del cimiento corrido:

$$\sigma_n = \sigma_{axial} \pm \sigma_{flexion} = \frac{P}{A_C} \pm \frac{Mc}{I} \quad (7-34)$$

$$q_{max./min.} = \frac{P}{B * L_u} \pm \frac{6M}{B^2 * L_u} \quad (7-35)$$

Donde:

$$q_{max} = \text{capacidad soporte del suelo. } q_{max} = 14\,000 \text{ kg/m}^2$$

$P_T =$ carga de trabajo. $P_T = 13\,690,00\text{ kg}$

$M_T =$ momento de trabajo. $M_T = 2\,747,51\text{ kg} - m$

$B =$ base del cimiento. $B = 2,00\text{ m}$

$L_u =$ longitud unitaria del cimiento. $L_u = 1,00\text{ m}$

- Chequeo de capacidad admisible en suelo, con la ecuación (7-35):

$$q_{max} = \frac{13\,690,00\text{ kg}}{2\text{ m} * 1\text{ m}} + \frac{6 * 2\,747,51\text{ kg} - m}{(2\text{ m})^2 * 1\text{ m}} = 10\,966,27\text{ kg/m}^2$$

$$q_{max} = 10\,966,27\text{ kg/m}^2 \leq 14\,000\text{ kg/m}^2 \quad \text{Sí cumple.}$$

$$q_{min} = \frac{13\,690,00\text{ kg}}{2\text{ m} * 1\text{ m}} - \frac{6 * 2\,747,51\text{ kg} - m}{(2\text{ m})^2 * 1\text{ m}} = 2\,723,74\text{ kg/m}^2$$

$$q_{min} = 2\,723,74\text{ kg/m}^2 \geq 0,00\text{ kg/m}^2 \quad \text{Sí cumple.}$$

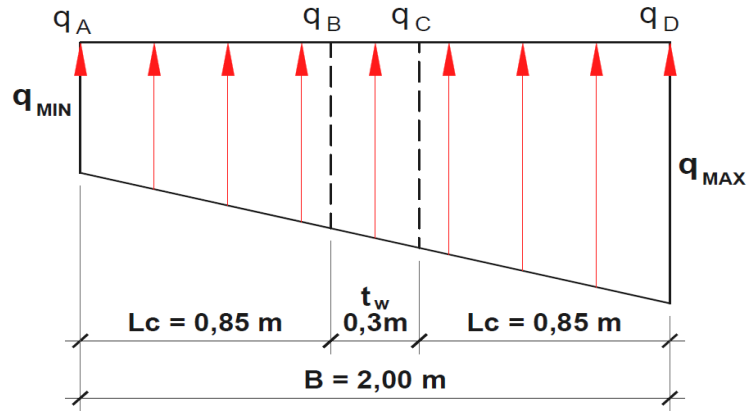
- La presión máxima y mínima última, se obtiene al evaluar las cargas y momentos últimos en la ecuación (7-35). Ver la figura 47.

$$q_{MAX} = \frac{27\,985,10\text{ kg}}{2\text{ m} * 1\text{ m}} + \frac{6 * 3\,542,00\text{ kg} - m}{(2\text{ m})^2 * 1\text{ m}} = 19\,305,55\text{ kg/m}^2$$

$$q_{MIN} = \frac{27\,985,10\text{ kg}}{2\text{ m} * 1\text{ m}} - \frac{6 * 3\,542,00\text{ kg} - m}{(2\text{ m})^2 * 1\text{ m}} = 8\,679,55\text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de las presiones en los puntos críticos B y C del cimiento corrido:

Figura 46. Esquema de presiones bajo el cimiento corrido



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Distribución de presiones para el análisis de cortantes y momentos.

- Presión en el punto A.

$$q_A = q_{MIN} = 8\,679,55 \text{ kg/m}^2$$

- Presión en el punto D.

$$q_D = q_{MAX} = 19\,305,55 \text{ kg/m}^2$$

- Presión en el punto B.

$$q_B = \left(\frac{q_{MAX} - q_{MIN}}{B} \right) * L_C + q_{MIN}$$

$$q_B = \left(\frac{19\,305,55 - 8\,679,55}{2,00 \text{ m}} \right) * 0,85 \text{ m} + 8\,679,55$$

$$q_B = 13\,195,60 \text{ kg/m}^2$$

- Presión en el punto C.

$$q_C = \left(\frac{q_{MAX} - q_{MIN}}{B} \right) * (L_C + t_w) + q_{MIN}$$

$$q_C = \left(\frac{19\,305,55 - 8\,679,55}{2,00 \text{ m}} \right) * (0,85 \text{ m} + 0,3 \text{ m}) + 8\,679,55$$

$$q_C = 14\,789,55 \text{ kg/m}^2$$

- Chequeo de corte simple resistente y actuante, con el espesor asumido:

- Chequeo de corte resistente:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * L_u * d_c$$

- Asumiendo barras Núm. 5 y un recubrimiento de 7,5 cm, se obtiene:

$$d_c = 30,00 - 7,50 - (5/8 * 2,54)/2 = 21,71 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 21,71 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 16\,365,66 \text{ kg}$$

- Chequeo de corte actuante, se define con la ecuación (7-36):

$$V_a = \frac{q_D + q_C}{2} * (L_C - d_C) * L_u \tag{7-36}$$

Donde:

q_D = presión de diseño. $q_D = 19\,305,55\text{ kg/m}^2$

q_C = presión de diseño. $q_C = 14\,789,55\text{ kg/m}^2$

L_C = longitud del ala del cimiento. $L_C = 0,85\text{ m}$

L_u = longitud unitaria del cimiento. $L_u = 1,00\text{ m}$

$$V_a = \left(\frac{19\,305,55 + 14\,789,55}{2} \right) \text{kg/m}^2 * (0,85 - 0,2171)\text{m} * 1\text{ m}$$

$$V_a = 10\,789,39\text{ kg}$$

$$V_a \leq \phi V_c = 10\,789,39\text{ kg} \leq 16\,365,66\text{ kg}$$

- Chequeo por flexión actuante sobre el cimiento, en lado externo equivalente al pie del muro del muro circular.
 - El momento actuante sobre el cimiento se define con la ecuación (7-37).

$$M_2 = R_2 * (L_C - S_2) \quad (7-37)$$

$$R_2 = \frac{q_D + q_C}{2} * (L_C) * L_u \quad (7-38)$$

$$S_2 = \frac{L_C}{3} * \frac{q_D + 2 * q_C}{q_D + q_C} \quad (7-39)$$

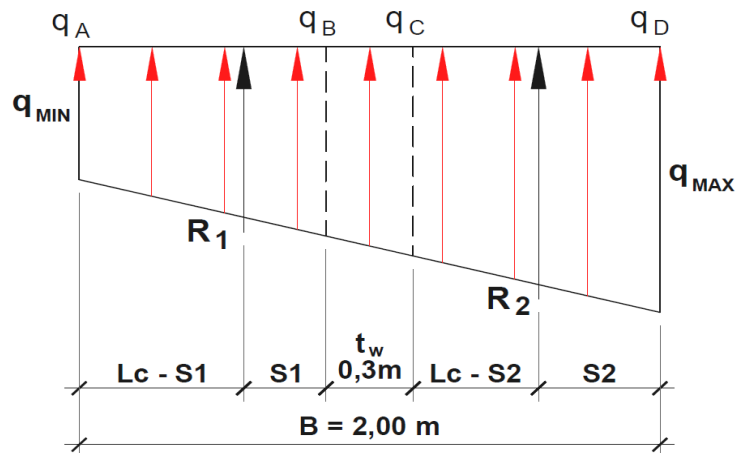
Donde:

M_{R2} = momento en el pie del muro circular

R_2 = reacción que produce el momento

- S_2 = punto de aplicación de la reacción
- q_D = presión de diseño. $q_D = 19\,305,55\text{ kg/m}^2$
- q_C = presión de diseño. $q_C = 14\,789,55\text{ kg/m}^2$
- L_C = longitud del ala del cemento. $L_C = 0,85\text{ m}$
- L_u = longitud unitaria del cemento. $L_u = 1,00\text{ m}$

Figura 47. **Distribución fuerzas para momentos en el cemento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

- Cálculo del momento actuante con la evaluación en las ecuaciones (7-37) a (7-39).

$$S_2 = \frac{L_C}{3} * \frac{q_D + 2 * q_C}{q_D + q_C} = \frac{0,85\text{ m}}{3} * \frac{19\,305,55 + 2 * 14\,789,55}{19\,305,55 + 14\,789,55} = 0,406\text{ m}$$

$$R_2 = \frac{q_D + q_C}{2} * (L_C) * L_u = \left(\frac{19\,305,55 + 14\,789,55}{2} \right) \text{ kg/m}^2 * 0,85\text{ m} * 1\text{ m}$$

$$R_2 = 14\,490,42\text{ kg}$$

$$M_{R_2} = R_2 * (L_C - S_2) = 14\,490,42 \text{ kg} * (0,85 \text{ m} - 0,406 \text{ m})$$

$$M_{R_2} = 6\,433,75 \text{ kg} - \text{m}$$

- Distribución de acero transversal, para el cimiento corrido.
 - Distribución de acero transversal. Utilizando barras Núm. 5 y la ecuación (6-33), se establece un área de acero, $A_s = 8,11 \text{ cm}^2$.
 - Cálculo del área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5).

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\,200} * 100 * 21,71 \geq \frac{14}{4\,200} * 100 * 21,71$$

$$A_{s,min} = 6,92 \text{ cm}^2 \geq 7,24 \text{ cm}^2$$

- Distribución de refuerzo para el cimiento corrido, en el pie del muro en función del momento máximo estimado.

Tabla LXXXVIII. **Distribución de acero para el pie del muro circular**

CARA SUPERIOR	M_u	A_s – Requerido	$A_{s,min}$ – Mínimo	Refuerzo suministrado	A_s – Suministrado	ϕM_u
Momentos	6 433,75 kg-m	8,11 cm ²	7,24 cm ²	Núm. 5 @ 0,24 m	8,25 cm ² / Cara Inferior	6 543,26 kg-m

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

- Cálculo del momento actuante del talón con la evaluación en las ecuaciones (7-37) a (7-39), adaptadas a la reacción 1.

$$S_1 = \frac{L_C}{3} * \frac{q_B + 2 * q_A}{q_B + q_A} = \frac{0,85 \text{ m}}{3} * \frac{13 \ 195,60 + 2 * 8 \ 679,55}{13 \ 195,60 + 8 \ 679,55} = 0,396 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{q_B + q_A}{2} * (L_C) * L_u = \left(\frac{13 \ 195,60 + 8 \ 679,55}{2} \right) \text{ kg/m}^2 * 0,85 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$R_2 = 9 \ 296,94 \text{ kg}$$

$$M_{R_1} = R_1 * S_1 = 9 \ 296,94 \text{ kg} * 0,396 \text{ m} = 3 \ 681,59 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momentos respecto del punto B, producidos por las componentes hidrostáticas C_H y peso propio del cemento C_1

- Momento por la componente hidrostática:

$$M_{C_H} = C_H * \frac{L_C}{2} = H_L * \gamma_H * L_u * \frac{L_C^2}{2}$$

$$M_{C_H} = 4 \text{ m} * 1 \ 000 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m} * \frac{(0,85 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{C_H} = 1 \ 445,00 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento por el peso propio del talón:

$$M_{C_1} = C_1 * \frac{L_C}{2} = t_c * \gamma_C * L_u * \frac{L_C^2}{2}$$

$$M_{C_1} = 0,3 \text{ m} * 2 \ 400 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m} * \frac{(0,85 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{C_1} = 260,10 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento total sobre el talón del muro circular:

$$M_T = 0 \quad \cup_+, \quad \cup_-$$

$$M_T = M_{R_2} - M_{C_H} - M_{C_1} = 3\,681,59 - 1\,445,00 - 260,10$$

$$M_T = 1\,976,49 \text{ kg} - m$$

La distribución de acero para el talón del cimiento corrido se distribuye a continuación:

- Distribución de acero transversal: Utilizando barras Núm. 3 y la ecuación (6-33), se establece un área de acero, $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$. Se coloca una cama de refuerzo Núm. 3 @ 0.25 m, en la cara superior.
- Distribución de acero longitudinal para el cimiento corrido:
 - En el sentido largo del cimiento no existe flexión, por lo que solo requiere acero mínimo para la sección.
 - Asumiendo barras Núm. 5 en doble cama, (es decir será provisto sobre el acero transversal):

$$d_{c1} = 30 \text{ cm} - \left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right) - \frac{\left(\frac{5}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} - 7,5 \text{ cm} = 20,12 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5).

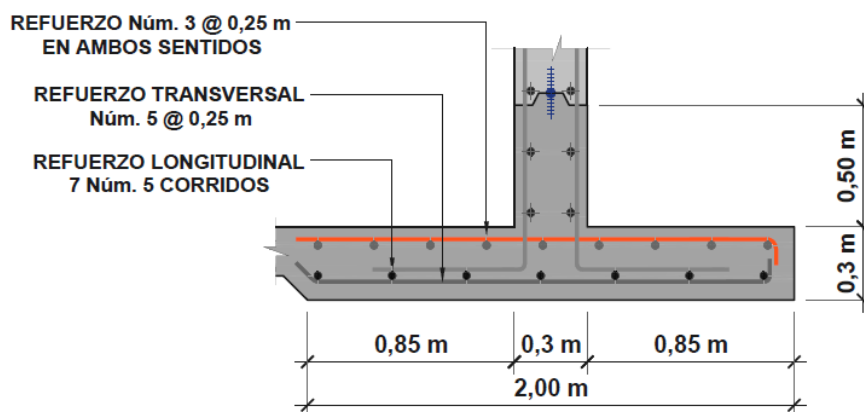
$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d_{c1} \geq \frac{14}{f_y} b_w d_{c1}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4 \cdot 200} * 200 * 20,12 \geq \frac{14}{4 \cdot 200} * 200 * 20,12$$

$$A_{s,min} = 10,84 \text{ cm}^2 \geq 13,41 \text{ cm}^2$$

Usar el área de acero mínimo, para la sección longitudinal, $A_s = 13.41 \text{ cm}^2$ distribuida con barras de refuerzo 7 Núm. 5, corridas.

Figura 48. **Distribución de refuerzo en el cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

7.7.2. Piso membrana para el tanque

El piso membrana no tiene función estructural, solo retener el líquido dentro del tanque.

- Espesor mínimo del piso membrana se definirá en base a las restricciones.
 - Utilizando barras de refuerzo Núm. 3:

$$t_{min} = 15 \text{ cm} + \left(\frac{3}{8} * 2,54 \text{ cm}\right) + 5 \text{ cm} = 20,95 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

$$d_{Piso} = 20,00 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{3}{8} * 2,54 \text{ cm}\right)}{2} = 14,52 \text{ cm}$$

- Chequeo de cortante actuante y resistente para el piso membrana.
 - Chequeo de cortante actuante por carga hidrostática, franja unitaria 1,00 m:

$$q_u = 1,30 * 1,70 * H_L * \gamma_{Agua}$$

$$q_u = 1,3 * 1,7 * 4 \text{ m} * 1\,000 \text{ kg/m}^3 = 8\,840,00 \text{ kg/m}^2$$

$$V_a = 8\,840,00 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m}^2 = 8\,840,00 \text{ kg}$$

- Cheque cortante resistente por el concreto:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * L_u * d_{Piso}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 14,52 \text{ cm} = 10\,945,62 \text{ kg}$$

$$V_a \leq \phi V_c = 8\,840,00 \text{ kg} \leq 10\,945,62 \text{ kg}$$

El acero de refuerzo que se utilizará es el mínimo establecido por las restricciones para el elemento estructural.

- El acero mínimo para temperatura y contracción. Para juntas que superen luces de 8,00 m.

$$\frac{A_{st}}{bh} = 0,003 \rightarrow A_{st} = 0,003 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 6,00 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo mínimo en cada una de las caras de la cubierta:

$$A_{st} = \frac{1}{2} * 0,003 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,00 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo mínimo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3 y 7.12:

$$A_{s,min} = 0,0018bh = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,60 \text{ cm}^2$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 13.3.2:

$$\text{Espaciamiento} = 2h = 2 * 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo del refuerzo para una losa, según código ACI-318S-08, sección 7.12.2.2:

$$\text{Espaciamiento} = 5 * t_s = 5 * 20 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

- El área de acero mínimo, según código sección 10.5 del ACI-318S-08, con la ecuación (4-5):

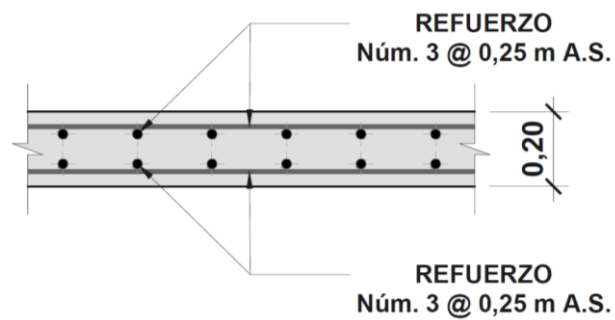
$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,8\sqrt{280}}{4\ 200} * 100 * 14,52 \geq \frac{14}{4\ 200} * 100 * 14,52$$

$$A_{s,min} = 4,63 \text{ cm}^2 \geq 4,84 \text{ cm}^2$$

Para el piso membrana se utiliza acero de refuerzo Núm. 3 @ 0.25 m, en ambos sentidos, colocado en la cara superior e inferior del piso.

Figura 49. **Distribución de refuerzo en el piso membrana**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

CONCLUSIONES

1. En la estructura de los tanques rectangulares se requiere por lo menos el análisis hidrodinámico e hidrostático en dos direcciones perpendiculares, para poder obtener distribuciones realistas de momentos, cortantes y deflexiones en los muros del lado largo y corto. En el desarrollo de la presente ejemplificación se realiza el análisis en una sola dirección con el 100 % del sismo actuante, sobre el lado largo; los resultados del lado corto se plasman directamente en los planos constructivos respectivos en apéndices.
2. Los tanques requieren que se defina su geometría y dimensiones preliminarmente, estableciendo razones entre el largo, ancho y altura para tanques rectangulares. Altura, espesor del muro y diámetro para tanques circulares. Establecer razones exactas y el tipo de caso, según la consideración que se haga en los bordes laterales, superior e inferior de los muros, en los manuales PCA-R y PCA-C, permiten utilizar los coeficientes directos para momentos, tensiones anulares, cortantes y deflexiones, sin hacer interpolaciones y en función de altura como parámetro para el diseño.
3. El análisis de los muros del tanque requiere la evaluación de por lo menos, las condiciones de carga 1 y 2 según la PCA. Los bordes laterales siempre se consideran empotrados, el borde inferior articulado o empotrado y el superior libre por seguridad; la losa de cubierta podrá restringir movimientos y ejercer cierta influencia. En los tanques circulares cuando se consideren las cubiertas con influencia en los muros, estas ejercerán

fuerzas y momentos en la parte superior e inferior, según los métodos de la PCA-C para estas consideraciones tendrán que ser adicionados al análisis del muro.

4. Para poder integrar el análisis hidrodinámico sísmico e hidrostático ocasionado por el líquido dentro de los tanques, se hace necesario analizar la componente impulsiva y convectiva, descomponiéndolas en distribuciones equivalentes, siendo uniformes y triangulares sobre los muros, las cuales disponen de tabulaciones con coeficientes propios para cada condición, en los manuales PCA-R y PCA-C, para tanques rectangulares y circulares, respectivamente, obteniéndose condiciones de cargas últimas con la utilización de los combos de mayoreo del ACI-318, para momentos, tensiones anulares, cortantes y deflexiones.
5. La selección de las cimentaciones dependerá de las características propias del suelo. Cuando no existan restricciones ocasionadas por el suelo, las cimentaciones se diseñarán como zapatas corridas debajo de los muros, con pisos y membranas para la retención de los líquidos, al ser la combinación más económica. Las cimentaciones con losas estructurales se utilizarán cuando el suelo tenga poca capacidad soporte, se tenga diferentes estratos o tipos de suelo y tengan que limitarse al mínimo los asentamientos diferenciales.

RECOMENDACIONES

1. Para poder desarrollar los métodos aquí ejemplificados es recomendable contar los manuales de la PCA, para el análisis de fuerzas y presiones sobre los muros, y el método de Housner en el ACI 350.3-01, el cual puede ser desarrollado con el método alternativo, principalmente cuando se esté realizando el diseño en un lugar distinto a Guatemala.
2. En los tanques rectangulares, cuando se dispongan de múltiples cámaras, como en las plantas de tratamiento, filtros de sedimentación, entre otros, se tendrá que realizar un análisis para cada cámara, considerándola como aislada y siguiendo la metodología aquí ejemplificada para tanques rectangulares, estableciendo que en las intersecciones entre los muros de las cámaras se tendrán que corregir los coeficientes de momentos, con los factores obtenidos mediante el procedimiento descrito en el manual PCA-R, desarrollados en el capítulo 4, para tanques con múltiples celdas.
3. En tanques, siempre que el concreto esté bien dosificado y tenga un buen diseño de mezclas, tendrá la suficiente impermeabilidad para la exposición de líquidos comunes como agua potable o tratada; sin embargo cuando se contenga alumbre líquido, ácidos, hidrocarburos, entre otros, es recomendable revestir y proteger las paredes y pisos de concreto, con membranas o compuestos impermeables, de bases epóxicas, resinas, PVC, entre otros. Estos productos se podrán encontrar en presentaciones de mortero o pinturas.

BIBLIOGRAFÍA

1. AMBROSE, James. y PARKER, Harry. *Diseño simplificado de concreto reforzado*, México: Limusa Wiley, 2008. 30 p.
2. American Concrete Institute, ACI. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y comentarios (ACI 318SR-08)*. Estados Unidos: Comité 318, 2008. 91 p.
3. _____. *Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente (ACI 350-83)*. Estados Unidos: Comité 350, 1983. 25 p.
4. _____. *Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Contenedoras de Líquido (ACI 350.3-01) y comentarios (ACI 350.3R-01)*. Estados Unidos: Comité 350, 2001. 30 p.
5. Architectural Institute Of Japan. *Design Recommendation for Storage Tanks and Their Supports With Emphasis on Seismic Design*, Japón, 2010. 163 p.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructuras para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES NSE, 2010. 50 p.
7. Comisión Federal de Electricidad, CFE. *Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo*. México D. F.: CFE, 2008. 116 p.

8. Comisión Nacional del Agua. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Coyoacán, México D. F.: CNA, 2007. 53 p.
9. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed, México D.F.: Limusa S.A., 2004. 507 p.
10. Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A.C. *Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente (ACI 350-84)*. México, 1984. 34 p.
11. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. Santa Fe de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana, 1999. 37 p.
12. PAVÓN RODRÍGUEZ, Victor M. *Diseño y construcción de estructuras contenedoras de líquidos*. Fundación ICA, Universidad Autónoma de México, 2001. 23 p.
13. Portland Cement Association. *Circular concrete tanks without prestressing*. Estados Unidos: PCA, 1993. 29 p.
14. _____. *Design of liquid containing concrete structures for earthquake forces*. Estados Unidos: PCA, 2002. 35 p.
15. _____. *Rectangular concrete tanks*. Estados Unidos: PCA, 1993. 7 p.
16. Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. *Diseño, construcción, operación y mantenimiento de*

un tanque de regulación de agua potable de concreto reforzado.
México: SAGARPA, 2009. 27 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Longitudes de desarrollo para barras de refuerzo

La longitud de desarrollo para barras de refuerzo, está definida según la sección 12.2 del código ACI 318S-08.

- Para barras de refuerzo Núm. 6 o menores:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6,6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

- Para barras de refuerzo Núm. 7 o mayores:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5,3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Donde:

l_d = longitud de desarrollo para barras de refuerzo.

d_b = diámetro nominal de la barra de refuerzo.

f_y = resistencia nominal del concreto. $f_y = 4\,200,0 \text{ kg/cm}^2$.

f'_c = resistencia nominal del concreto. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Ψ_t = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo. $\Psi_t = 1$.

Ψ_e = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo. $\Psi_e = 1$.

λ = factor de modificación del concreto con peso liviano. $\lambda = 1$.

Apéndice 1 a. **Longitudes de desarrollo para barras de refuerzo**

Barras de refuerzo Núm.	Diámetro d_b	$l_d = \left(\frac{4\,200 * 1 * 1}{6,6 * 1 * \sqrt{280}} \right) d_b$	$l_d = \left(\frac{4\,200 * 1 * 1}{5,3 * 1 * \sqrt{280}} \right) d_b$
3	0,9525 cm	36,2236 cm	(-)
4	1,2700 cm	48,2981 cm	(-)
5	1,5875 cm	60,3726 cm	(-)
6	1,9050 cm	72,4472 cm	(-)
7	2,2250 cm	(-)	105,3718 cm
8	2,5400 cm	(-)	120,2896 cm
9	2,8575 cm	(-)	135,3258 cm
10	3,1750 cm	(-)	150,3620 cm
11	3,4925 cm	(-)	165,3982 cm
12	3,8100 cm	(-)	180,4344 cm
No menos de 30,00 cm			

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

Apéndice 2. **Empalmes de las barras de refuerzo**

Los empalmes por traslape en las estructuras del tanque se clasifican como Clase B, según la sección 12.15 del código ACI 318S-08.

- Empalme por traslape clase B $1,30 * l_d$

Apéndice 2 a. **Empalmes por traslape para barras de refuerzo**

Barras de refuerzo Núm.	Diámetro d_b	Empalme por Traslape <i>Clase B = $1,30l_d$</i>
3	0,9525 cm	47,0906 cm
4	1,2700 cm	62,7875 cm
5	1,5875 cm	78,4844 cm
6	1,9050 cm	94,1813 cm
7	2,2250 cm	136,9833 cm

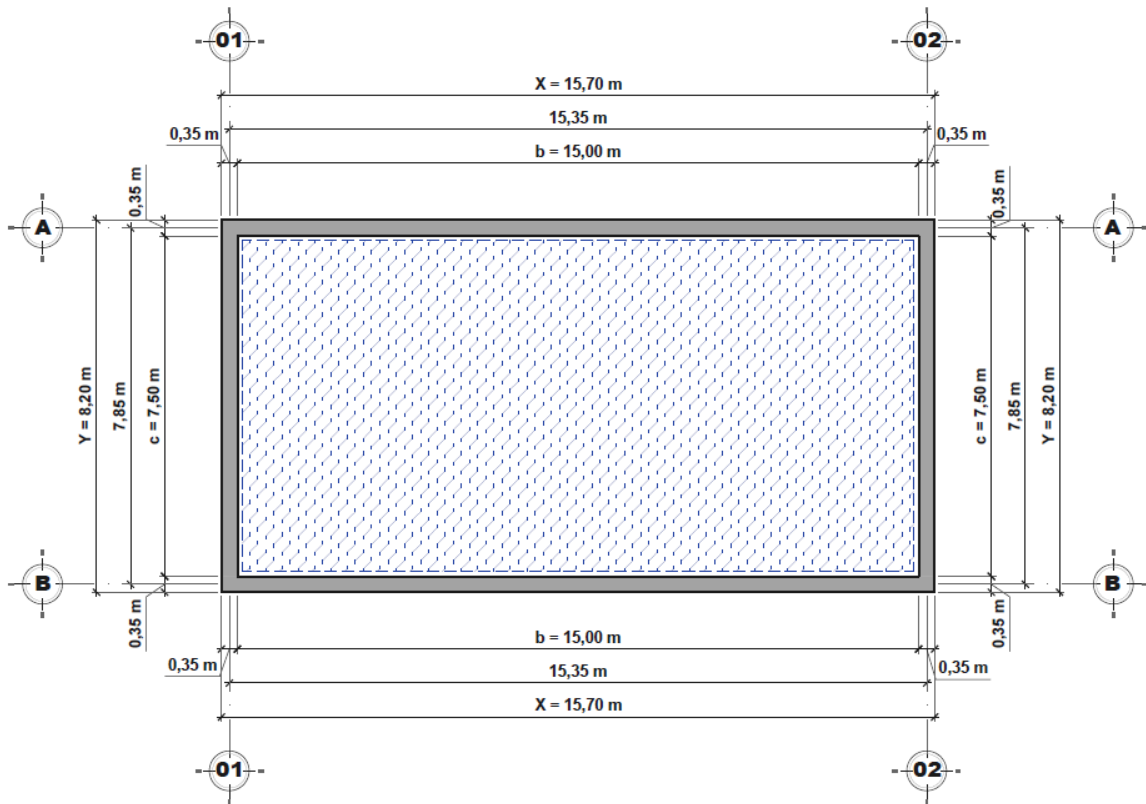
Continuación de apéndice 2 a.

8	2,5400 cm	156,3765 cm
9	2,8575 cm	175,9236 cm
10	3,1750 cm	195,4706 cm
11	3,4925 cm	215,0177 cm
12	3,8100 cm	234,5647 cm

Fuente: elaboración propia, utilizando el programa Microsoft Excel.

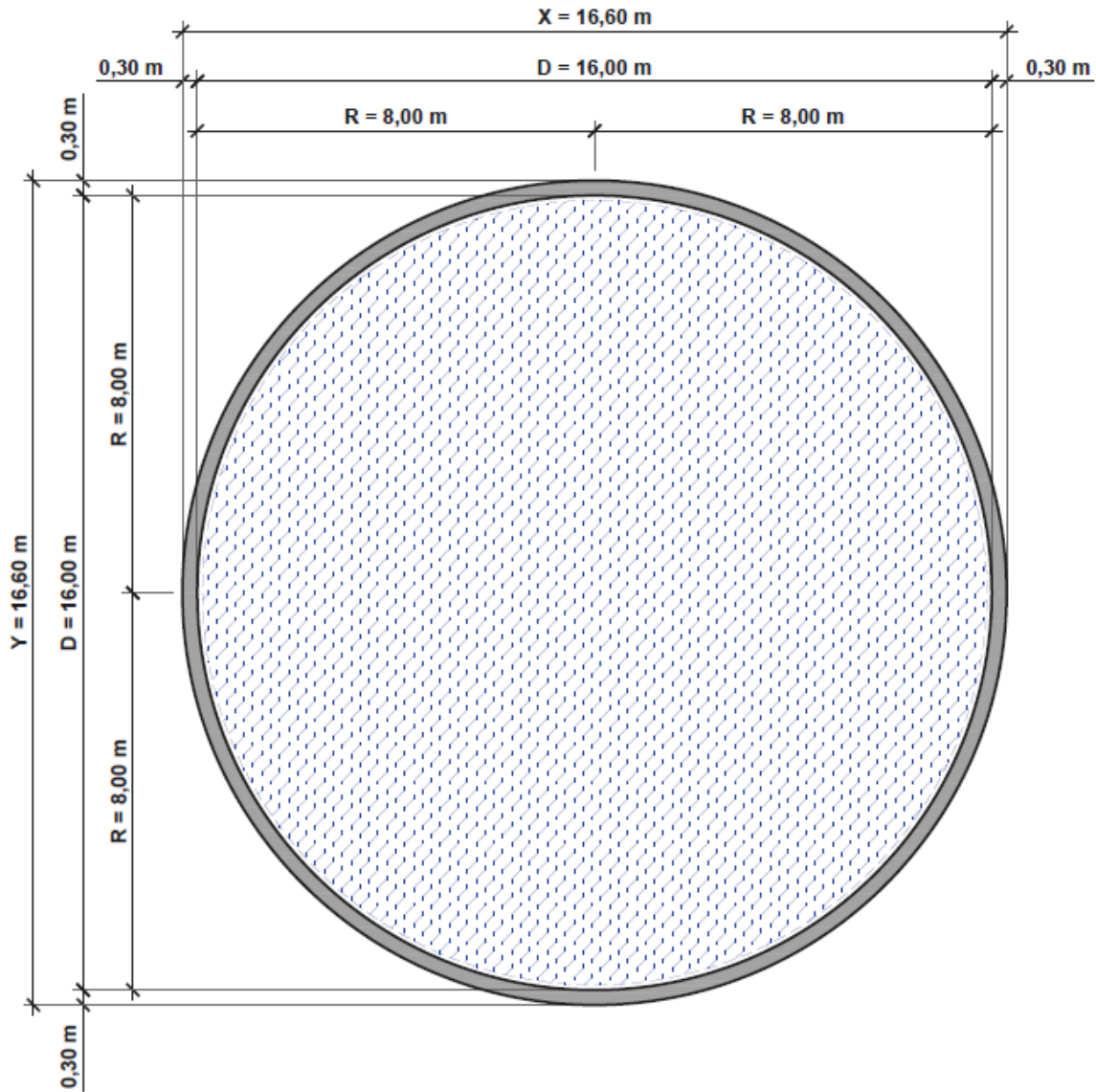
Apéndice 3. Planos de tanques rectangulares y circulares

Apéndice 3 a. Tanque rectangular – Planta de tratamiento



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

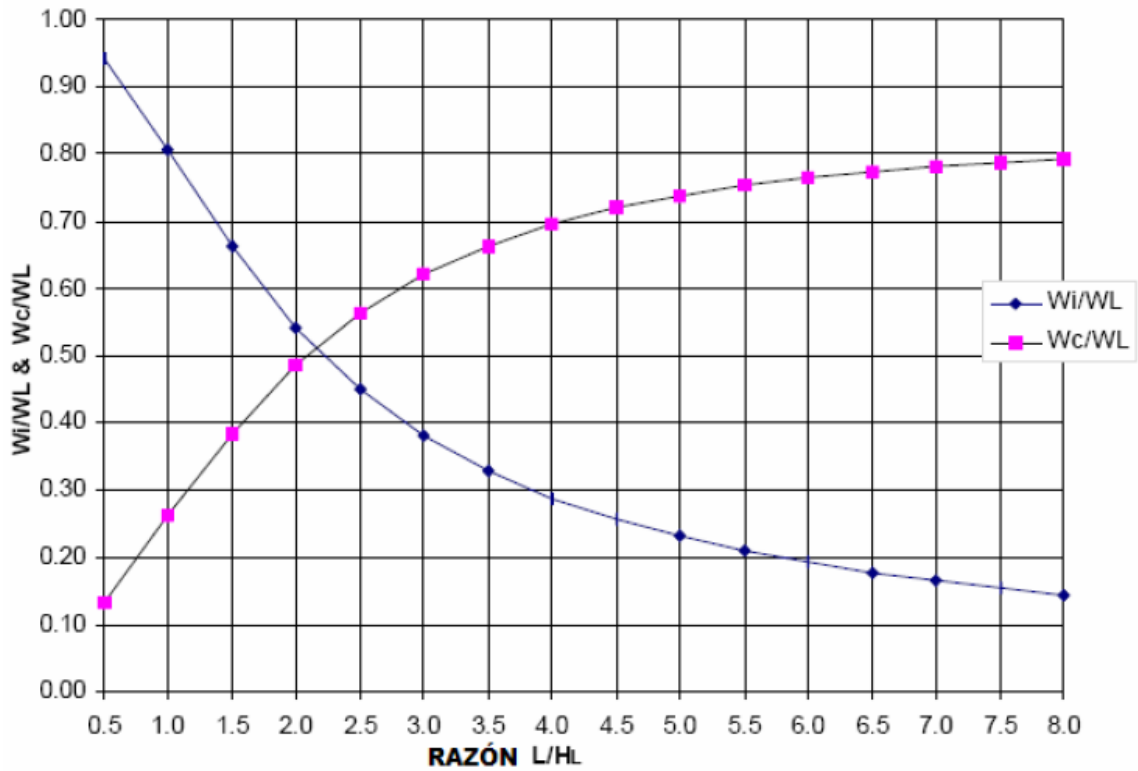
Apéndice 3 b. **Tanque circular – Deposito de almacenamiento**



Fuente: elaboración propia, utilizando el programa AutoCAD.

ANEXOS

Anexo 1. Razón factores de masa impulsivo y convectivo vs. L/H_L



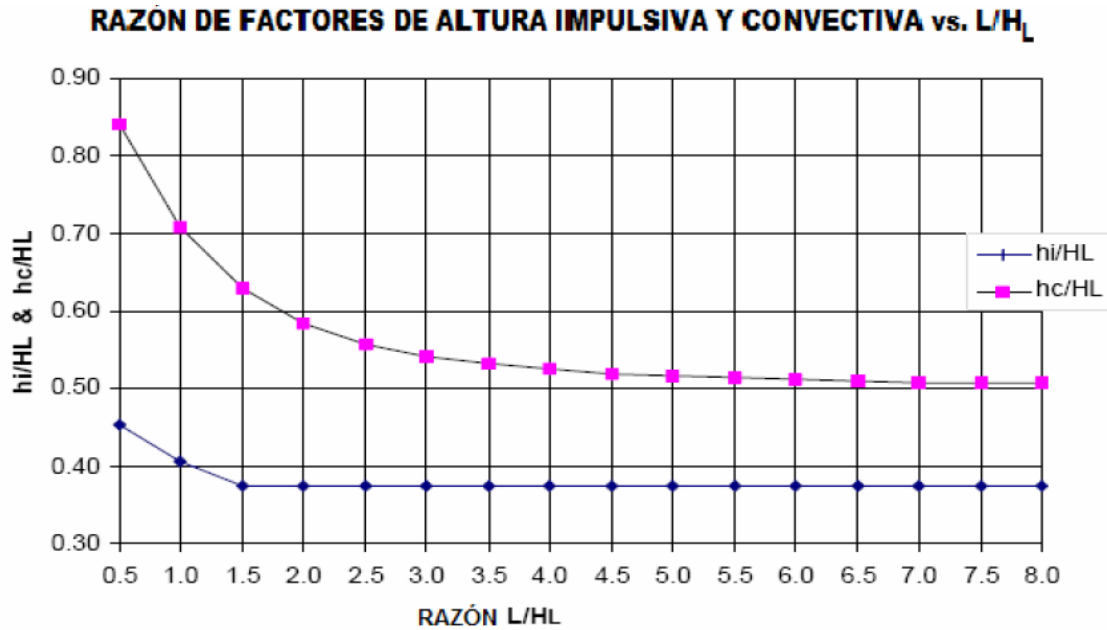
Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus la razón L/H_L para tanques rectangulares.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0,866(L/H_L)]}{0,866(L/H_L)} \quad (9-1)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0,264(L/H_L)\tanh[3,16(H_L/L)] \quad (9-2)$$

Fuente: ACI-350.3-01. Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.
 Figura 9.2. Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus la razón L/H_L para estanques rectangulares. p. 43.

Anexo 2. Razón factores de altura impulsiva y convectiva vs. L/H_L



Factores h_i/H_L y h_c/H_L versus la razón L/H_L para estanques rectangulares.

- Relación h_i/H_L :
 - Para estanques con:

$$\frac{L}{H_L} < 1,333: \quad \frac{h_i}{H_L} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{L}{H_L} \right)$$
 - Para estanques con:

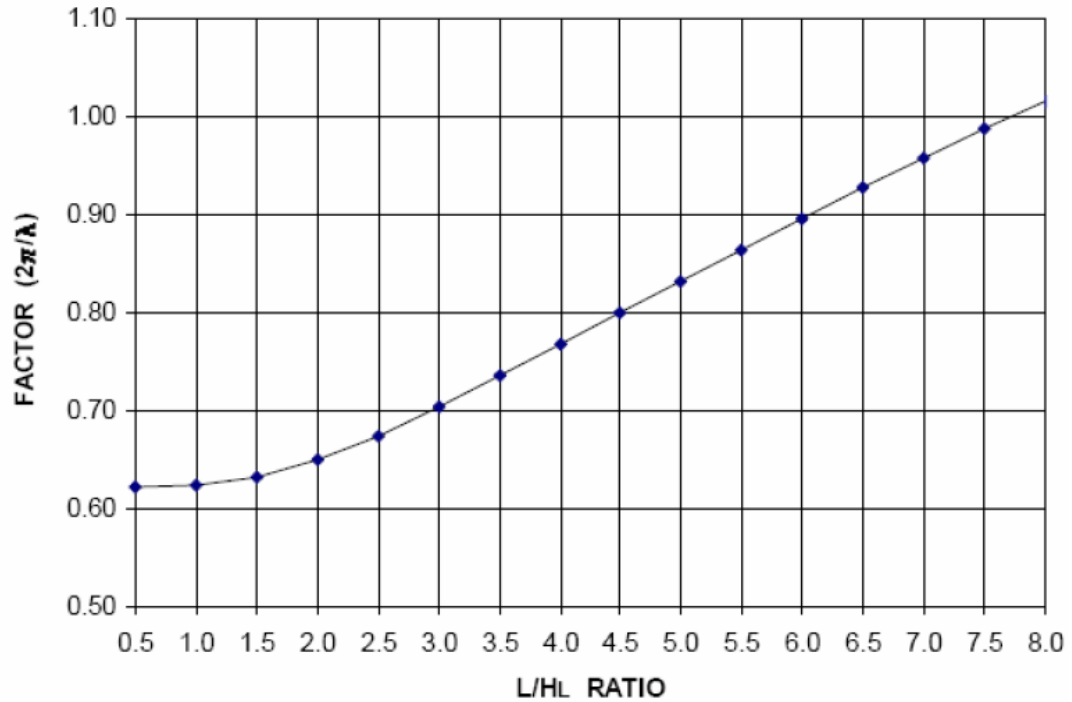
$$\frac{L}{H_L} \geq 1,333: \quad \frac{h_i}{H_L} = 0,375$$
- Relación h_c/H_L :
 - Para todos los estanques:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3,16(H_L/L) - 1]}{3,16(H_L/L)\sinh[3,16(H_L/L)]}$$

Fuente: ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.*

Figura 9.3. Factores h_i/H_L y h_c/H_L versus la razón L/H_L para estanques rectangulares. p. 44.

Anexo 3. Factor $2\pi/\lambda$



Factores $2\pi/\lambda$ versus la razón L/H_L para estanques rectangulares.

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (9-12)$$

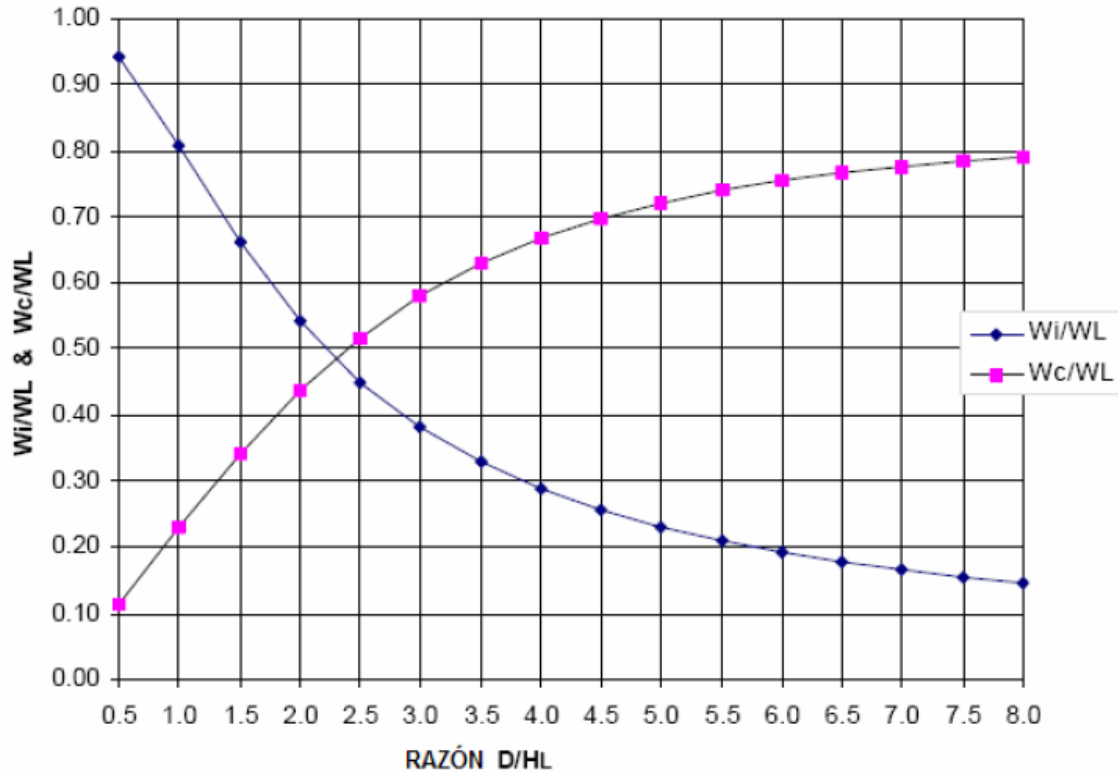
$$\lambda = \sqrt{3,16g \tanh[3,16(H_L/L)]} \quad (9-13)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L} \quad (9-14)$$

Fuente: ACI-350.3-01, *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido*.

Figura 9.5. Factores $2\pi/\lambda$ versus la razón L/H_L para estanques rectangulares. p. 45.

Anexo 4. Razón factor de masa impulsivo y convectivo vs. D/H_L



Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus la razón D/H_L para estanques circulares.

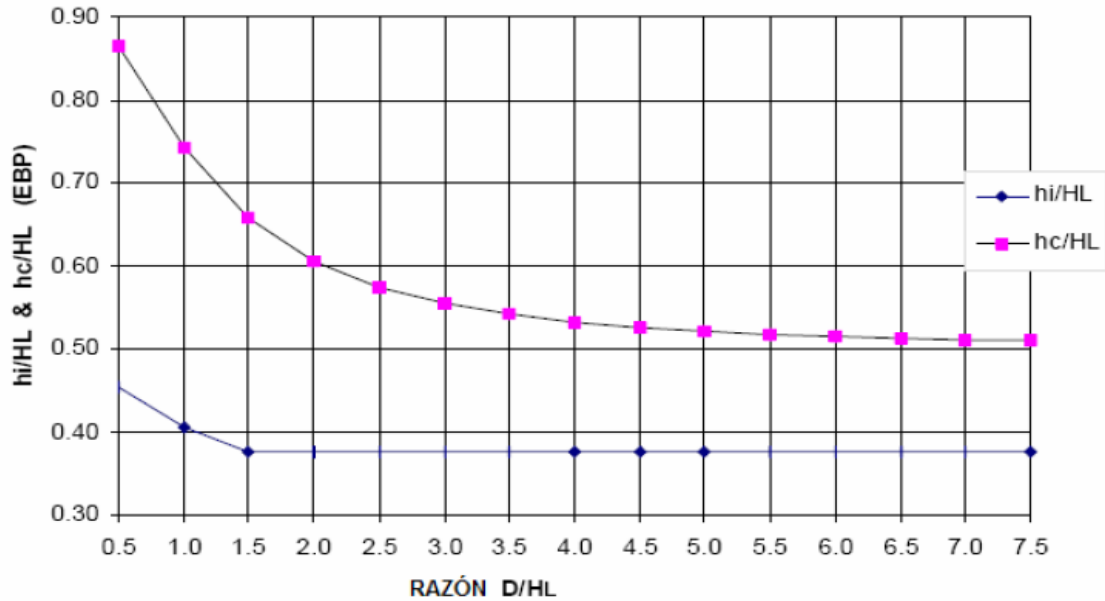
$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0,866(D/H_L)]}{0,866(D/H_L)} \quad (9-15)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0,230(D/H_L)\tanh[3,68(H_L/D)] \quad (9-16)$$

Fuente: ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.*

Figura 9.6. Factores W_i/W_L y W_c/W_L versus la razón D/H_L para estanques circulares. p. 46.

Anexo 5. Razón factores de altura impulsivo y convectivo vs. D/H_L



Factores h_I/H_L y h_C/H_L versus la razón D/H_L para estanques circulares.

- Relación h_I/H_L :

- Para estanques con:

$$\frac{D}{H_L} < 1,333: \quad \frac{h_I}{H_L} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{D}{H_L} \right)$$

- Para estanques con:

$$\frac{D}{H_L} \geq 1,333: \quad \frac{h_I}{H_L} = 0,375$$

- Relación h_C/H_L :

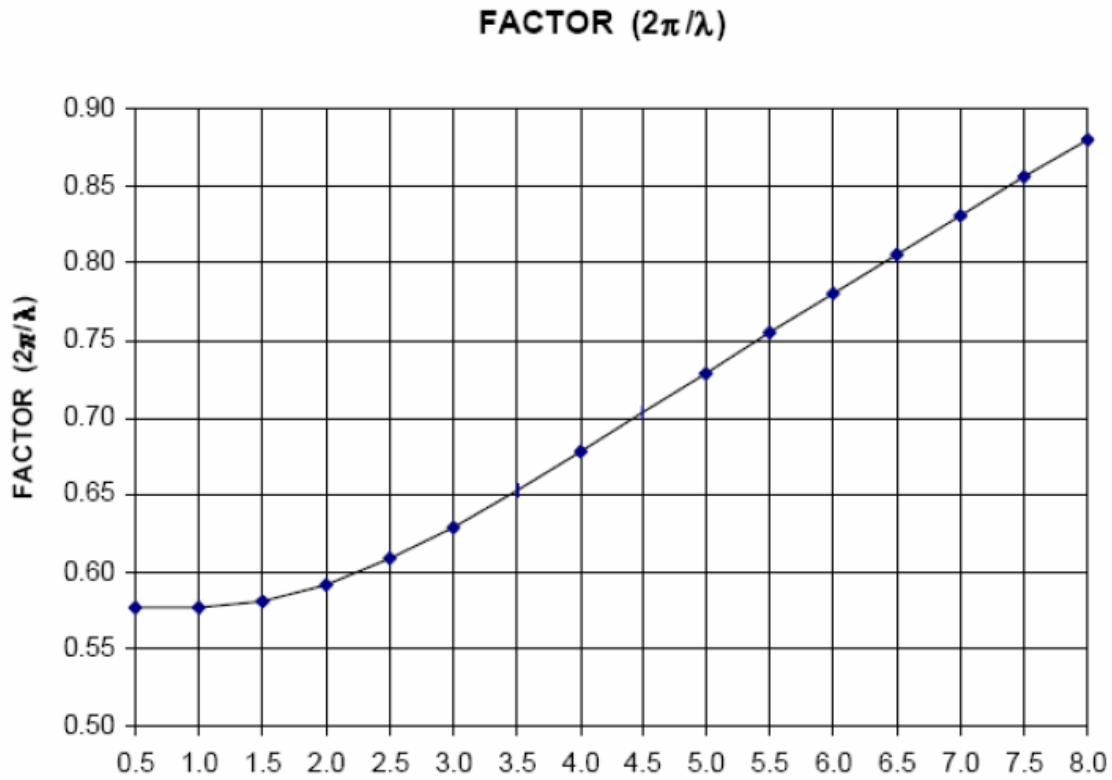
- Para todos los estanques:

$$\frac{h_C}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3,16(H_L/D) - 1]}{3,68(H_L/D)\sinh[3,68(H_L/D)]}$$

Fuente: ACI-350.3-01. *Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido.*

Figura 9.7. Factores h_I/H_L y h_C/H_L versus la razón D/H_L para estanques circulares. p. 47.

Anexo 6. Factor $2\pi/\lambda$



Factores $2\pi/\lambda$ versus la razón D/H_L para estanques circulares.

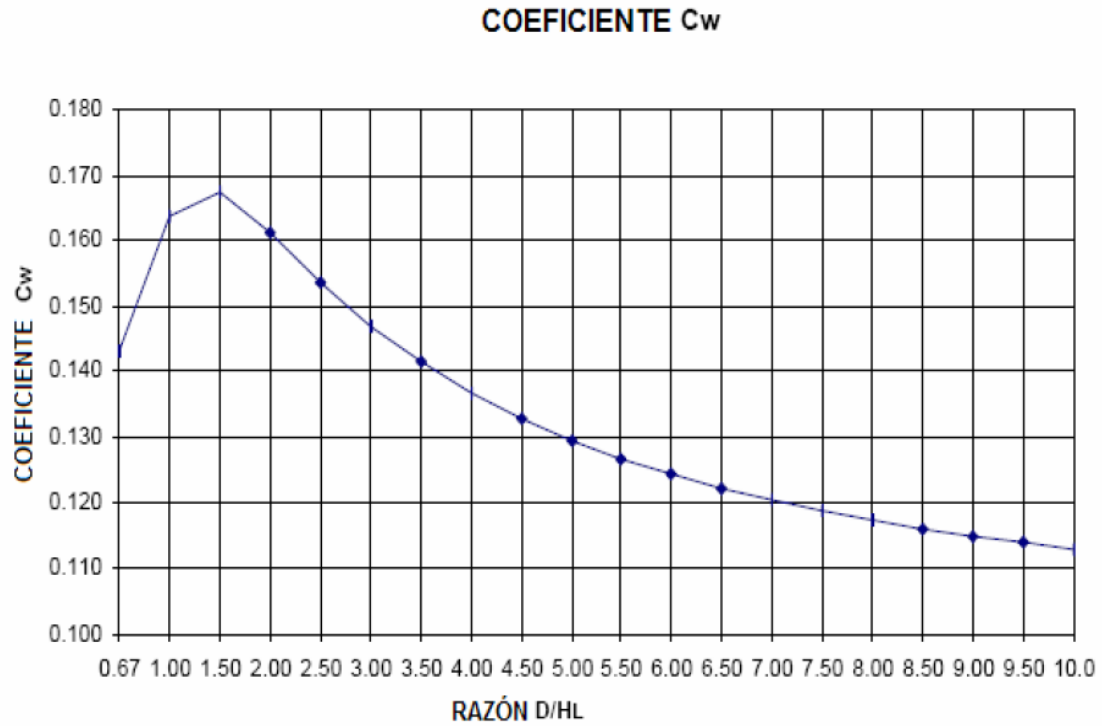
$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (9-12)$$

$$\lambda = \sqrt{3,68g \tanh[3,68(H_L/D)]} \quad (9-13)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D} \quad (9-14)$$

Fuente: ACI-350.3-01, Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido,
 Figura 9.9. Factores $2\pi/\lambda$ versus la razón D/H_L para estanques circulares. p. 49.

Anexo 7. Coeficiente C_w



Factores C_w versus la razón D/H_L para estanques circulares

- Para $D/H_L > 0,667$:

$$C_w = 9,375 * 10^{-2} + 0,2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0,1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0,1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0,1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3,186 * 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

Fuente: ACI-350.3-01, Diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido,
Figura 9.10. Factores C_w versus la razón D/H_L para estanques circulares. p. 50.

Anexo 8. Coeficientes para tanques rectangulares caso 2

$$\frac{b}{a} = 3.0 \quad \frac{c}{a} = 1.5$$

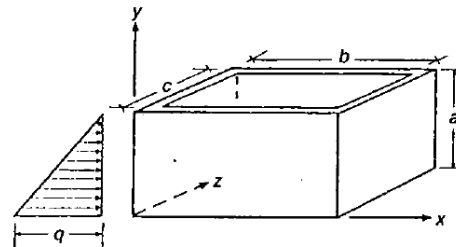
		M_x Coeficientes						M_y Coeficientes						M_{xy} Coeficientes					
		ESQ	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b	ESQ	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b	ESQ	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
			0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b			0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b			0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
LADO LARGO	SUPERIOR	-16	0	0	0	0	0	-82	-34	26	59	75	80	20	40	41	32	17	0
	0.90 a	-26	-4	4	9	11	12	-132	-32	25	56	71	75	26	38	40	31	17	0
	0.80 a	-25	-4	10	18	23	24	-123	-29	25	53	67	70	26	38	40	31	17	0
	0.70 a	-23	-1	16	27	33	35	-116	-25	25	50	62	65	27	39	41	32	17	0
	0.60 a	-22	3	23	35	42	44	-109	-21	25	47	57	60	27	41	43	34	18	0
	0.50 a	-20	7	28	41	48	50	-102	-16	24	43	51	53	28	45	46	36	19	0
	0.40 a	-19	10	32	44	51	53	-93	-11	22	37	44	46	29	49	50	38	20	0
	0.30 a	-16	13	32	43	49	50	-79	-7	19	30	35	37	30	54	53	40	21	0
	0.20 a	-12	13	28	36	40	41	-60	-3	15	22	25	26	31	58	56	41	21	0
	0.10 a	-7	10	18	22	24	25	-34	-1	8	12	14	14	32	62	58	42	22	0
FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32	63	58	42	22	0	

		M_z Coeficientes						M_y Coeficientes						M_{yz} Coeficientes					
		ESQ	0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c	ESQ	0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c	ESQ	0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c
			0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c			0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c			0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c	
LADO CORTO	SUPERIOR	-16	0	0	0	0	0	-82	-86	-48	-22	-7	-2	20	18	10	5	2	0
	0.90 a	-26	-12	-6	-3	-2	-1	-132	-80	-44	-19	-5	0	26	19	12	6	3	0
	0.80 a	-25	-15	-8	-3	0	0	-123	-75	-40	-16	-2	2	26	19	12	7	3	0
	0.70 a	-23	-15	-7	-1	3	4	-116	-69	-35	-12	1	5	27	19	12	7	3	0
	0.60 a	-22	-13	-4	3	7	9	-109	-62	-29	-8	4	8	27	19	11	5	2	0
	0.50 a	-20	-10	0	8	12	14	-102	-54	-23	-3	7	10	28	18	9	4	1	0
	0.40 a	-19	-7	4	12	17	19	-93	-45	-17	0	9	12	29	16	6	2	0	0
	0.30 a	-16	-4	7	15	20	21	-79	-35	-11	2	9	11	30	13	3	1	1	0
	0.20 a	-12	-1	9	16	19	20	-60	-23	-6	4	8	9	31	10	0	3	2	0
	0.10 a	-7	2	8	11	13	14	-34	-11	-2	3	5	6	32	6	3	5	3	0
FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32	5	4	6	4	0	

CASO 2

Borde Superior: Libre

Borde Inferior: Articulado



Fuente: Rectangular Concrete Tanks. Coeficientes de momentos en "x" y "y". Capítulo 3, Caso 2, Tank Analysis Results for tank. p. 3-20.

Anexo 9. Coeficientes para tanques rectangulares caso 6

$$\frac{b}{a} = 3.0 \quad \frac{c}{a} = 1.5$$

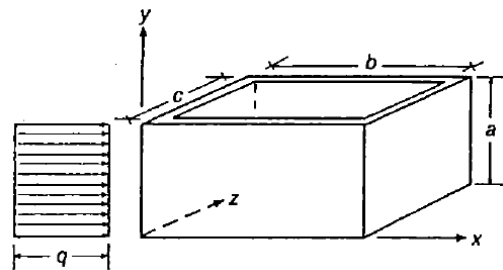
	ESQ	M_X Coeficientes					M_Y Coeficientes					M_{XY} Coeficientes							
		0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b			
		0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b		0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b		0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b				
LADO LARGO	SUPERIOR	-64	0	0	0	0	-319	-97	87	182	227	240	65	141	136	102	54	0	
	0.90 a	-88	-10	13	25	31	33	-440	-90	81	170	212	224	82	133	132	100	53	0
	0.80 a	-77	-13	24	45	56	59	-384	-83	76	158	196	207	82	133	131	100	53	0
	0.70 a	-68	-10	33	60	73	78	-338	-75	71	144	179	189	82	135	134	102	54	0
	0.60 a	-60	-4	40	69	85	89	-298	-65	64	130	160	168	84	139	138	105	55	0
	0.50 a	-52	2	45	74	89	94	-259	-54	57	113	138	146	85	144	143	109	57	0
	0.40 a	-44	7	47	73	87	91	-218	-42	49	94	115	121	87	150	149	112	59	0
	0.30 a	-35	11	45	66	78	81	-173	-30	39	74	90	94	89	156	154	116	61	0
	0.20 a	-25	12	37	52	60	63	-123	-19	28	51	62	65	90	162	158	119	62	0
	0.10 a	-13	9	23	31	35	36	-66	-8	15	27	32	33	92	166	161	121	63	0
FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	92	167	162	121	63	0	

	ESQ	M_Z Coeficientes					M_Y Coeficientes					M_{YZ} Coeficientes							
		0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c	0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c	0.1 c	0.2 c	0.3 c	0.4 c	0.5 c			
		0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c		0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c		0.9 c	0.8 c	0.7 c	0.6 c				
LADO CORTO	SUPERIOR	-64	0	0	0	0	-319	-266	-136	-54	-8	7	65	39	13	3	0	0	
	0.90 a	-88	-39	-17	-6	-1	0	-440	-245	-127	-50	-7	7	82	43	20	8	2	0
	0.80 a	-77	-48	-24	-10	-2	1	-384	-226	-116	-44	-4	9	82	41	21	9	3	0
	0.70 a	-68	-44	-24	-9	0	3	-338	-204	-104	-38	0	12	82	41	20	8	3	0
	0.60 a	-60	-39	-20	-6	4	7	-298	-179	-90	-31	3	14	84	43	19	7	2	0
	0.50 a	-52	-32	-14	0	8	11	-259	-152	-75	-23	6	15	85	43	18	5	1	0
	0.40 a	-44	-24	-8	5	13	16	-218	-124	-59	-16	7	15	87	42	16	3	1	0
	0.30 a	-35	-17	-2	10	17	19	-173	-94	-43	-10	8	14	89	40	13	1	2	0
	0.20 a	-25	-9	3	12	17	19	-123	-62	-27	-5	7	11	90	38	10	2	3	0
	0.10 a	-13	-3	5	9	12	13	-66	-31	-13	-2	5	7	92	35	7	3	4	0
FONDO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	92	33	6	4	4	0	

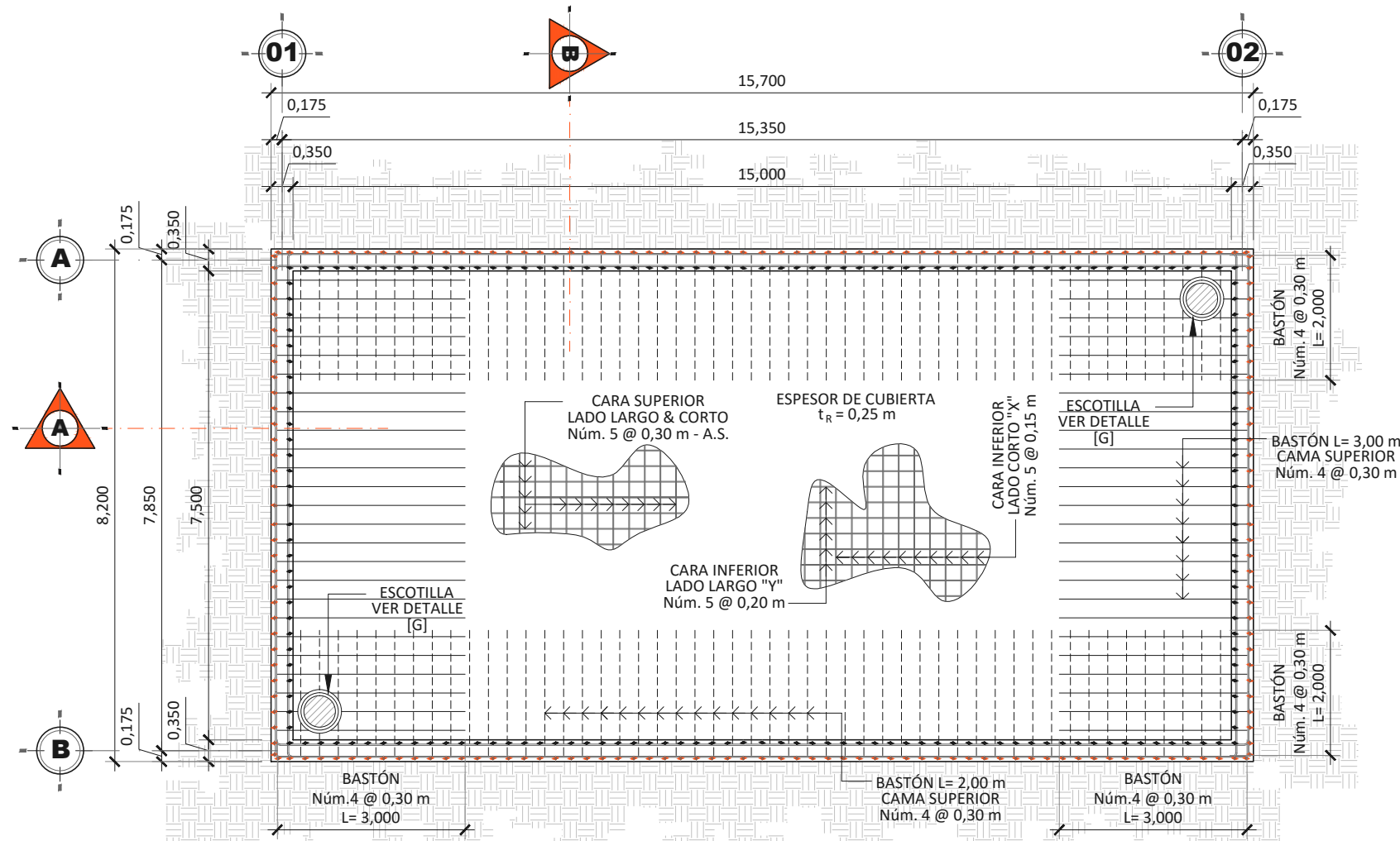
CASO 6

Borde Superior: Libre

Borde Inferior: Articulado



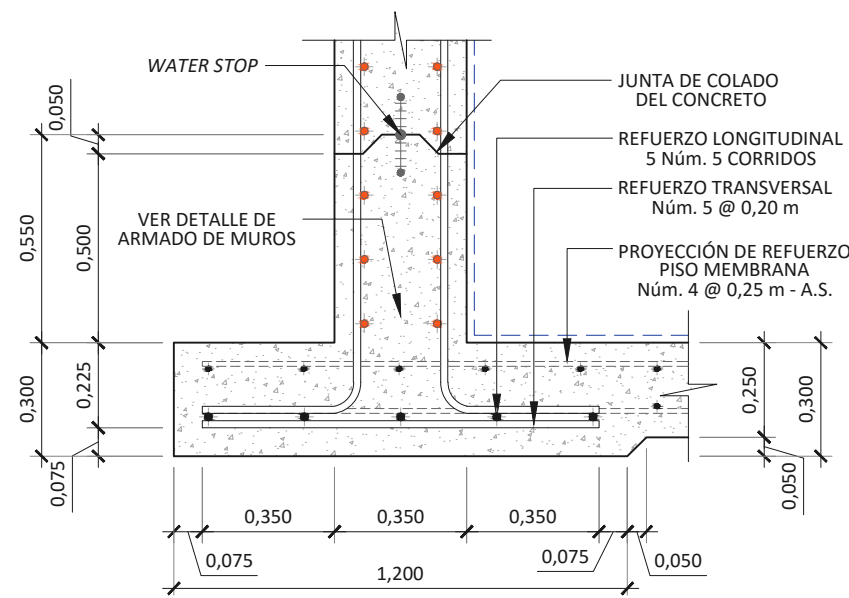
Fuente: Rectangular Concrete Tanks. *Coeficientes de momentos en "x" y "y". Capítulo 3, Caso 6, Tank Analysis Results for tank. p. 3-60.*



PLANTA DE CUBIERTA

PLANTA DE LOSA DE CUBIERTA
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

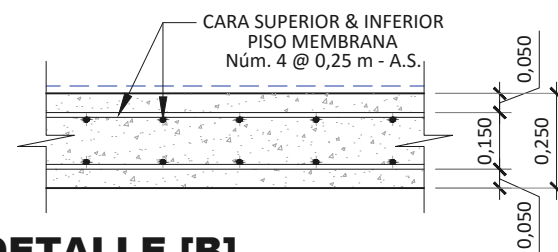
ESCALA 1:100



DETALLE [A]

CIMENTO CORRIDO - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

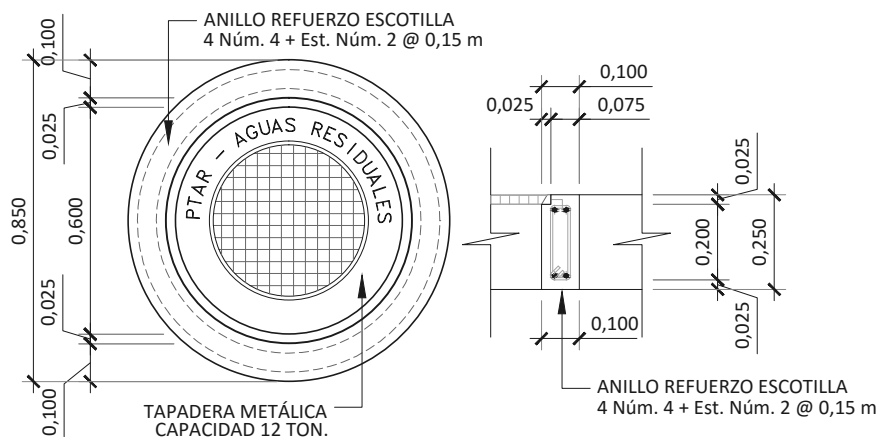
ESCALA 1:20



DETALLE [B]

PISO - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

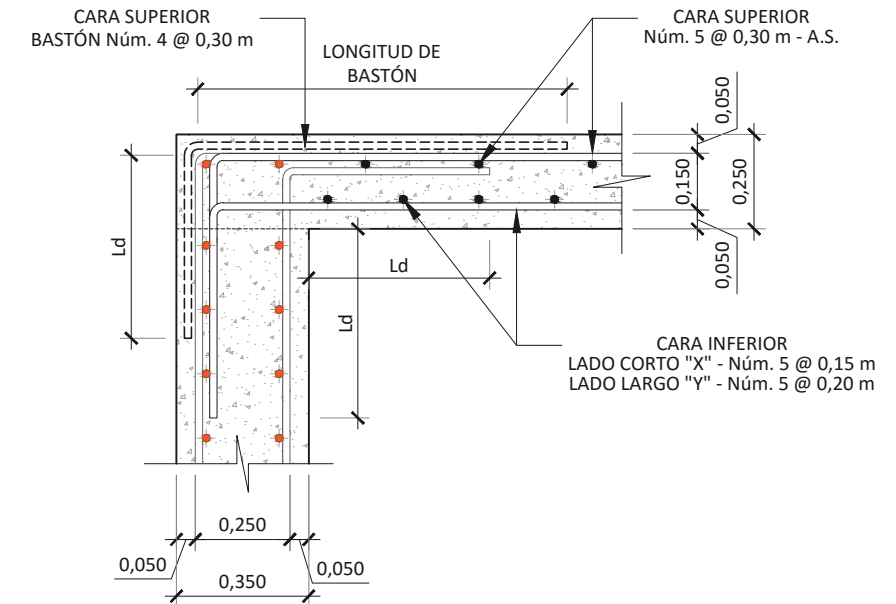
ESCALA 1:20



DETALLE [G]

TAPADERA - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

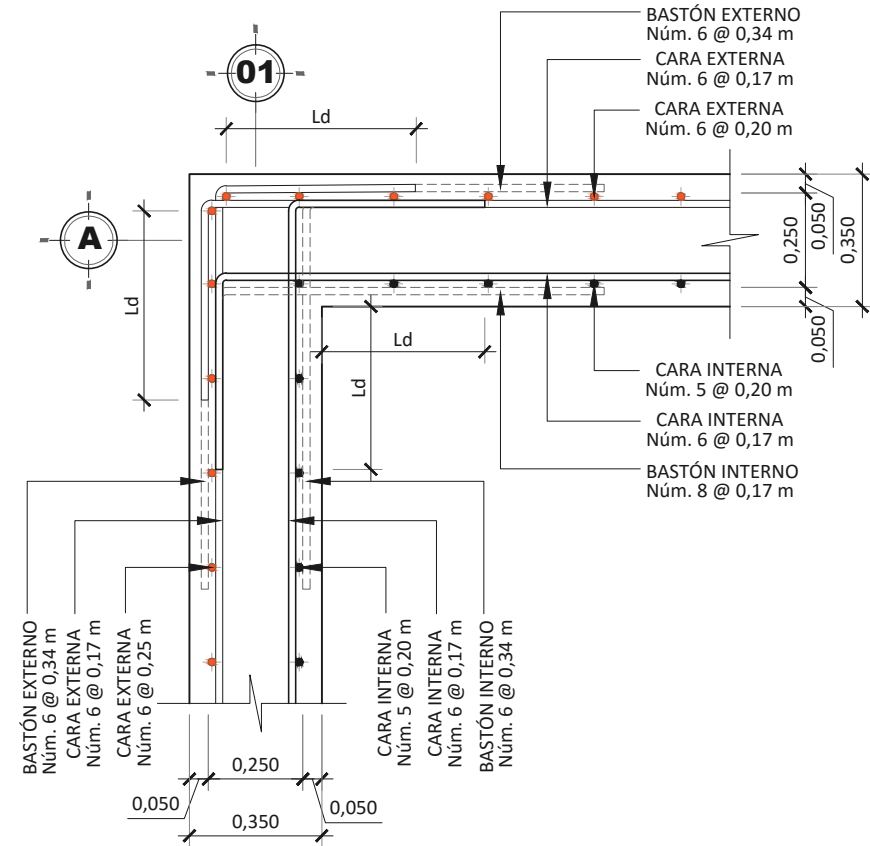
ESCALA 1:20



DETALLE [F]

LOSA DE CUBIERTA - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

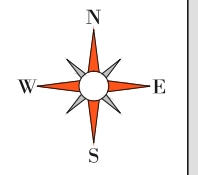
ESCALA 1:20



DETALLE [E]

INTERSECCIÓN DE MUROS - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

ESCALA 1:20



A	E	I	U

FECHA:
AGOSTO 2016

ESCALA:
INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD:

ESCUELA:
ESCUELA DE CIVIL

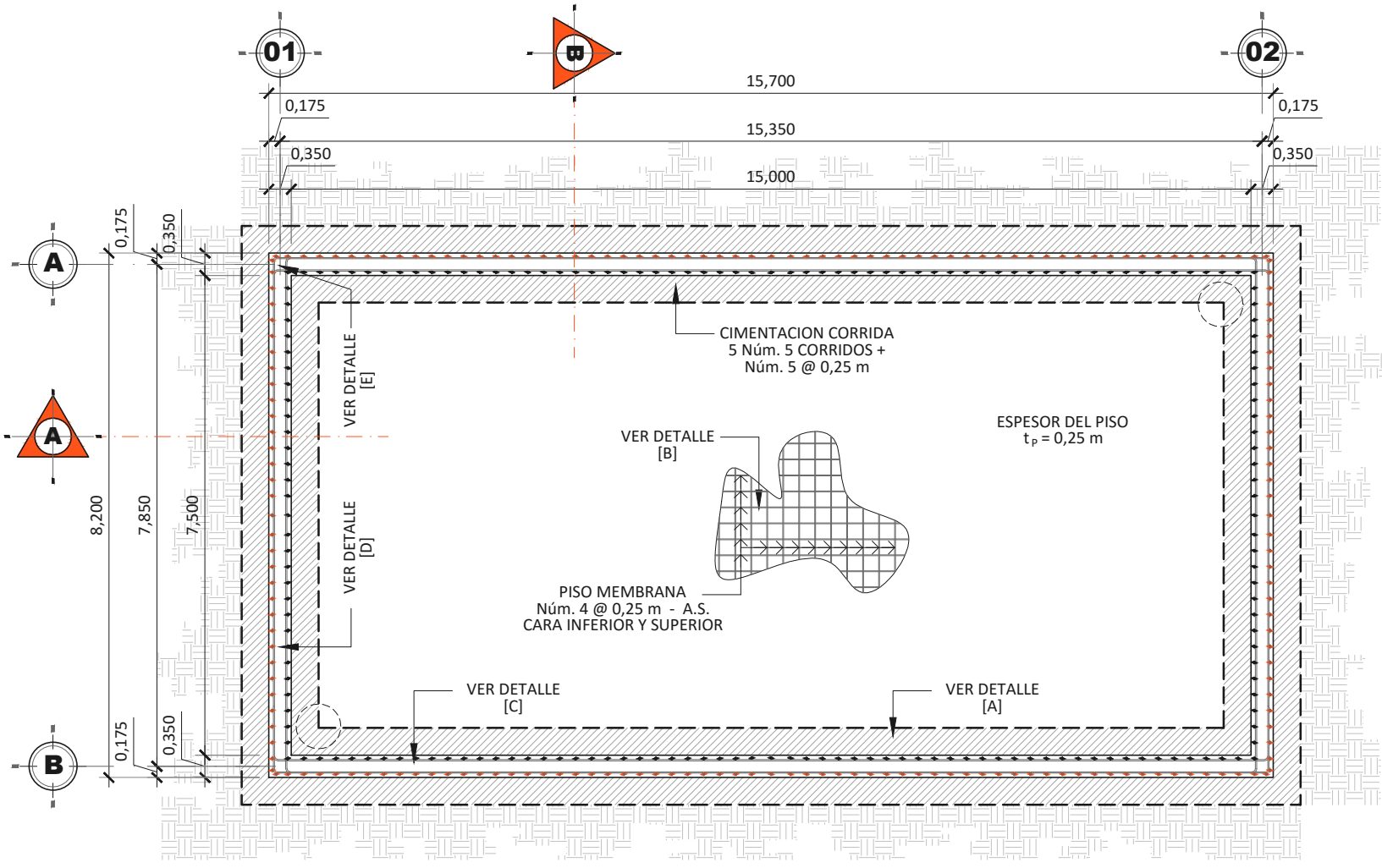
FACULTAD:
FACULTAD DE INGENIERIA



CONTENIDO:
PTAR- (TANQUE RECTANGULAR - PCA-R)
LA DEMOCRACIA, ESCUINTLA, GUATEMALA

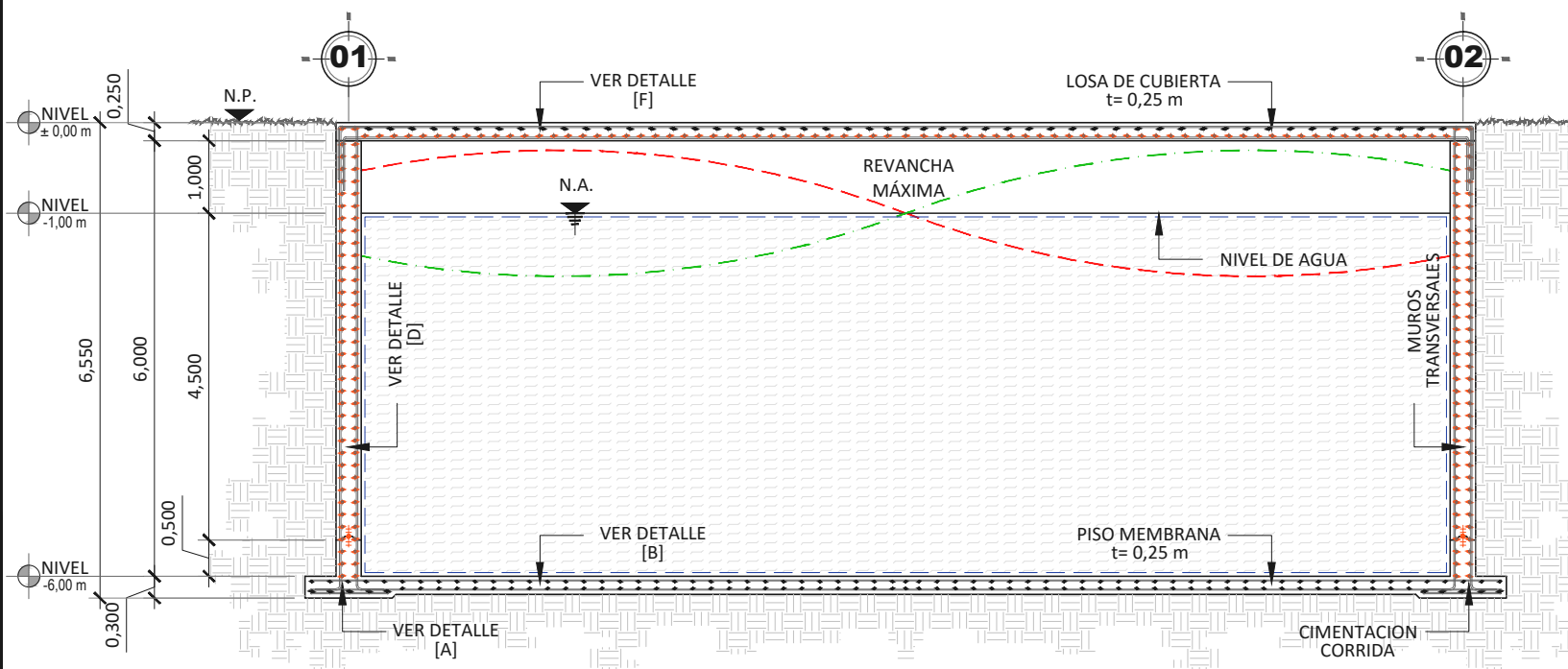
DISENO Y DIBUJO:
JULIO RICARDO SANTIZO

HOJA:	DE:
02	03



PLANTA DE CIMENTACION

PLANTA DE CIMENTACIONES Y MUROS
PTAR-TANQUE RECTANGULAR ESCALA 1:100

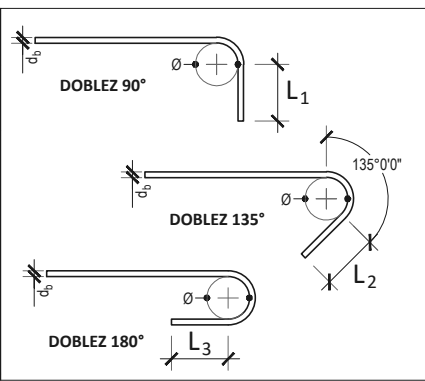


SECCION A-A'

ELEVACIÓN DE CIMENTACIONES Y MUROS
PTAR-TANQUE RECTANGULAR ESCALA 1:100

DOBLEZ ESTÁNDAR PARA BARRAS DE REFUERZO

BARRAS Núm.	Ø DIÁMETRO DOBLEZ	L ₁	L ₂	L ₃
2	0,04 m	0,10 m	0,10 m	0,10 m
3	0,06 m	0,15 m	0,10 m	0,10 m
4	0,08 m	0,20 m	0,15 m	0,10 m
5	0,10 m	0,20 m	0,15 m	0,10 m
6	0,12 m	0,25 m	-----	0,10 m
8	0,15 m	0,35 m	-----	0,15 m
10	0,25 m	0,40 m	-----	0,15 m



DESARROLLO PARA BARRAS DE REFUERZO

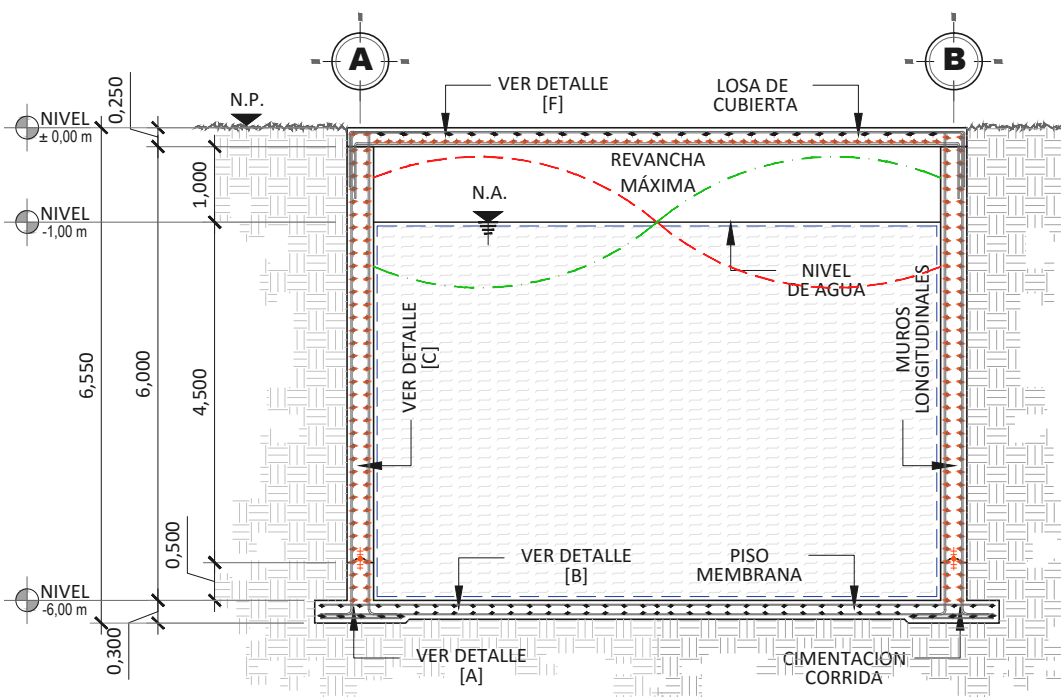
BARRAS Núm.	LONGITUD DE DESARROLLO [Ld]	TRASLAPE CLASE B [Tp]	ANCLAJES
3	0,35 m	0,45 m	0,30 m
4	0,45 m	0,60 m	0,40 m
5	0,60 m	0,75 m	0,50 m
6	0,70 m	0,90 m	0,60 m
8	1,20 m	1,50 m	0,80 m
10	1,50 m	1,90 m	1,00 m

CARGAS SOBRE LA CUBIERTA

CARGA MUERTA:
$C_M = 600,00 \text{ kg/m}^2$
CARGA VIVA:
$C_V = 400,00 \text{ kg/m}^2$

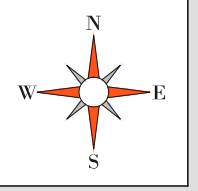
PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

TIPO DE MATERIAL	DESCRIPCIÓN GENERAL	PROPIEDADES
CONCRETO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN.	$f'_c = 4 \text{ KSI} - > 280 \text{ kg/cm}^2$
	PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO.	$2\ 400,00 \text{ kg/m}^3$
ACERO DE REFUERZO	RESISTENCIA A LA FLUENCIA.	$f_y = 60 \text{ KSI} - > 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$
	CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO.	$14\ 000,00 \text{ kg/m}^2$
SUELO	PESO ESPECÍFICO DEL SUELO.	$1\ 500,00 \text{ kg/m}^3$
	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA.	$\theta = 30^\circ$
AGUA RESIDUAL	PESO ESPECÍFICO DEL LÍQUIDO.	$1\ 100,00 \text{ kg/m}^3$



SECCION B-B'

ELEVACIÓN DE CIMENTACIONES Y MUROS
PTAR-TANQUE RECTANGULAR ESCALA 1:100



A	E	I	U

FECHA:
AGOSTO 2016

ESCALA:
INDICADA

UNIVERSIDAD:
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD:
FACULTAD DE INGENIERIA

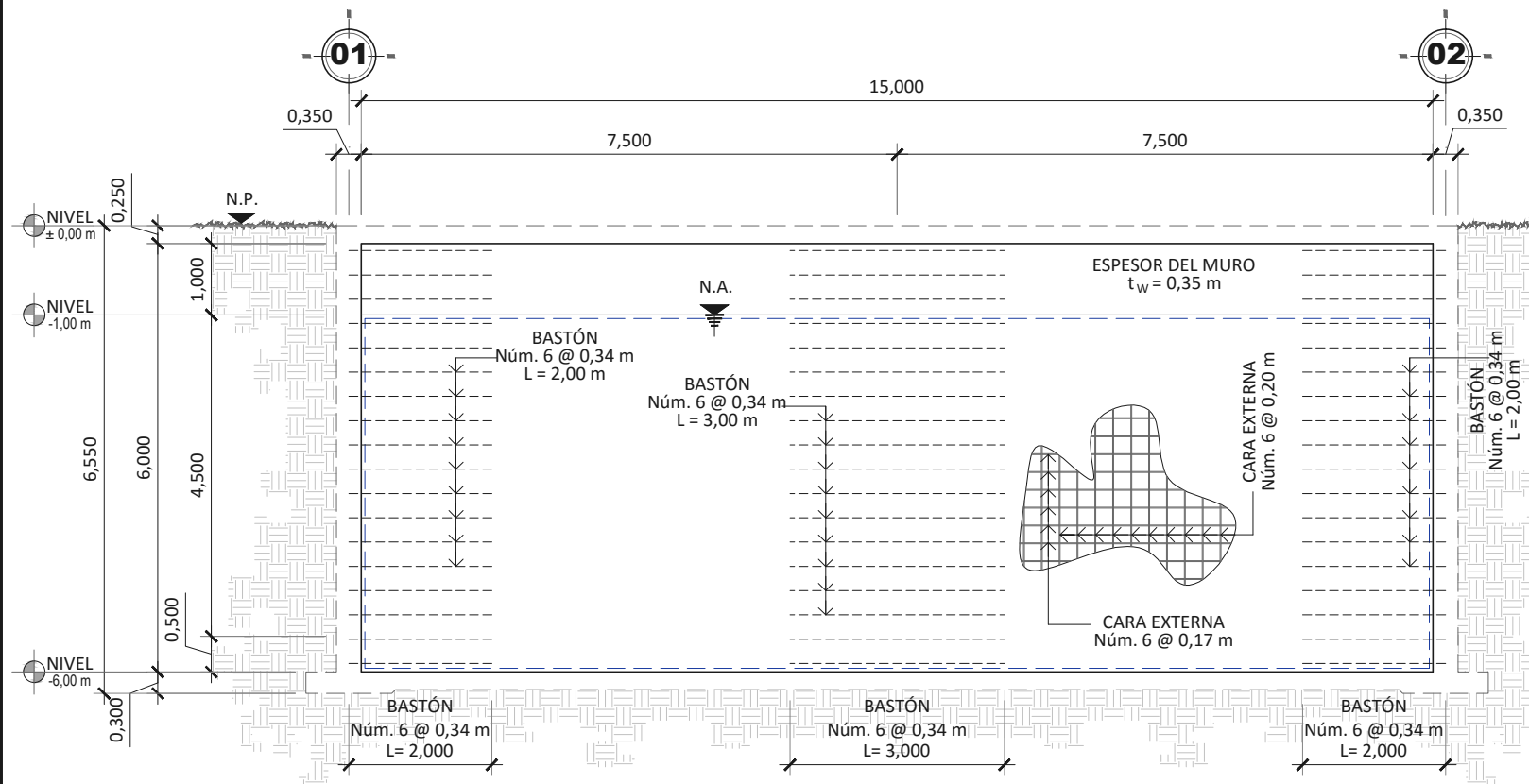
ESCUELA:
ESCUELA DE CIVIL



CONTENIDO:
PTAR - (TANQUE RECTANGULAR - PCA-R)
LA DEMOCRACIA, ESCUINTLA, GUATEMALA

DISENO Y DIBUJO:
JULIO RICARDO SANTIZO

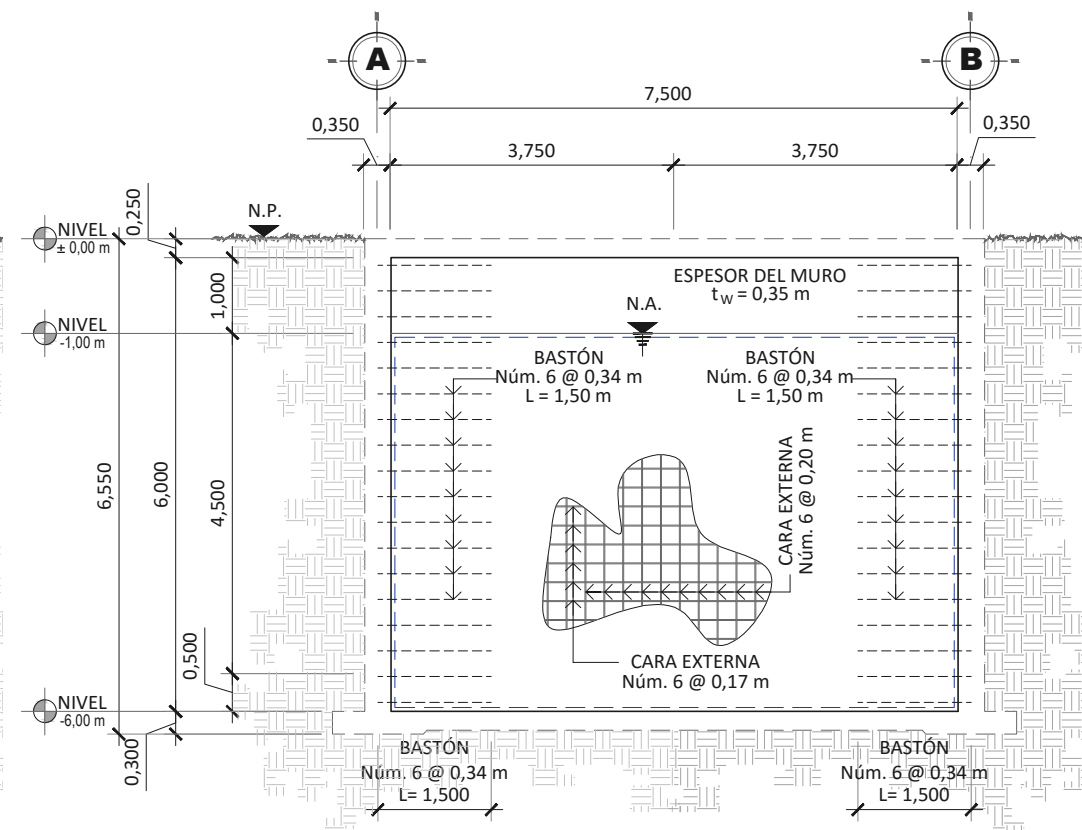
HOJA:	DE:
01	03



DETALLE [C] - CARA EXTERNA

MUROS (A) & (B) - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

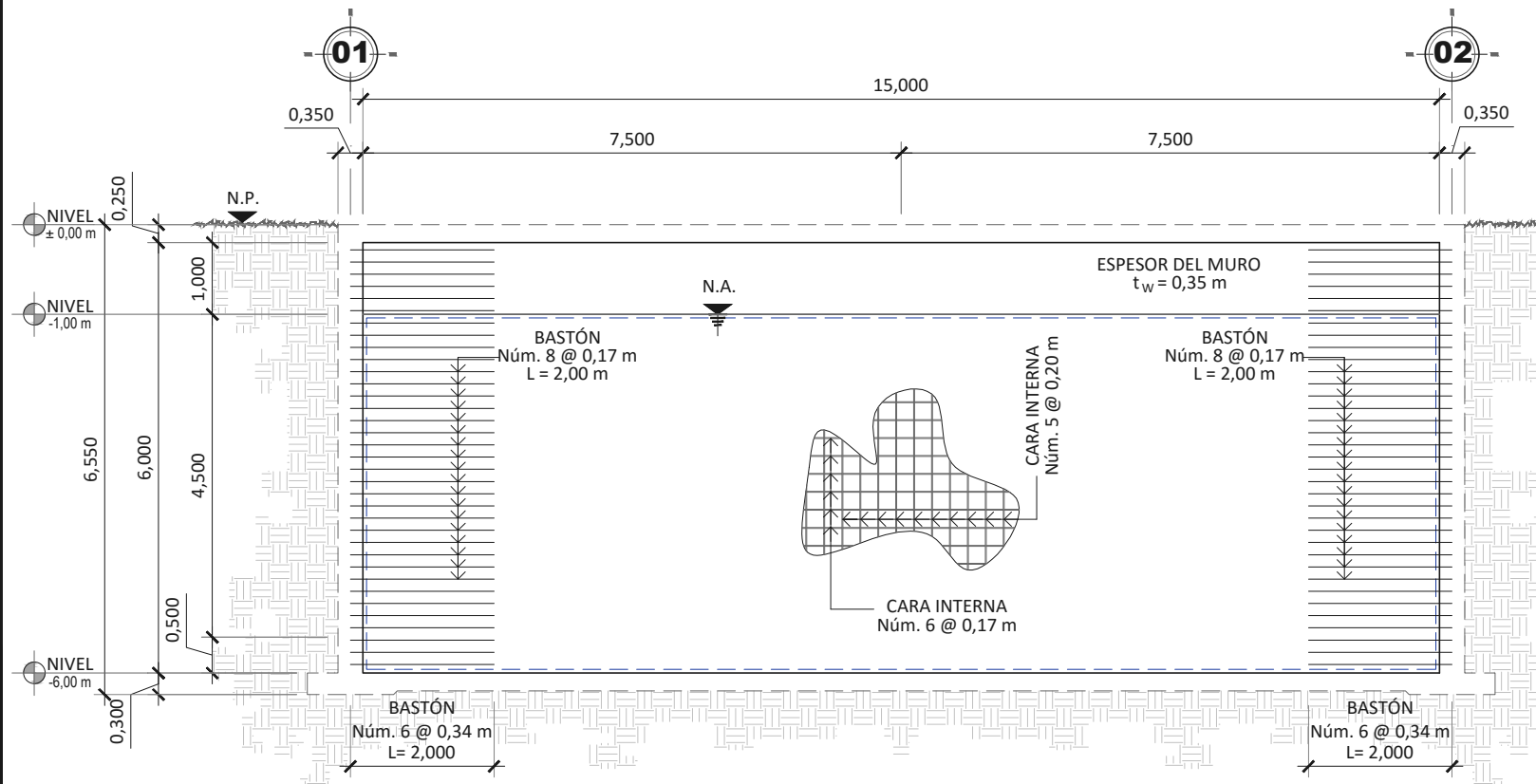
ESCALA 1:100



DETALLE [D] - CARA EXTERNA

MUROS (1) & (2) - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

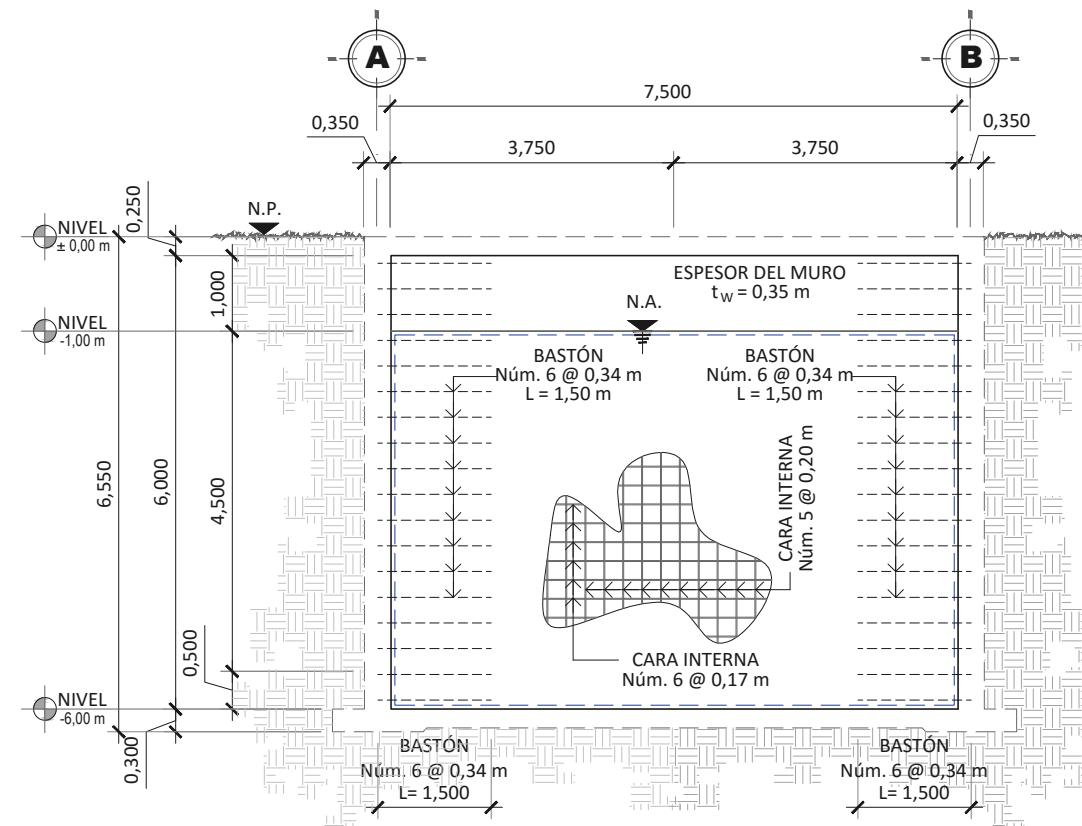
ESCALA 1:100



DETALLE [C] - CARA INTERNA

MUROS (A) & (B) - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

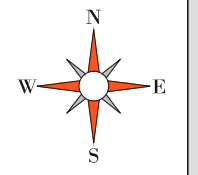
ESCALA 1:100



DETALLE [D] - CARA INTERNA

MUROS (1) & (2) - DETALLE ESTRUCTURAL
PTAR-TANQUE RECTANGULAR

ESCALA 1:100



A	E	I	U

FECHA:
AGOSTO 2016

ESCALA:
INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD:

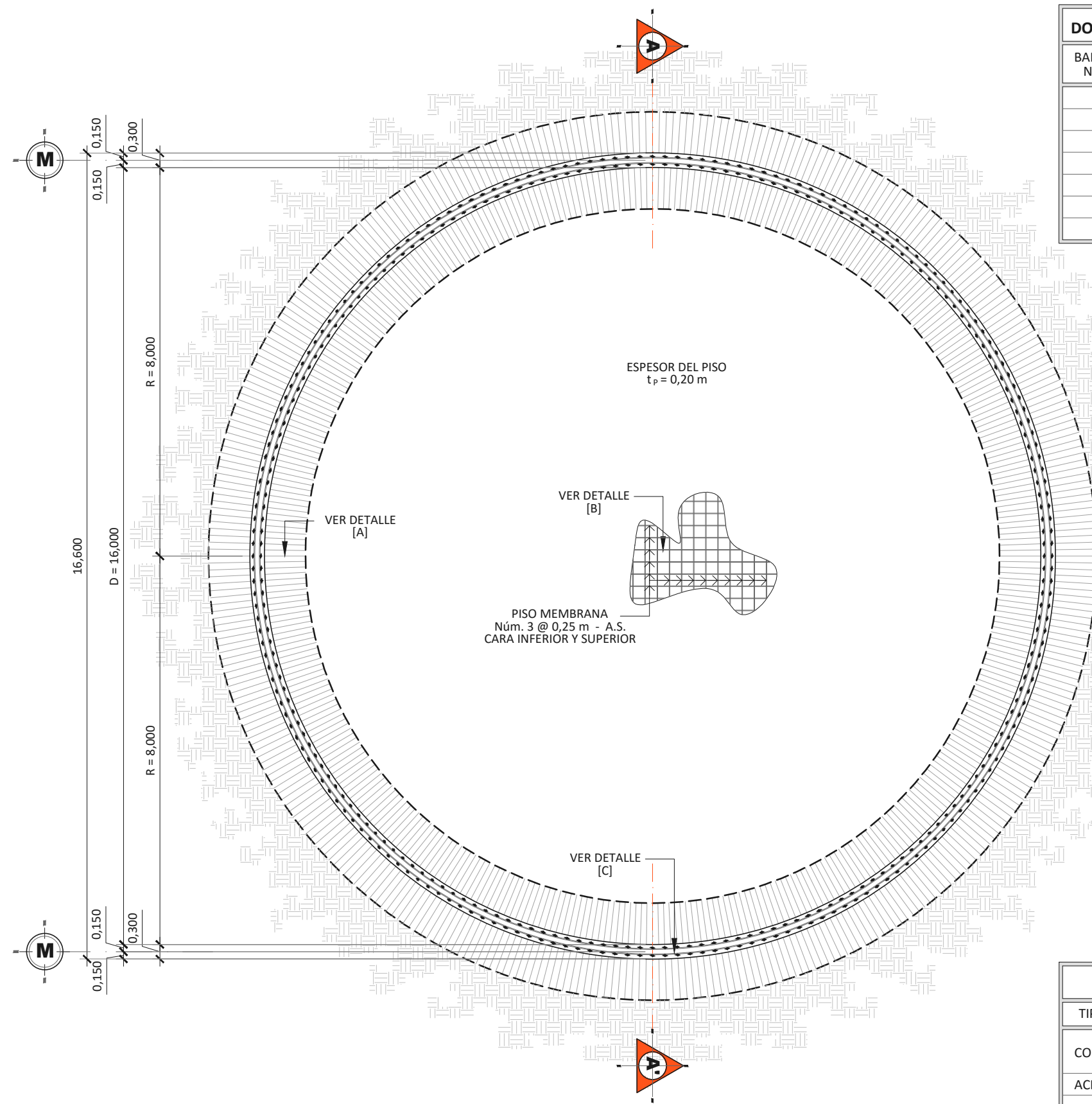
ESCUELA:
ESCUELA DE CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIA



CONTENIDO:
PTAR - (TANQUE RECTANGULAR - PCA-R)
LA DEMOCRACIA, ESCUINTLA, GUATEMALA

DISENO Y DIBUJO:
JULIO RICARDO SANTIZO

HOJA:	DE:
03	03



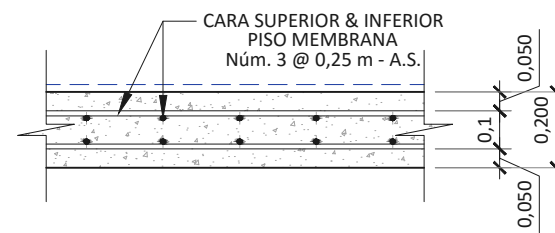
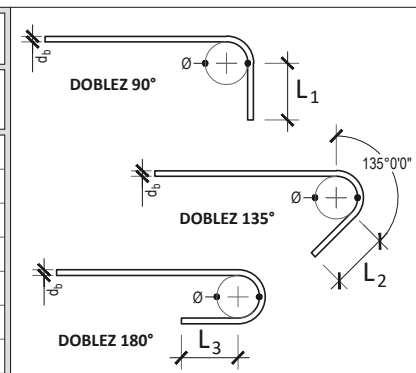
PLANTA DE CIMENTACION

PLANTA DE CIMENTACIONES Y MUROS
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

ESCALA 1:100

DOBLEZ ESTÁNDAR PARA BARRAS DE REFUERZO

BARRAS Núm.	DIÁMETRO DOBLEZ	L ₁	L ₂	L ₃
2	0,04 m	0,10 m	0,10 m	0,10 m
3	0,06 m	0,15 m	0,10 m	0,10 m
4	0,08 m	0,20 m	0,15 m	0,10 m
5	0,10 m	0,20 m	0,15 m	0,10 m
6	0,12 m	0,25 m	----	0,10 m
8	0,15 m	0,35 m	----	0,15 m
10	0,25 m	0,40 m	----	0,15 m



DETALLE [B]

PISO - DETALLE ESTRUCTURAL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

ESCALA 1:20

CARGAS SOBRE LA PASARELA DE INSPECCIÓN

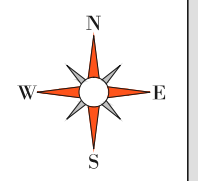
CARGA MUERTA:	$C_M = 360,00 \text{ kg/m}^2$
CARGA VIVA:	$C_V = 300,00 \text{ kg/m}^2$

DESARROLLO PARA BARRAS DE REFUERZO

BARRAS Núm.	LONGITUD DE DESARROLLO [Ld]	TRASLAPE CLASE B [Tp]	ANCLAJES
3	0,35 m	0,45 m	0,30 m
4	0,45 m	0,60 m	0,40 m
5	0,60 m	0,75 m	0,50 m
6	0,70 m	0,90 m	0,60 m
8	1,20 m	1,50 m	0,80 m
10	1,50 m	1,90 m	1,00 m

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

TIPO DE MATERIAL	DESCRIPCIÓN GENERAL	PROPIEDADES
CONCRETO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN.	$f'_c = 4 \text{ KSI} - > 280 \text{ kg/cm}^2$
	PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO.	$2\ 400,00 \text{ kg/m}^3$
ACERO DE REFUERZO	RESISTENCIA A LA FLUENCIA.	$f_y = 60 \text{ KSI} - > 4,200 \text{ kg/cm}^2$
	CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO.	$14\ 000,00 \text{ kg/m}^2$
SUELO	PESO ESPECÍFICO DEL SUELO.	$1\ 600,00 \text{ kg/m}^3$
	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA.	$\theta = 30^\circ$
AGUA RESIDUAL	PESO ESPECÍFICO DEL LÍQUIDO.	$1\ 000,00 \text{ kg/m}^3$



A	E	I	U

FECHA:
AGOSTO 2016

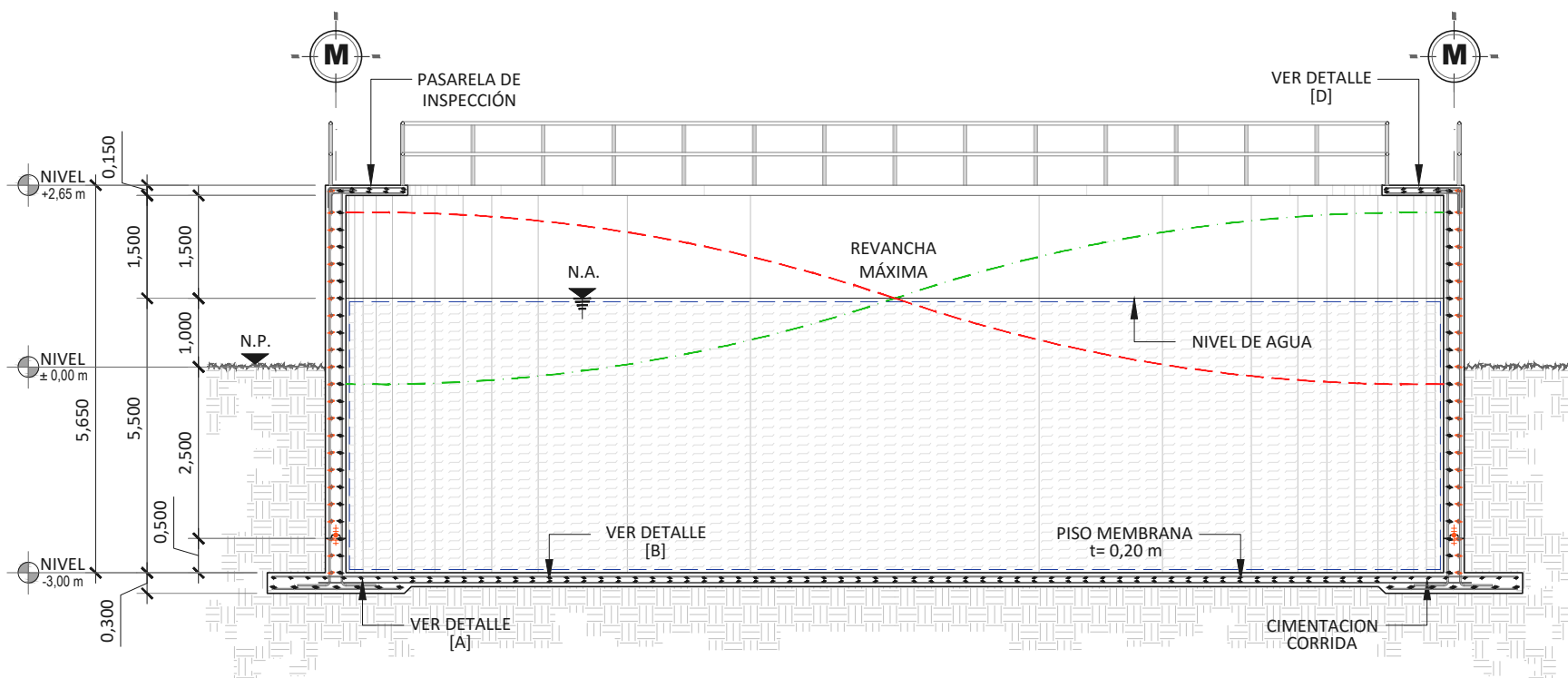
ESCALA:
INDICADA

UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD: FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA: ESCUELA DE CIVIL



CONTENIDO: TANQUE DE ALMACENAMIENTO- (TANQUE CIRCULAR)
EL TUMBADOR, SAN MARCOS, GUATEMALA
DISEÑO Y DIBUJO: JULIO RICARDO SANTIZO

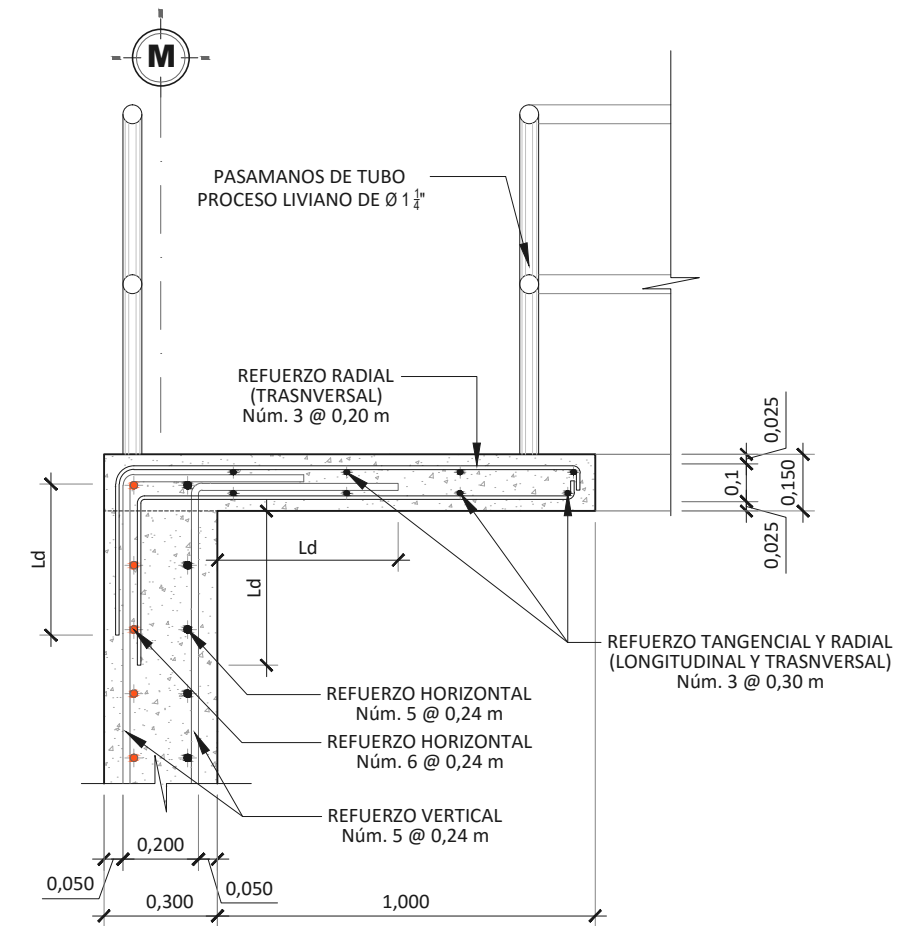
HOJA: 01 DE: 02



SECCION A-A'

ELEVACIÓN DE CIMENTACIONES Y MUROS
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

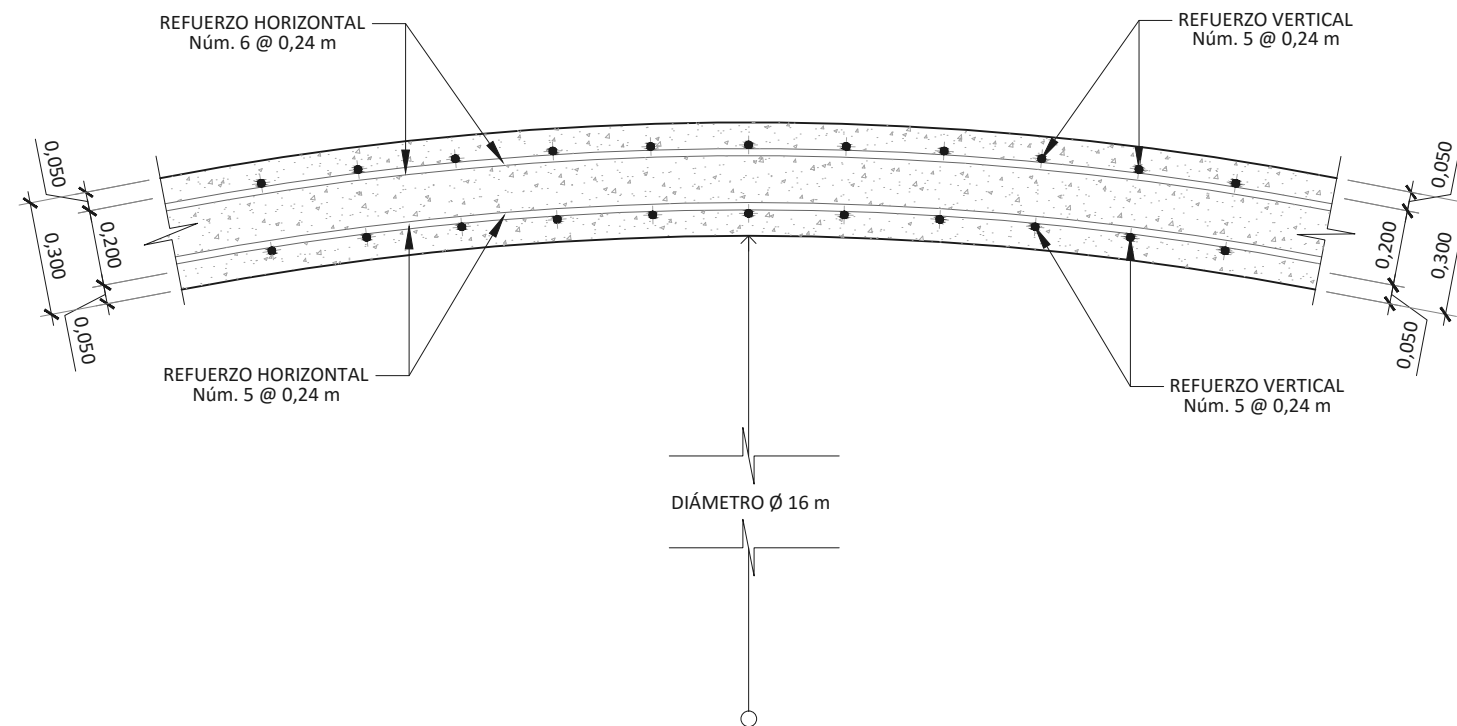
ESCALA 1:100



DETALLE [D]

PASARELA DE INSPECCIÓN - DETALLE ESTRUCTURAL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

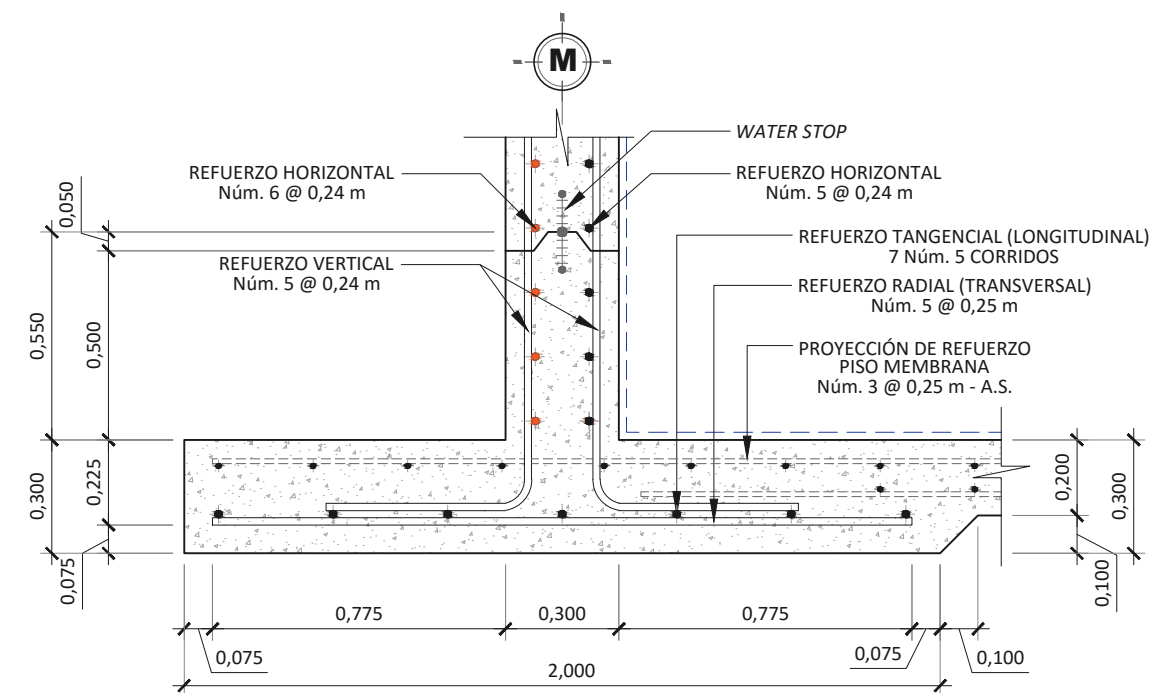
ESCALA 1:20



DETALLE [C]

MURO CIRCULAR - DETALLE ESTRUCTURAL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

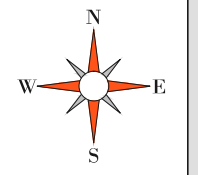
ESCALA 1:20



DETALLE [A]

CIMIENTO CORRIDO - DETALLE ESTRUCTURAL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO - TANQUE CIRCULAR

ESCALA 1:20



A	E	I	U

FECHA:
AGOSTO 2016

ESCALA:
INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD:

ESCUELA:
ESCUELA DE CIVIL

FACULTAD:
FACULTAD DE INGENIERIA



CONTENIDO:
TANQUE DE ALMACENAMIENTO- (TANQUE CIRCULAR)
EL TUMBADOR, SAN MARCOS, GUATEMALA

DISENO Y DIBUJO:
JULIO RICARDO SANTIZO

HOJA: 02 DE: 02