



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA
RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI
350-06 PARA UN SUELO TIPO D.”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

RENDÓN FIGUEROA GEOVANNY MARCELO

TUTOR:

ING. RICHARD RAMÍREZ PALMA MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2023

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D”.

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

RENDÓN FIGUEROA GEOVANNY MARCELO

TUTOR:

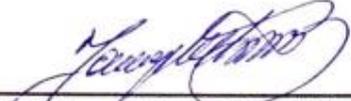
ING. RICHARD RAMÍREZ PALMA MSc.

LA LIBERTAD – ECUADOR

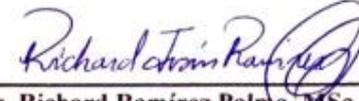
2023

UPSE

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



Ing. Jonny Villao Borbor, MSc.
DIRECTOR DE CARRERA



Ing. Richard Ramírez Palma, MSc.
DOCENTE TUTOR



Ing. Vianna Pinoargote Rovelo, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Lucrecia Moreno Alcivar, PhD.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico a Dios por brindarme la sabiduría para seguir y concluir esta meta trazada.

A mis padres y abuelitos Lilia y Efraín y mi hijo que siempre me apoyaron en mis estudios, siendo un pilar fundamental a lo largo de mi vida académica para finalmente lograr concluir con este objetivo propuesto hace varios años.

Geovanny Rendón Figueroa.

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

Ing. Richard Ramírez Palma MSc.

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D.**” elaborado por el estudiante Rendón Figueroa Geovanny Marcelo, egresado de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema anti plagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 5% de la valoración permitida.



Ing. RICHARD RAMÍREZ PALMA MSc.

C.I.: 0912246451



Tesis Rendón Geovanny

5%
Textos sospechosos



- 5% Similitudes**
< 1% similitudes entre comillas
- 0% Idioma no reconocido**
- 0% Textos potencialmente generados por IA**

Nombre del documento: TESIS RESERVORO 1 20 M3
COMPLATION.docx
ID del documento: cd563fc503e470ddd5a0733bfff76a05cbe6eac
Tamaño del documento original: 3,25,12 KB
Autor: Geovanny Rendón

Depositante: Geovanny Rendón
Fecha de depósito: 3/12/2023
Tipo de carga: url_submission
Fecha de fin de análisis: 3/12/2023

Número de palabras: 15.531
Número de caracteres: 94.215

Ubicación de las similitudes en el documento



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	journals.continental.edu.pe Diseño estructural de tanques rectangulares y sus a... http://journals.continental.edu.pe/index.php/ingenieria/download/440/437 4 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (443 palabras)
2	hdl.handle.net Comportamiento estructural y diseño de losas macizas de concret... http://hdl.handle.net/20.500.12894/25 4 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (250 palabras)
3	Documento de otro usuario - no es el documento proviene de otro grupo 2 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (10 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.unesum.edu.ec http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/17461/1/UNESUM-EC-UA-DOI-INGLO-VL-2019-76.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (31 palabras)
2	Documento de otro usuario - no es el documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (20 palabras)
3	hdl.handle.net Diseño del sistema de agua potable en el caserío Frnac Alq, dist... http://hdl.handle.net/20.500.13032/24753	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)
4	hdl.handle.net http://hdl.handle.net/20.500.13032/24753	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (15 palabras)
5	hdl.handle.net Procedimiento de diseño estructural de un reservorio circular ap... http://hdl.handle.net/20.500.14138/2182	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (15 palabras)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo **Rendón Figueroa Geovanny Marcelo**, declaro bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D.”** no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de mi autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,



Rendon Figueroa Geovanny Marcelo
Autor de Tesis
C.I.: 0928237536

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Richard Ramírez Palma MSc.

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D.”** previo a la obtención del título de Ingeniero Civil elaborado por el Sr. Rendón Figueroa Geovanny Marcelo, egresado de la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar luego de haber orientado, estudiado y revisado, lo apruebo en todas sus partes.



Ing. RICHARD RAMÍREZ PALMA MSc.

TUTOR

CERTIFICADO DEL GRAMATÓLOGO

Ing. Denis Escobar Quirumbay Mg.
Celular: 0980548409
Correo: escodenis@gmail.com

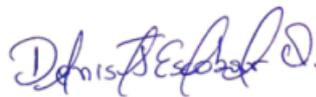
CERTIFICACION GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo **DENIS JONATHAN ESCOBAR QUIRUMBAY**, en mi calidad de **MAGISTER EN EDUCACIÓN MENCIÓN EN PEDAGOGÍA**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D”** del estudiante **RENDÓN FIGUEROA GEOVANNY MARCELO**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo con las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 28 de noviembre del 2023



Ing. Denis Jonathan Escobar Quirumbay.
CI: 0925911067
MAGISTER EN EDUCACIÓN
MENCIÓN EN PEDAGOGÍA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por brindarme salud, determinación y sabiduría para concluir la carrera universitaria con éxito.

A mis padres y mi familia por ser mi apoyo principal en este proceso.

A la Universidad Estatal Península de Santa Elena por abrirme las puertas y poder realizar mis estudios en sus instalaciones.

Al Ingeniero Richard Ramírez por estar puesto a prestar sus conocimientos y despejarme cualquier duda en el trayecto de este proyecto de titulación.

Geovanny Rendón Figueroa

CONTENIDO

Contenido

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
DEDICATORIA	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	vi
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	vii
CERTIFICADO DEL GRAMATÓLOGO	viii
AGRADECIMIENTOS	ix
CONTENIDO	x
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE TABLAS.....	xxii
RESUMEN.....	xxvi
ABSTRACT	xxvii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.2. ANTEDECENTES.....	4
1.3. HIPÓTESIS.....	7
1.3.1. Hipótesis General.....	7
1.3.2. Hipótesis Específica.....	7
1.4. OBJETIVOS	8
1.4.1. Objetivo General.....	8

1.4.2. Objetivos Específicos.....	8
1.5. ALCANCE.....	9
1.6. VARIABLES	9
1.6.1. Variables Dependientes.....	9
1.6.2. Variables Independientes.	9
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	10
2.1. DEFINICIÓN DE RESERVORIOS	10
2.2. CLASIFICACIÓN DE RESERVORIOS.....	10
2.2.1. Reservorios elevados.....	10
2.2.2. Reservorios semienterrados.	11
2.2.3. Reservorios enterrados.	11
2.2.4. Reservorios superficiales.	12
2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS RESERVORIOS	12
2.4. APLICACIÓN DE LOS RESERVORIOS RECTANGULARES EN OBRAS CIVILES	13
2.4.1. Reservorios superficiales y enterrados para almacenar y distribución de agua potable.	13
2.5. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	14
2.6. ANÁLISIS DE CARGAS	16
2.7. DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN DEL RESERVORIO RECTANGULAR.....	17
2.7.1. Dimensionamiento de los muros.....	17
2.7.2. Dimensionamiento de la losa de tapa.....	18
2.7.3. Dimensionamiento de la losa de fondo.....	18

2.7.4. Método de análisis estructural para reservorios de hormigón.....	20
2.7.5. Tablas de la PCA (Portland Cement Association).	20
2.7.6. Notaciones y definiciones de las tablas de la PCA.	20
2.7.7. Casos de análisis según la PCA.	24
2.7.8. Determinación de las condiciones de borde o tipos de apoyo.	25
2.8. MÉTODOS DE DISEÑO PARA RESERVORIOS DE HORMIGÓN ARMADO	26
2.8.1. Método de diseño por resistencia.	26
2.8.2. Control de fisuras.	28
2.9. CONDICIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	29
2.9.1. Condición de carga 1: prueba para fugas antes del relleno.....	30
2.9.2. Condición de carga 2 tanque lleno y tapado.	30
2.9.3. Condición de carga 3 tanque lleno y tapado.	31
2.10. NORMATIVAS POR UTILIZARSE	31
2.11. ESTUDIO DE SUELOS	31
2.11.1. Ensayos de laboratorio.	32
2.11.2. Características mecánicas.....	32
2.12. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA	32
2.12.1. Peligrosidad sísmica.	32
2.12.2. Tipo de suelo de acuerdo con la NEC para Diseño Sismo Resistente.	33
2.13. DEFINICION DE SAP2000	34
2.13.1. Análisis estructural de elementos finitos con SAP2000.	34
2.13. MODELO HIDRODINÁMICO DE HOUSNER	36

CAPITULO III: METODOLOGÍA	40
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	40
3.1.1. Tipo.....	40
3.1.2. Nivel.....	40
3.2. METODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
3.2.1. Método.	41
3.2.2. Enfoque.	41
3.2.3. Diseño.	42
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	42
3.3.1. Población.....	42
3.3.2. Muestra.....	43
3.3.3. Muestreo.....	43
3.4. UBICACIÓN DE LOS SECTORES DE ESTUDIO	43
3.4.1. Campus Universidad Estatal Península de Santa Elena.....	43
3.5. METODOLOGÍA DEL OE1: DISEÑAR ESTRUCTURALMENTE UN RESERVORIO RECTANGULAR DOBLE POZO DE HORMIGÓN ARMADO, CAPACIDAD 120 m ³ , h=4,57m, EMPLEANDO LA NORMA ACI 350-06 Y TABLAS DE LA PCA PARA OBTENER MOMENTOS MÁXIMOS DE ACUERDO CON EL DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO, ESPESOR DE MUROS -LOSA DE TAPA-LOSA DE FONDO Y DISPOSICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	45
3.6. METODOLOGÍA DEL OE2: COMPARAR LOS MOMENTOS ÚLTIMOS QUE SE OBTUVIERON MEDIANTE EL MÉTODO MANUAL ACI 350-06, ANÁLISIS EN SAP 2000 A TRAVÉS DEL MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PARA LA VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL OBJETIVO 1 Y UN CONTROL DE ESPACIAMIENTO PARA EVITAR LA FISURA.....	46

3.7. METODOLOGÍA DEL OE3 ELABORAR LA VALORACIÓN ECONÓMICA DEL RESERVORIO MEDIANTE EL DESARROLLO DE UN PRESUPUESTO PARA DETERMINAR EL COSTO FINAL DE LA ESTRUCTURA.....	47
3.8. OPERACIÓN DE VARIABLES	49
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	50
4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.1, Diseñar estructuralmente un reservorio rectangular doble pozo de hormigón armado, capacidad 120 m ³ , h=4,57 m, empleando la norma ACI 350-06 y tablas de la PCA para obtener momentos máximos de acuerdo con el dimensionamiento del reservorio, espesor de muros - losa de tapa - losa de fondo y disposición del acero de refuerzo.	50
4.1.1. Diseño estructural de un reservorio rectangular.....	50
4.1.2. Dimensionamiento de las muros y losa tapa del reservorio.....	51
4.1.3. Determinación de las condiciones de borde en las muros y losa de tapa del reservorio.....	52
4.1.4. Condiciones de carga para el análisis de los muros del reservorio de agua.....	53
4.1.5. Diseño de los muros del reservorio con tablas de la PCA.	55
4.1.6. Diseño por corte de los muros del reservorio para la condición de carga 1.....	56
4.1.7. Diseño por corte de los muros del reservorio para la condición de carga 2.....	59
4.1.8. Diseño por flexión de los muros del reservorio para la condición de carga 1.....	59
4.1.9. Control de fisuras para la condición de carga 1.....	69
4.1.10. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo.....	70

4.1.11. Diseño por flexión de los muros del reservorio para la condición de carga 2.	71
4.1.12. Control de fisuras para la condición de carga 2.	79
4.1.13. Diseño de losa tapa del reservorio rectangular.	80
4.1.14. Diseño por cortante de la losa tapa del reservorio.	83
4.1.15. Diseño por flexión de la losa de tapa del reservorio.	84
4.1.16. Diseño de losa de fondo del reservorio.	85
4.1.17. Dimensionamiento de losa de fondo del reservorio.	86
4.1.18. Presión actuante en la losa de fondo del reservorio.	87
4.1.19. Análisis estructural de la losa de fondo del reservorio.	89
4.1.20. Diseño por cortante de la losa fondo del reservorio.	90
4.1.21. Diseño por flexión de la losa de fondo del reservorio.	91
4.1.22. Control de fisuras para la losa de cimentación del reservorio.	93
4.1.23. Acero requerido para la tracción directa en la base del reservorio. ..	94
4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.2, Comparar los momentos últimos que se obtuvieron mediante el método manual ACI 350-06, análisis en SAP 2000 a través del modelamiento de la estructura para la validación de los resultados del objetivo 1 y un control de espaciamiento para evitar la fisura.	96
4.2.1. Modelado de los muros del reservorio.	97
4.2.2. Modelado de la losa de tapa del reservorio.	98
4.2.3. Modelado de la losa de fondo del reservorio.	98
4.2.4. Cálculo de los esfuerzos.	99
4.2.5. Diseño de los muros del reservorio.	99
4.2.6. Diseño de la losa de tapa del reservorio.	108

4.2.7. Diseño de losa de fondo del reservorio.....	109
4.2.8. Resumen de resultados.....	111
4.2.9. Modelo hidrodinámico para diseño del reservorio.....	113
4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.3, Elaborar la valoración económica del reservorio mediante el desarrollo de un presupuesto para determinar el costo final de la estructura.	121
4.3.1 Desglose de los rubros del reservorio rectangular.	121
4.3.2. Resultados del presupuesto general.	143
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	144
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	147
5.1. CONCLUSIONES	147
5.2. RECOMENDACIONES	148
ANEXOS.....	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Reservorio elevado	10
Figura 2 Reservorio semienterrado	11
Figura 3 Reservorio enterrado.....	12
Figura 4 Reservorio superficial.....	12
Figura 5 Sistema de abastecimiento de agua potable.....	14
Figura 6 Tubería de ventilación para reservorios de almacenamiento.....	15
Figura 7 Muros con contrafuertes	18
Figura 8 Tipo de cimentación según su capacidad portante del suelo	19
Figura 9 Ubicación de momentos según la PCA	22
Figura 10 Ubicación de las deflexiones según la PCA	23
Figura 11 Ubicación de las fuerzas cortantes en los muros de acuerdo con la PCA	24
Figura 12 Casos de análisis según la PCA.....	24
Figura 13 Esquema del CASO 4 de las tablas de la PCA.....	26
Figura 14 Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras	28
Figura 15 Condición de carga 1 para el diseño de reservorios.	30
Figura 16 Condición de carga 2 para el diseño de reservorios	30
Figura 17 Condición de carga 3 para el diseño del reservorio.....	31
Figura 18 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor z del factor de la zona	33
Figura 19 Esquema de masas y alturas impulsivas y convectivas.	36
Figura 20 Campus UPSE, Marcador de zona de implantación del reservorio.....	44

Figura 21 <i>Vista en elevación del reservorio.</i>	50
Figura 22 <i>Vista en planta del reservorio</i>	51
Figura 23 <i>Condiciones de borde de las muros y tapa del reservorio rectangular.</i>	53
Figura 24 <i>Condición de carga 1 para el diseño del reservorio</i>	54
Figura 25 <i>Condición de carga 2 para el diseño del reservorio</i>	54
Figura 26 <i>Caso 4 Borde superior simplemente apoyado, bordes laterales y fondo empotrados.</i>	55
Figura 27 <i>Distribución de fuerzas cortantes críticas en los muros del reservorio.</i>	56
Figura 28 <i>Fuerzas de tracción en la unión muro largo – muro corto del reservorio</i>	58
Figura 29 <i>Sistema de coordenadas y distribución de momentos en los muros del reservorio</i>	61
Figura 30 <i>Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)</i>	63
Figura 31 <i>Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)</i>	65
Figura 32 <i>Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)</i>	66
Figura 33 <i>Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1.</i>	68
Figura 35 <i>Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2.</i>	73
Figura 36 <i>Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)</i>	75

Figura 37 Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.....	76
Figura 38 Diagrama de momentos horizontales máximos del muro corto para la condición de carga 2 (PCA).	78
Figura 39 Vista en planta de losa de tapa del reservorio	81
Figura 40 Franja de 1 m para diseño de losa de tapa del reservorio.	81
Figura 41 Idealización de la losa tapa del reservorio.....	82
Figura 42 Deformada de la losa tapa del reservorio	82
Figura 43 Diagrama de momentos flectores en la losa tapa del reservorio.	82
Figura 44 Diagrama de fuerzas cortantes en la losa tapa del reservorio.....	83
Figura 45 Vista en planta de losa de fondo del reservorio.....	86
Figura 46 Fuerzas actuantes en la losa de fondo del reservorio.....	87
Figura 47 Presión del suelo sobre la losa de fondo del reservorio.....	89
Figura 48 Idealización de la losa de fondo del reservorio	90
Figura 49 Deformada de la losa de fondo del reservorio.....	90
Figura 50 Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del reservorio..	90
Figura 51 Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del reservorio.	90
Figura 52 Fuerzas de tracción en la losa de fondo del reservorio.....	94
Figura 53 Dimensiones del reservorio para modelado en el software SAP 2000	96
Figura 54 Sección del modelo en SAP 2000 con cargas de agua aplicadas.	97
Figura 55 Modelo del reservorio con la aplicación de presión de suelo.....	98
Figura 56 Momentos M22 para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.	100

Figura 57 Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.	101
Figura 58 Momento M22 para el diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.	102
Figura 59 Momentos M11 para el diseño del acero horizontal del muro largo del reservorio (SAP 2000).....	103
Figura 60 Momentos M22 para el diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio calculado en el software SAP 2000.	104
Figura 61 Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.	105
Figura 62 Momentos M22 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.	106
Figura 63 Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.	107
Figura 64 Momentos M22 para el diseño de la losa de tapa del reservorio en el lado corto calculado en el software SAP 2000.	108
Figura 65 Momentos M22 en lado corto de la losa de fondo del reservorio para su diseño calculado con el software SAP 2000.	110
Figura 66 Características geométricas del reservorio.	114
Figura 67 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 1... 117	
Figura 68 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 1, muro corto.....	118
Figura 69 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 2... 118	
Figura 70 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 2... 119	
Figura 71 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 1.	119

Figura 72 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 1.	120
Figura 73 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 2.	120
Figura 74 Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 2.	121

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	33
Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo	34
Tabla 3 Coordenadas del área donde se cimentará el reservorio.	44
Tabla 4 Cuadro de operación de variables.	49
Tabla 5 <i>Dimensionamiento de los muros del reservorio</i>	51
Tabla 6 <i>Cálculo de relación de rigideces</i>	53
Tabla 7 Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en los muros del reservorio (PCA)	56
Tabla 8 Coeficientes del muro largo para cálculo de momentos flectores en los muros (PCA).	60
Tabla 9 Coeficientes del muro corto para cálculo de momentos flectores en los muros (PCA).	61
Tabla 10 <i>Momentos M_x para diseño del acero vertical muro largo para la condición de carga 1 (PCA)</i>	63
Tabla 11 <i>Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio rectangular para la condición de carga 1</i>	64
Tabla 12 Momentos M_y para diseño del acero horizontal en muro largo para la condición de carga 1 (PCA)	64
Tabla 13 <i>Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para condición de carga 1</i>	65
Tabla 14 <i>Momentos M_z para diseñar el acero vertical del muro corto para la condición de carga 1</i>	66
Tabla 15 <i>Diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1</i>	67

Tabla 16 Momentos M_y para diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 1.....	67
Tabla 17 Diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 1.	68
Tabla 18 <i>Momentos M_x para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2.....</i>	73
Tabla 19	74
Tabla 20 Momentos M_y para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)	74
Tabla 21 Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)	75
Tabla 22 Momentos M_z para diseño del acero vertical del muro corto del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)	76
Tabla 23 Diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.	77
Tabla 24 Momentos M_y para diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.....	77
Tabla 25 Diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 2.	78
Tabla 26 Diseño del acero negativo en losa de tapa del reservorio	84
Tabla 27 Diseño del acero positivo en losa de tapa del reservorio.	85
Tabla 28 Diseño del acero negativo en la losa de fondo del reservorio.....	92
Tabla 29 Diseño del acero positivo en la losa de fondo del reservorio.....	92
Tabla 30 Diseño del acero vertical para el muro largo Condición de carga 1. ...	100
Tabla 31 Diseño del acero horizontal para el muro largo Condición de carga 1.	101

Tabla 32 Diseño del acero vertical para el muro largo Condición de carga 2. ..	102
Tabla 33 Diseño del acero horizontal para el muro largo Condición de carga 2.	103
Tabla 34 Diseño del acero vertical para el muro corto Condición de carga 1. ..	104
Tabla 35 Diseño del acero horizontal para el muro corto Condición de carga 1.	105
Tabla 36 Diseño del acero vertical para el muro corto Condición de carga 2. ..	106
Tabla 37 Diseño del acero horizontal para el muro corto Condición de carga 2.	107
Tabla 38 Diseño del acero negativo para losa de tapa.	108
Tabla 39 Diseño del acero positivo para losa de tapa.	109
Tabla 40 Diseño del acero negativo para losa de fondo.....	110
Tabla 41 Diseño del acero positivo para losa de fondo.....	110
Tabla 42 Resumen de resultados del diseño de los muros del reservorio.	112
Tabla 43 Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del reservorio... ..	112
Tabla 44 Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del reservorio.	113
Tabla 45 Análisis de precios unitarios del rubro 1 Cartel de Obra.	122
Tabla 46 Análisis de precios unitarios del rubro 2 Limpieza y desbroce	123
Tabla 47 Análisis de precios unitarios del rubro 3 construcción de caseta de guardianía.....	124
Tabla 48 Análisis de precios unitarios del rubro 4 Trazado y replanteo.....	125
Tabla 49 Análisis de precios unitarios del rubro 5 Excavación y desalojo a máquina.....	126
Tabla 50 Análisis de precios unitarios del rubro 6 Relleno compactado con material del sitio.....	127

Tabla 51 Análisis de precios unitarios del rubro 7 Desalojo del material sobrante.	128
Tabla 52 Análisis de precios unitarios del rubro 8 Hormigón de losa de cimentación f'c =280 kg/cm2	129
Tabla 53 Análisis de precios unitarios de rubro 9 Acero de refuerzo losa de cimentación fy=4200 kg/cm2.....	130
Tabla 54 Análisis de precios unitarios de rubro 10 Replanteo de H.S. f'c=140 kg/cm ² e=5cm	131
Tabla 55 Análisis de precios unitarios de rubro 11 hormigón premezclado para muros f'c=280 kg/cm2	132
Tabla 56 Análisis y precios unitarios de rubro 12 Encofrado y desencofrado...	133
Tabla 57 Análisis de precios unitarios de rubro 13 Acero de refuerzo muros fy=4200 kg/cm2	135
Tabla 58 Análisis de precios unitarios de rubro 14 Hormigón premezclado para losa de tapa f'c=280 kg/cm2	136
Tabla 59 Análisis de precios unitarios de rubro 15 Acero de refuerzo de losa de tapa fy=4200 kg/cm2	137
Tabla 60 Análisis de precios unitarios para rubro 16 Escalera de acceso al interior del tanque.	138
Tabla 61 Análisis de precios unitarios del rubro 17 Escalera exterior tanque ...	139
Tabla 62 Análisis de precios unitarios del rubro 18 Enlucido con mortero impermeabilizante	141
Tabla 63 Análisis de precios unitarios del rubro 19 Tapa sanitaria metálica en boca de visita.	142
Tabla 64 Presupuesto final de la construcción de la estructura del reservorio. .	143

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO DE AGUA RECTANGULAR DE 120 m³ APLICANDO LA NORMATIVA ACI 350-06 PARA UN SUELO TIPO D”

Autor: Rendón Figueroa Geovanny Marcelo

Tutor: Ing. Richard Ramírez Palma MSc.

RESUMEN

Los reservorios de agua son estructuras esenciales para el desarrollo de una población, que permiten abastecer de manera continua del líquido vital, sus estructuras deben ser diseñadas de manera que puedan resistir las cargas que se producen cuando está en servicio. El proyecto presentado tiene como objetivo principal diseñar estructuralmente un reservorio de agua rectangular aplicando la normativa ACI 350-06 con un volumen de 120 m³ para un suelo tipo D, que será cimentado en los predios del campus de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE), se aplicó una metodología que consistió en regirse a los requerimientos del ACI 350-06 para el diseño de los elementos estructurales del reservorio como son muros, losa de tapa y losa de fondo, realizando un diseño manual con el uso de tablas proporcionadas por la Portland Cement Association (PCA) para el cálculo de momentos actuantes y posterior refuerzo en los muros, además de comparar estos resultados con el modelado de la estructura en SAP 2000. Se tuvieron resultados más conservadores en el diseño manual con tablas que el diseño realizado en SAP 2000, por lo tanto, se consideró que este diseño manual es más eficiente y seguro para su construcción y abastecer de agua satisfactoriamente sin presentar fallas ni fisuras. Se recomienda el uso de las tablas de la PCA y los criterios del ACI 350-06 porque nos ayudan mediante factores de mayoración a realizar un diseño más seguro para su construcción.

PALABRAS CLAVE: *reservorio, agua, muros, losa de tapa, losa de fondo.*

“STRUCTURAL DESIGN OF A 120 m³ RECTANGULAR WATER RESERVOIR APPLYING THE ACI 350-06 REGULATION FOR A TYPE D SOIL”

Autor: Rendón Figueroa Geovanny Marcelo

Tutor: Ing. Richard Ramírez Palma MSc.

ABSTRACT

Water reservoirs are essential structures for the development of a population, which allow a continuous supply of vital liquid. Their structures must be designed so that they can resist the loads that occur when they are in service. The objective of the project presented is main structural design of a rectangular water reservoir applying the ACI 350-06 regulations with a volume of 120 m³ for a type D soil, which will be cemented on the campus of the Peninsula State University of Santa Elena (UPSE), a methodology that consisted of following the requirements of ACI 350-06 for the design of the structural elements of the reservoir such as walls, cover slab and bottom slab, carrying out a manual design with the use of tables provided by the Portland Cement Association (PCA) for the calculation of acting moments and subsequent reinforcement in the walls, in addition to comparing these results with the modeling of the structure in SAP 2000. More conservative results were obtained in the manual design with tables than the design carried out in SAP 2000, for therefore, it was considered that this manual design is more efficient and safer for its construction and to supply water satisfactorily without failures or cracks. The use of the PCA tables and the ACI 350-06 criteria is recommended because they help us, through magnification factors, to make a safer design for its construction.

KEYWORDS: *reservoir, water, walls, cover slab, bottom slab.*

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de construcciones especiales como reservorios o tanques de agua se hace de forma empírica en algunos lugares, por lo tanto, el presente trabajo de titulación tiene la intención de mostrar el diseño estructural de un sistema de almacenamiento de líquidos como tal un reservorio rectangular de hormigón armado. La importancia del estudio es proporcionar un procedimiento para el diseño de los elementos estructurales del reservorio previo al análisis preliminar de los impactos potenciales y sus impactos definidos en normas como la ACI350.3 - 06.(Carrión Janampa & Corpus Chirinos, 2015, p. 3).

La construcción de tanques o reservorios (enterrados, adosados y elevados) para el almacenamiento de agua potable es fundamental para el abastecimiento y bienestar de la población.(López Bautista et al., 2021, p. 19). Los múltiples usos de los reservorios o embalses promueven beneficios en términos de desarrollo económico, ingresos y empleo.(Galizia Tundisi, 2018, p. 1)

De acuerdo con Rivera Feijoó (2000) la participación del diseñador estructural debe garantizar la seguridad en las construcciones para que soporten cada uno de los esfuerzos a los que está sometido tanto como su funcionalidad durante su vida útil para la cual se diseñó, además de que se asegure un razonable comportamiento impermeable. (p. 1)

Se conoce que las estructuras de ingeniería soportan cargas aplicadas importantes, con el fin de respetar los requisitos estáticos. Con el tiempo, la sostenibilidad ambiental se convirtió en un aspecto importante para los sistemas constructivos.(Paglia, 2022, p. 1)

La aplicación de estas estructuras de hormigón cumple diferentes funciones en las obras civiles, variando en su uso como en el almacenamiento y abastecimiento de agua potable, también en el uso deportivo o recreativo, además de fines productivos, es utilizado también en el tratamiento de agua potable y/o aguas residuales, etc. Las

estructuras están conformadas por elementos que sean impermeables, tanto en los muros, en la tapa y fondo de forma rectangulares. Cabe señalar que el reservorio debe utilizarse como parte del sistema para compensar los cambios climáticos, proporcionar reservas para compensar los daños e interrupciones de la línea de transmisión, así como los accidentes por incendio.(Álamo Tarazona, 2020, p. 10)

El principio básico del diseño de reservorios es soportar los esfuerzos aplicados durante su operación sin formar grietas que provoquen fugas. A tal efecto, deberá diseñarse y construirse con materiales adecuados, adecuado número y distribución de refuerzos y, en su caso, protección estructural contra materiales que puedan afectar a la resistencia.(Ballesteros Cristancho, 2014, p. 3)

El reservorio se compone de elementos estructurales, que pueden incluir losas macizas de comportamiento unidireccional, que se analizan sencillamente con métodos existentes para el análisis estructural; o pueden incluir losas de comportamiento bidireccional, que se analiza mediante matemáticas más complejas. Sin importar que comportamiento cumplan los componentes del tanque, se diseñarán teniendo en cuenta las condiciones de borde en los apoyos correspondientes (empotrado, semi empotrado o simplemente apoyado), además de los tipos de cargas que ejercen el empuje de tierra y/o agua (triangulares o uniformemente distribuidas).

Los reservorios de agua potable en caso de desastre deben seguir en uso posterior a un sismo, por aquello además del cálculo manual aplicando el análisis estático propuesto por la Asociación de Cemento Portland (PCA) de los elementos estructurales del tanque se realizará una verificación mediante el programa SAP2000 analizando cada componente mediante el modelado en este software, que realizará un análisis de su comportamiento frente a las diferentes cargas posibles durante su vida útil, garantizando un diseño más seguro para su construcción.

Con el fin de desarrollar una propuesta técnica en donde el diseño de un reservorio sea el más adecuado tomando en cuenta las características mecánicas del suelo, la capacidad de almacenamiento requerido se ha planteado el presente proyecto de investigación que se detalla a continuación. Para el capítulo 1 se contempla el

contenido primordial para la investigación, definiendo la problemática, antecedentes nacionales e internacionales, variables dependientes e independientes, hipótesis y objetivos a investigar. En el capítulo segundo, se detalla las teorías propuestas por varios autores para el diseño estructural del reservorio de agua, en específico las relacionadas a la norma ACI 350 – 06 utilizadas en el presente proyecto de investigación. En el tercer capítulo se estudia la metodología a aplicar para el desarrollo de la investigación y definir la operación de variables. El cuarto capítulo muestra los resultados hallados al cumplir la metodología propuesta con un análisis de estos, al final en el último capítulo define las conclusiones y recomendaciones en base a los resultados del desarrollo de la investigación.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

La necesidad de almacenamiento y abastecimiento de agua potable prioriza la edificación de obras civiles como reservorios cisterna o enterrados, tanques elevados, reservorios apoyados o reservorios superficiales que son el objeto de estudio de este proyecto de investigación, son considerados indispensables para dotar de agua a una población definida con el fin de satisfacer sus necesidades industriales, comerciales, domésticas, etc.

Este tipo de depósitos rectangulares deben diseñarse con solidez y estanqueidad además de la resistencia suficiente para funcionar correctamente durante toda su vida útil.(Orihuela & Sánchez, 2016, p. 11)

Los reservorios apoyados en la actualidad no tienen una metodología definida ante los peligros sísmicos, y a nivel mundial son limitados por la falta de evaluaciones estructurales en los reservorios. Debido a las razones anteriores en muchos casos provocan fallas y problemas en las estructuras terminando con nuevos diseños en el acero estructural y el hormigón aumentando los costos de construcción o mantenimiento.

La forma muy poco minuciosa con la que se analizan los reservorios no considera los sobreesfuerzos que generan un sismo, que son de vital importancia para

reflexionar en un correcto análisis y posterior diseño. Es muy común encontrar dentro de nuestra región deterioros en los reservorios, que también son afectados por el escaso mantenimiento que favorecen a un deterioro apresurado de su estructura.

Debido a la ausencia del análisis estructural adecuado se puede incurrir en el sobredimensionamiento del acero estructural o al contrario provocando fallas estructurales en eventuales sismos. Dado que son estructuras importantes y no deben presentar daños significativos en caso de un sismo, es necesario profundizar en el análisis y diseño sísmico de dichas estructuras para comprender qué parámetros determinan el comportamiento de sus miembros. (Hermosa Castro, 2021, p. 18)

Con el objetivo de reducir los riesgos en las fallas estructurales y evitar las pérdidas humanas en su construcción se plantea este proyecto de investigación que considera cada componente estructural del reservorio, además de las características del suelo para determinar un diseño que cumpla con las especificaciones que garanticen su correcto funcionamiento.

Las interrogantes del presente proyecto están definidas en ¿Cómo voy a diseñar estructuralmente un reservorio de agua de 120 m³ con la normativa ACI 350-06? ¿Cómo obtener los espesores de los muros, losa de tapa, losa de fondo y disposición del acero de refuerzo? ¿Cómo hacer una validación de los resultados del diseño manual ACI 350-06? ¿De qué forma puedo hacer una valoración económica de la estructura diseñada para su construcción?

1.2. ANTEDECENTES

En el actual trabajo de titulación se ha considerado varias fuentes de información referente al tema de investigación para referenciar antecedentes de las problemáticas, también los análisis y conclusiones que se desarrollaron en sus investigaciones.

Aunque los reservorios son estructuras importantes desde este punto de vista, no se diseñan adecuadamente, especialmente en la dinámica de yacimientos. Esta deficiencia se debe principalmente a la falta de información procesal, lo que impide que los consultores realicen análisis más cercanos al comportamiento real de una estructura contenedora de líquidos durante un terremoto. (Evangelista Ruiz, 2017)

En el ámbito internacional se puede mencionar a Perleche Otiniano & Tamayo Rodríguez (2021) con su tesis titulada “Análisis y diseño de un reservorio apoyado de hormigón armado para el caserío de Ayangay, Distrito de Julcán, Provincia de Julcán, La Libertad, 2021” que tiene como objetivos realizar el diseño estructural de un reservorio de hormigón armado, realizar el presupuesto futuro para los reservorios proyectados y desarrollar planos de detalle de la solución propuesta, mediante el uso de softwares para realizar el análisis sísmico y dinámico en el software SAP 2000, AutoCAD CIVIL 3D para el diseño en planta y el software S10 PRESUPUESTO para obtener el costo estimado del reservorio, obteniendo como resultados que se cimentará sobre arcilla ligeramente plástica (CL), con una estructura que cumple los requerimientos de momentos y fuerzas actuantes teniendo como resultado que para el reservorio de 5 m³ se construya con muros reforzados con Ø3/8”@0,25m (doble malla), en la losa de techo Ø3/8”@0,15m (Malla inferior), en la losa de fondo Ø3/8”@0,25m (doble malla) y en la zapata de muros Ø1/2”@0,20m (malla inferior), se valoró la estructura en S/. 164680,66 con el uso del Software S10 Presupuesto.

La tesis presentada por Orihuela Canchari (2017) denominada “Análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en reservorios rectangulares y sus aplicaciones en obras civiles”, tuvo como objetivo determinar la influencia de los parámetros de resistencia y de impermeabilidad en el diseño de reservorios. Se utilizó la metodología especificada en el Reglamento para Estructuras Sanitarias de Hormigón para el Mejoramiento del Ambiente (ACI 350) que considera el diseño por resistencia en etapa última, durabilidad y control de fisuras en etapa de servicio, tablas de la Asociación de Cementos Portland (PCA), Bares y coeficientes determinados en la NTE E. 0.60. Teniendo como resultados elementos estructurales con comportamiento unidireccional y bidireccional, en los reservorios rectangulares es de gran ayuda las tablas de PCA, Bares y coeficientes de la NTE

E.060, por consideraciones del ACI 350 los muros de los reservorios con comportamiento bidireccional de altura menor de 3 metros tienen un espesor mínimo de 20 cm que facilita la distribución del acero.

La investigación presentada por Moslemi & Kianoush, (2012) nombrada "Estudio paramétrico en el comportamiento dinámico de reservorios cilíndricos apoyados", tiene como conclusión que la aplicación del método de Elementos Finitos se puede emplear con precisión en el estudio de reservorios cilíndricos apoyados, también menciona que en comparación con la normativa ACI 350.3-06, las presiones convectivas tienen mayor aproximación, mientras que con la norma la distribución de presiones impulsivas es más conservadora.

Para Acero Martínez & Mejía Zúñiga (2005), publicaron una investigación titulada: "Análisis dinámico de reservorios superficiales, circulares y rectangulares", que tiene como objetivo presentar una metodología para el análisis dinámico de reservorios superficiales rectangulares y circulares, observando la influencia de la presión hidrodinámica sobre los muros donde aplicaron el modelo de Housner bajo recomendaciones del ACI 350.3-01, en el cual concluye que en las condiciones de servicio la presión hidrodinámica aumenta en un 40%, debido a esto no debe ser ignorada en el diseño de reservorios.

En el ámbito nacional, Baque Baque (2019) en su tesis llamada "Estudio patológico del tanque reservorio de 800 m³ ubicado en el Barrio Cristo del Consuelo en el Cantón Jipijapa", que tuvo como objetivos identificar los tipos de patologías que existen en el tanque reservorio, realizar ensayos no destructivos para determinar la resistencia existente y efectiva del tanque. Se aplicó una metodología extranjera como lo es la norma ACI 350.3-06 (Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary) para reservorios de hormigón ya que en el Ecuador no existen normativas vigentes para el diseño de reservorios, con lo que concluye que el deslizamiento del tanque es consecuencia de que las formaciones existentes son de tipo sedimentarias, las rocas están expuestas al exterior, mal drenadas, blandas y a mayor escala son sensibles a los procesos químicos y geodinámicos; el mal proceso constructivo tuvo como efecto la pérdida de resistencia a la compresión del hormigón.

También Murillo Sánchez (2020) refiere que existe insuficiencia de proyectos hídricos de las Juntas Administradoras de Agua Potable y Juntas de riego en el Centro Norte del Ecuador de manera recurrente. En su tesis titulada “Dotación de Estudios Técnicos de Hidrología e Hidráulica para las Juntas de Agua de Pucaugsha, Talatac y Quilapungo” realiza el diseño del reservorio de agua para riego y el sistema de conducción de la comuna Talatac. En estas zonas los sistemas existentes funcionaban parcialmente, algunos casos han superado su vida útil y se verifican daños. Para esta investigación se concluye que el diseño de un reservorio y la red de distribución de agua por tuberías amentará la producción de alimentos y el crecimiento del ganado; utilizando el modelo Cropwat se calculó el requerimiento de agua en función de las condiciones climáticas y del suelo; las consideraciones para el diseño incluyeron la selección del sitio, volumen de agua para almacenar y la selección del revestimiento, con el tamaño adecuado del reservorio para almacenamiento todos los bloques se regarán según la frecuencia programada.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

Se realizará el diseño de un reservorio apoyado de hormigón armado, tomando en cuenta el tipo de suelo y la resistencia del hormigón; dando como resultado el diseño de un reservorio rectangular con muros que favorezcan a su construcción sin contratiempos y abastecimiento del líquido vital.

1.3.2. Hipótesis Específica.

H.E1.: Se diseñará estructuralmente un reservorio rectangular doble pozo de hormigón armado, capacidad 120 m^3 , $h=5 \text{ m}$, empleando la norma ACI 350-06 y tablas de la PCA para obtener momentos máximos de acuerdo con el dimensionamiento del reservorio, espesor de muros - losa de tapa - losa de fondo y disposición del acero de refuerzo.

H.E2.: Se comparará los momentos últimos que se obtuvieron mediante el método manual ACI 350-06, análisis en SAP 2000 a través del modelamiento de la estructura para la validación de los resultados de la hipótesis específica 1 y un control de espaciamiento para evitar la fisura.

H.E3.: Se elaborará una valoración económica del reservorio con el desarrollo de un presupuesto para determinar el costo final para la ejecución de la estructura.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General.

Realizar el diseño estructural de un reservorio de agua rectangular de 120 m^3 aplicando la normativa ACI 350-06 para mejorar la infraestructura de abastecimiento de agua.

1.4.2. Objetivos Específicos.

O.E1.: Diseñar estructuralmente un reservorio rectangular doble pozo de hormigón armado, capacidad 120 m^3 , $h=4,57 \text{ m}$, empleando la norma ACI 350-06 y tablas de la PCA para obtener momentos máximos de acuerdo con el dimensionamiento del reservorio, espesor de muros - losa de tapa - losa de fondo y disposición del acero de refuerzo.

O.E2.: Comparar los momentos últimos que se obtuvieron mediante el método manual ACI 350-06, análisis en SAP 2000 a través del modelamiento de la estructura para la validación de los resultados del objetivo 1 y un control de espaciamiento para evitar la fisura.

O.E3.: Elaborar la valoración económica del reservorio mediante el desarrollo de un presupuesto para determinar el costo final de la estructura.

1.5. ALCANCE

Al concluir este trabajo de investigación se contribuirá directamente al desarrollo de la Universidad Estatal Península de Santa Elena y el sector de la construcción. Se describirá el tema principal de la tesis, luego se hará análisis de información referido a los elementos estructurales que componen el tanque de almacenamiento de agua, para el diseño de la estructura de un reservorio de agua de 120 m³ con la aplicación de las normas del ACI 350 y el uso de tablas de la PCA, además del uso de un software para verificar los resultados hallados que garantice el diseño adecuado para su servicio.

El desarrollo de este proyecto de investigación desarrollará el diseño estructural más adecuado considerando las propiedades mecánicas del suelo y la capacidad de almacenamiento requerido por el diseñador.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Dependientes.

- a) Diseño estructural del reservorio

1.6.2. Variables Independientes.

- a) Resistencia del hormigón.
- b) Resistencia del acero.
- c) Propiedades mecánicas del suelo.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se detalla y define las características de los reservorios, tanto sus formas, sus aplicaciones dentro de la ingeniería, además de los componentes de la geometría estructural de este, también las diferentes formas de dimensionamiento estructural con tablas del PCA y recomendaciones del ACI 350-06.

2.1. DEFINICIÓN DE RESERVORIOS

Se definen como estructuras idealizadas para almacenar líquidos, y de acuerdo con la función que cumpla puede ser elevado, semienterrado, enterrado o superficiales, pueden tener forma circular, rectangular o cuadrada, considerando su capacidad de almacenamiento.(Harmsen, 2005)

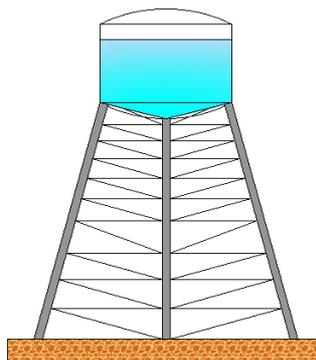
2.2. CLASIFICACIÓN DE RESERVORIOS

2.2.1. Reservorios elevados.

Regularmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son cimentados sobre el nivel del suelo en columnas, torres o pilotes. En poblaciones rurales se construyen con capacidades medianas y pequeñas resulta económico la construcción de un tanque apoyado de forma cuadrada. (Orellana, 2009)

Figura 1

Reservorio elevado

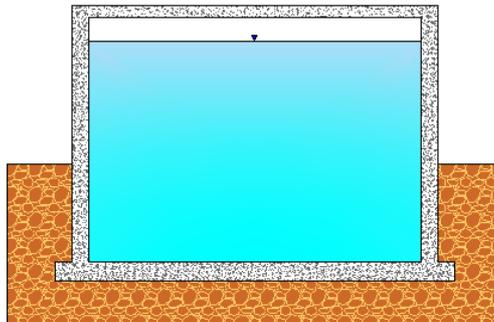


2.2.2. Reservorios semienterrados.

Construidos de manera que parte de su estructura quede bajo la superficie y la otra parte sobre el nivel del terreno, por lo general tienen forma rectangular y circular. Se emplean generalmente cuando existen dificultades para la excavación y la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente. (Fernández Reynoso et al., 2013)

Figura 2

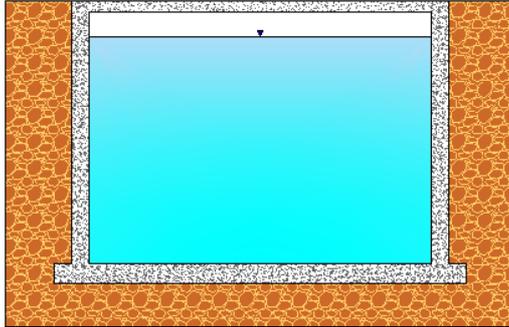
Reservorio semienterrado



2.2.3. Reservorios enterrados.

También llamados cisternas, pueden tener forma circular o rectangular, se caracterizan por estar construidos debajo del nivel del terreno. Se emplean preferentemente cuando no existen problemas al realizar la excavación además que el terreno debe de estar en una cota específica para que funcione satisfactoriamente la red de distribución. Una ventaja de estos tipos de reservorios es que se adaptan perfectamente al entorno y protegen de las variaciones de temperatura al agua. (Fernández Reynoso et al., 2013)

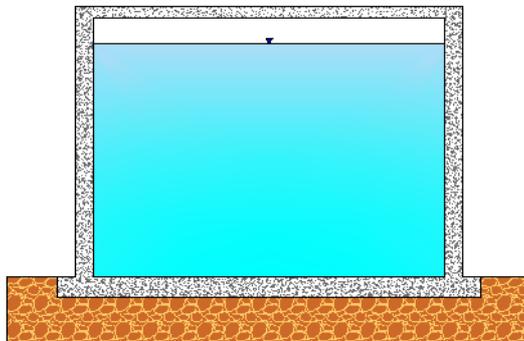
Figura 3
Reservorio enterrado



2.2.4. Reservorios superficiales.

Construidos directamente sobre la superficie del suelo, cuando existe un suelo de excelente capacidad portante. Al ser superficial su costo de excavación es bajo, así como la instalación, mantenimiento y operación es más sencillo.

Figura 4
Reservorio superficial



2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS RESERVORIOS

Los reservorios rectangulares están conformados por muros, losa de fondo y tapa de forma rectangular, construidos de hormigón armado, cada una de sus partes trabajan estructuralmente a flexión y corte debido a las cargas de empuje de los líquidos que contienen. Al contrario, los reservorios circulares trabajan estructuralmente a compresión y tracción axial. (Medhat Ahmed, 1980)

2.4. APLICACIÓN DE LOS RESERVORIOS RECTANGULARES EN OBRAS CIVILES

Existen diferentes tipos de aplicaciones de los reservorios, para el abastecimiento de agua potable y almacenamiento (reservorios cisterna, reservorios elevados, reservorios superficiales); para conducción de aguas (conducto abierto y puente canal); para tratamiento de agua potable (plantas potabilizadoras); para tratamientos de aguas residuales (desarenadores, sedimentadores, laguna de estabilización, tanque séptico, lecho de secado); con fines productivos (estanques para cultivo de peces); para el almacenamiento y abastecimiento para riego (reservorios de almacenamiento de agua para riego) y con fines deportivos/recreativos (piscinas). (Orihuela Canchari, 2017)

En la presente tesis solo se hará referencia a los reservorios rectangulares apoyados o superficiales y reservorios enterrados para abastecer de agua potable. Para orientar en los análisis y diseños de los elementos que componen el reservorio se hará una descripción del funcionamiento.

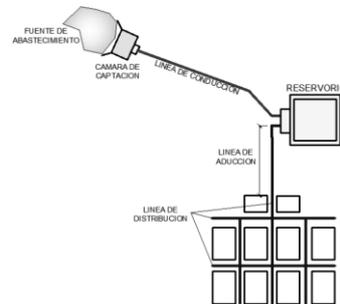
2.4.1. Reservorios superficiales y enterrados para almacenar y distribución de agua potable.

Para satisfacer las necesidades de agua hacia una población es necesario un conjunto de estructuras e instalaciones que transportan y almacenan el agua para el abastecimiento de una población. El sistema de agua potable necesita de fuentes de agua, estructura de captación, estación de bombeo, planta potabilizadora de agua, tubería de conducción, reservorio de almacenamiento, línea de aducción y red de distribución mostrados en la figura 5.

De acuerdo con el proyecto se desarrollará un reservorio para almacenamiento de agua potable cuyos elementos lo componen muros, losa de tapa y losa de fondo de forma rectangular semienterrado.

Figura 5

Sistema de abastecimiento de agua potable



2.5. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

Los reservorios se diseñan para que funcionen continuamente con la presión adecuada, para cumplir con las necesidades proyectadas del consumo de la población.(Agüero, 2004)

Todos los reservorios deben de contar con dos cámaras de almacenamiento, cámaras de válvulas, casa de control y seguridad donde se instala los equipos de control, calidad, comunicación y seguridad.

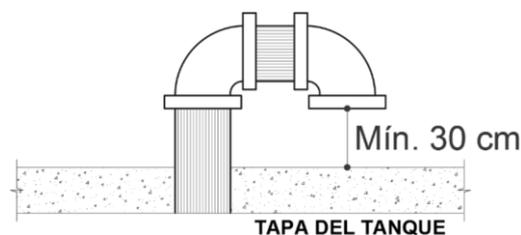
De acuerdo con Agüero, (2004) la cámara de almacenamiento es el sitio donde se retiene el agua, y que está compuesta por los siguientes accesorios:

- a) **Tubería de llegada:** su diámetro se define por la tubería de conducción, provista por una válvula compuerta de iguales dimensiones antes del ingreso al reservorio de almacenamiento; también debe de suministrarse un by – pass para situaciones de emergencia.
- b) **Tubería de salida:** de iguales dimensiones que la tubería de aducción tiene que ser provista de una válvula compuerta para regular el abastecimiento de agua a la comunidad.
- c) **Tubería y cono de rebose:** será conectada libremente sin válvula compuerta a la tubería de limpieza, para descargar agua en cualquier instante.

- d) **By pass:** tubería conectada directa entre la entrada y la salida, donde se cierre la tubería de entrada el agua ingrese directamente a la línea de aducción con el fin de realizar mantenimientos y limpieza.
- e) **Tubería de ventilación:** de acuerdo con las normas de Arocha (1979), la tubería de ventilación es preferentemente en forma de "U" invertida, protegida en la salida por una red con propiedades anticorrosivas, y tiene una distancia mínima de 30 cm desde la parte superior del tanque. (ver Figura 6).

Figura 6

Tubería de ventilación para reservorios de almacenamiento.



- f) **Escalera interior:** De acuerdo con Agüero (2004) , las escaleras internas deben consistir en peldaños de hierro galvanizado empotrados en la pared. Esto servirá como entrada y salida del depósito para inspección o limpieza. Se anclan escalones de 3/4" de diámetro cada 0,30 m durante la etapa de limpieza de los muros.

El cuarto de válvulas es un lugar importante para instalar válvulas, accesorios y unidades de medición y control. Su tamaño depende del tamaño de los accesorios utilizados en el reservorio e incluye los siguientes elementos con colores característicos para su identificación:

- Válvula de entrada de agua al reservorio = color azul
- Válvula de salida de agua a la población = color verde
- Válvula de desagüe y rebose = color negro
- Válvula de paso directo (bypass) = color rojo

2.6. ANÁLISIS DE CARGAS

El diseño estructural toma en cuenta los diferentes tipos de cargas y la combinación de cargas que pueden influir en el diseño. A continuación, se describen los tipos de cargas:

- a) **Cargas muertas** que está compuesto por los pesos de los elementos que conforman el reservorio de agua como los muros, la losa de fondo, la losa de tapa, que se calcularán con referencia en las dimensiones establecidas en el plano estructural.

- b) **Presión hidrostática** es una carga triangular que afecta de manera perpendicular a las caras interiores del tanque y sufre un aumento proporcional a la profundidad del reservorio. Se halla con la Ecuación 1 mostrada:

$$P = \gamma_w H \quad (1)$$

Donde:

γ_w = Peso específico del líquido (Kg/m^3). En el caso del agua es 1000 Kg/m^3

H = Altura del agua en el reservorio (m)

Al analizar reservorios de almacenamiento enterrados o parcialmente enterrado se debe considerar la presencia de agua subterránea y, si el nivel freático está por encima del piso, el efecto hidrostático del agua en la pared y el efecto de flotabilidad total. (Fernández Reynoso et al., 2013)

- c) **Presión del suelo** afecta de forma triangular actuando en las caras exteriores de los muros del reservorio. La Ecuación 2 debe ser tomada en cuenta para calcular la presión activa de Rankine que determina esta presión.

$$P = C_a \omega H \quad (2)$$

Donde:

Ca = Coeficiente de presión de suelos.

ω = Peso específico del suelo (Kg/m^3)

H = Altura del agua en el reservorio (m)

El coeficiente $Ca = (1 - \text{Sen}\phi) / (1 + \text{Sen}\phi)$, donde ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

- d) **Cargas vivas** presentes en los pasillos de operación, plataformas, losas de tapa y escaleras de los reservorios. Según el ACI 350.4R recomienda la aplicación de una carga mínima de $500 \text{ Kg}/\text{m}^2$ en la losa de tapa.

2.7. DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN DEL RESERVORIO RECTANGULAR

Todo reservorio rectangular se compone de elementos estructurales de hormigón armado tales como muros, losa de fondo y losa de tapa cuando es necesario que tenga cubierta. Conforme a sus dimensiones el ACI 350 – 06 definirá como:

Losas unidireccionales si la relación lado largo / lado corto > 2

Losas bidireccionales si la relación lado largo / lado corto ≤ 2

2.7.1. Dimensionamiento de los muros.

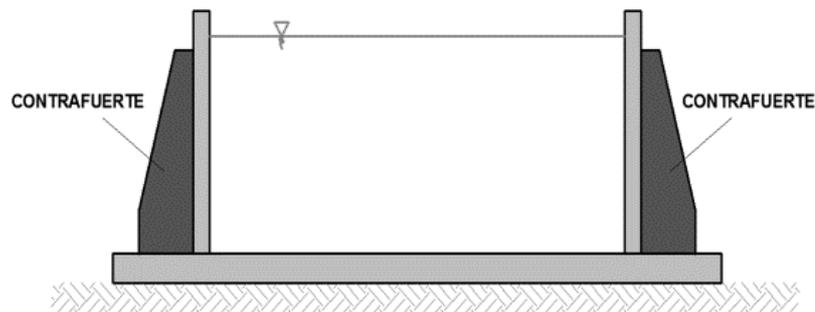
De acuerdo con el Código Ambiental ACI 350 en el Artículo 14.6 dice que: el grosor de los muros del reservorio no tendrá menos de 6 pulgadas (15 cm), ni menos de $l/30$ la distancia mínima entre los miembros que soportan lateralmente. El espesor mínimo es de 30 cm si la altura del líquido es igual o mayor a 3 metros.

Para Jiménez Montoya et al., (2001) los muros que conforman los reservorios se mantienen de espesor constante para facilitar la ejecución, de tal forma que no sea necesaria una armadura transversal. Para casos comunes de altura de agua $h \leq 6.0 \text{ m}$, se puede adoptar inicialmente espesores, $e = 0,10 h$, y no menores de 0,20 metros. Para evitar excesos de calor e hidratación no se recomienda diseñar con espesores

muy gruesos. El espesor en la solera e' , no debe ser menor al del muro, por lo tanto, $e' \geq e$.

Si la altura es considerable, se recomienda colocar contrafuertes en el lado exterior del reservorio como se muestran en la Figura 7. Para estos casos los muros son considerados libres para el extremo superior y empotrado en su base.

Figura 7
Muros con contrafuertes



2.7.2. Dimensionamiento de la losa de tapa.

De acuerdo con el comportamiento estructural de la losa unidireccional o bidireccional de la tapa del reservorio se definen los espesores mínimos de la siguiente manera: a). para losas unidireccionales: $e = l / 30$, b) para losas bidireccionales: $e = l_n / 40$ o $e = \text{perímetro} / 180$.

2.7.3. Dimensionamiento de la losa de fondo.

Para el análisis y diseño de estructuras y sus cimentaciones, se recomienda realizar un estudio de mecánica de suelos, el cual contiene información sobre la capacidad portante del suelo, nivel freático, velocidad de asentamiento, gravedad específica y propiedades de los empujes en terreno activo y pasivo (Pavón Rodríguez, 2001)

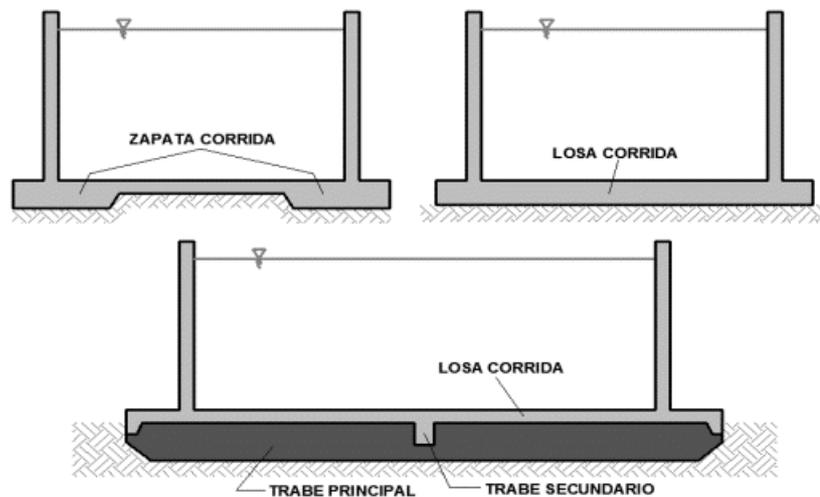
Considerando lo anterior, el diseño de la losa de fondo de los reservorios enterrados y superficiales debe garantizar que las cargas transferidas al suelo no excedan su capacidad de carga. Asimismo, si existe un nivel de agua, se debe comprobar su

estabilidad en el caso crítico de vaciado del reservorio. Si el peso de la estructura no es suficiente, se puede aumentar el espesor de la estructura, muros, losas y cubiertas o de otra manera extender la base con aletas. (Harmsen, 2005).

Si el suelo tiene una buena capacidad de carga, se puede construir una losa de fondo impermeable sin ningún elemento estructural y el reservorio descansará sobre una zapata continua en todo su perímetro. En caso contrario, habrá que aumentar la superficie de cimentación y diseñar una losa continua de espesor constante, encajando estructuralmente con los muros y evitando juntas estructurales. Si la capacidad portante del suelo es muy baja o se prevé grandes asentamientos, se requerirán vigas de cimentación, lo que reducirá la luz y el espesor de la losa (Pavón Rodríguez, 2001)

Figura 8

Tipo de cimentación según su capacidad portante del suelo



Dependiendo del tipo de cimentación requerida, el peralte de la zapata o losa de cimentación se determinará en función del cortante o longitud de desarrollo a compresión (LDC) del refuerzo para transferir la carga del muro a la cimentación. La longitud de desarrollo a la compresión será la mayor de a y b , pero no menor de 20 cm, calculados con la Ecuación 3 a continuación.

$$a) \quad ld = 0.02 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad b) \quad ld = (0.0003 f_y) d_b \quad (3)$$

En el apéndice H de la normativa ACI 350 hace recomendaciones para espesores mínimos para las losas sobre el suelo, de la siguiente manera: para losas que sean reforzadas en la parte superior e inferior no preesforzadas un espesor mínimo de 6 pulgadas (15 cm).

2.7.4. Método de análisis estructural para reservorios de hormigón.

Existen varios métodos para el análisis estructural de elementos de reservorios rectangulares, generalmente placas unidireccionales o bidireccionales y tablas desarrolladas de acuerdo con el tipo de carga que ejercen en la estructura para calcular momentos flectores, los esfuerzos cortantes, momentos de torsión y las deflexiones generadas en las losas para los diferentes tipos de distribución de carga y condiciones de borde.

En el caso de los reservorios se generan fuerzas de empuje laterales y cargas de gravedad, para la presente tesis se utilizarán las tablas de PCA publicadas en el año 1998 por Javeed.

2.7.5. Tablas de la PCA (Portland Cement Association).

Desarrolladas por Javeed, (1998) en la publicación “Rectangular Concrete Tanks” para la Portland Cement Association (PCA), en el capítulo 3 define los coeficientes de diseño para el cálculo de deflexiones (C_d) y los momentos (M_x , M_y , M_z , M_{xy} , M_{yz}) para los reservorios con diferentes condiciones de borde (apoyados, libres o empotrados) y que se somete a diferentes tipos de carga (uniformemente distribuida, concentrada o triangular). Los coeficientes de corte (C_s) están mostrados en el capítulo 2 para hallar los esfuerzos cortantes.

2.7.6. Notaciones y definiciones de las tablas de la PCA.

Se presentan las definiciones para cada notación usada para el cálculo con las tablas de PCA para el diseño de los muros del reservorio de agua, con las diferentes acciones de carga en estos elementos.

a = altura del muro

ω = peso unitario del agua o suelo

$q = k \omega a$, presión en el fondo del muro para una distribución de carga triangular.

$k \omega$, presión uniforme a lo largo de la altura del muro

k = coeficiente de presión pasiva o activa. Para el agua, el coeficiente de presión activa es, $k_a = 1$; y para el suelo es $k_a = (1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$, donde ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

C_s = coeficiente de corte

C_d = Coeficiente de deflexión

E_c = módulo de elasticidad del hormigón

t = espesor de la muro o placa

μ = módulo de Poisson (0.20 para hormigón)

($M_x, M_y, M_z, M_{xy}, M_{yz}$) Coef = coeficientes de momentos para el cálculo de momentos M_x, M_y, M_z, M_{xy} y M_{yz} respectivamente.

M_x = momento por unidad de ancho a través del eje X estirando las fibras en la dirección Y cuando este situado en el plano X-Y, se usa la Ecuación 4. (Ver figura 9).

$$M_x = M_x \text{ Coef} \cdot \frac{q a^2}{1000} \quad (4)$$

M_y = momento por unidad de ancho alrededor del eje Y estirando las fibras en dirección X cuando el muro este situado en el plano X-Y o en el sentido Z cuando la placa está en el plano Y-Z, se usa la Ecuación 5.

$$M_y = M_y \text{ Coef. } \frac{qa^2}{1000} \quad (5)$$

M_z = Momento por unidad de ancho alrededor del eje Z estirando las fibras en el sentido Y cuando la placa está en el plano Y-Z, calculados con la Ecuación 6.

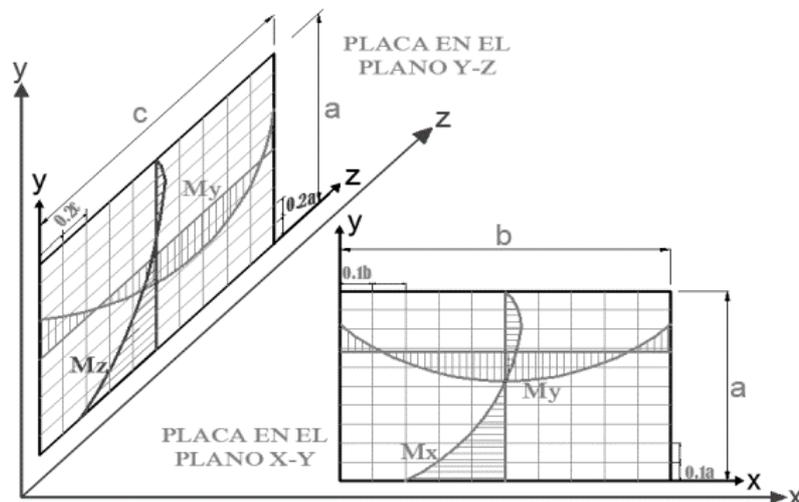
$$M_z = M_z \text{ Coef. } \frac{qa^2}{1000} \quad (6)$$

M_{xy} , M_{yz} = torsión o momentos de giro para la placa o muro en los planos X-Y & Y-Z, hallados con la Ecuación 7.

$$M_{xy} = M_{xy} \text{ Coef. } \frac{qa^2}{1000} \quad M_{yz} = M_{yz} \text{ Coef. } \frac{qa^2}{1000} \quad (7)$$

Los momentos se presentan en 3 tablas que representan los momentos horizontales (M_y), verticales (M_x) y torsores ($M_{xy} - M_{yz}$), los que se detallan en secciones divididas en cada décima parte de la placa en ambas direcciones mostradas en la figura 9.

Figura 9
Ubicación de momentos según la PCA



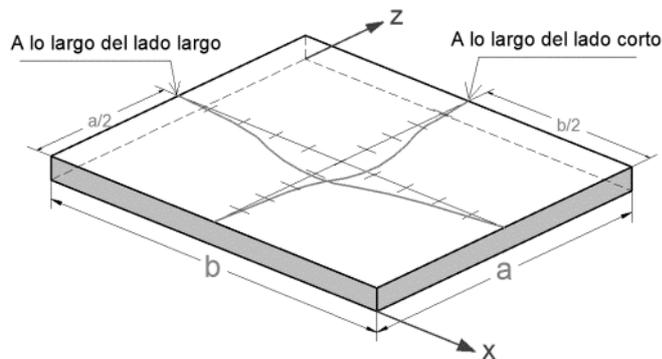
Para calcular los momentos de deflexión se utilizan los de deflexión (C_d), con la siguiente Ecuación 8:

$$\text{Deflexión} = \frac{C_d q a^4}{1000 D} \text{ donde } D = \frac{E t^2}{12 (1-\mu^2)} \quad (8)$$

Los coeficientes de deflexión se muestran en dos tablas que corresponden a cada línea central como se ve en la Figura 10 que es donde se hallan las máximas deflexiones.

Figura 10

Ubicación de las deflexiones según la PCA



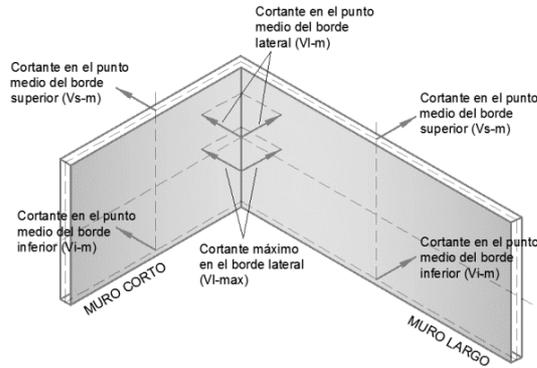
Los coeficientes de corte (C_s) se utilizan para calcular el esfuerzo cortante por unidad de ancho, mediante la Ecuación 9 a continuación:

$$V = C_s \cdot q \cdot a \quad (9)$$

Las fuerzas cortantes están ubicadas en la parte central del borde superior, en la parte central del borde inferior y en el sector central de los bordes laterales del reservorio, adicional los máximos cortantes en los bordes de los lados (ver Figura 11).

Figura 11

Ubicación de las fuerzas cortantes en los muros de acuerdo con la PCA

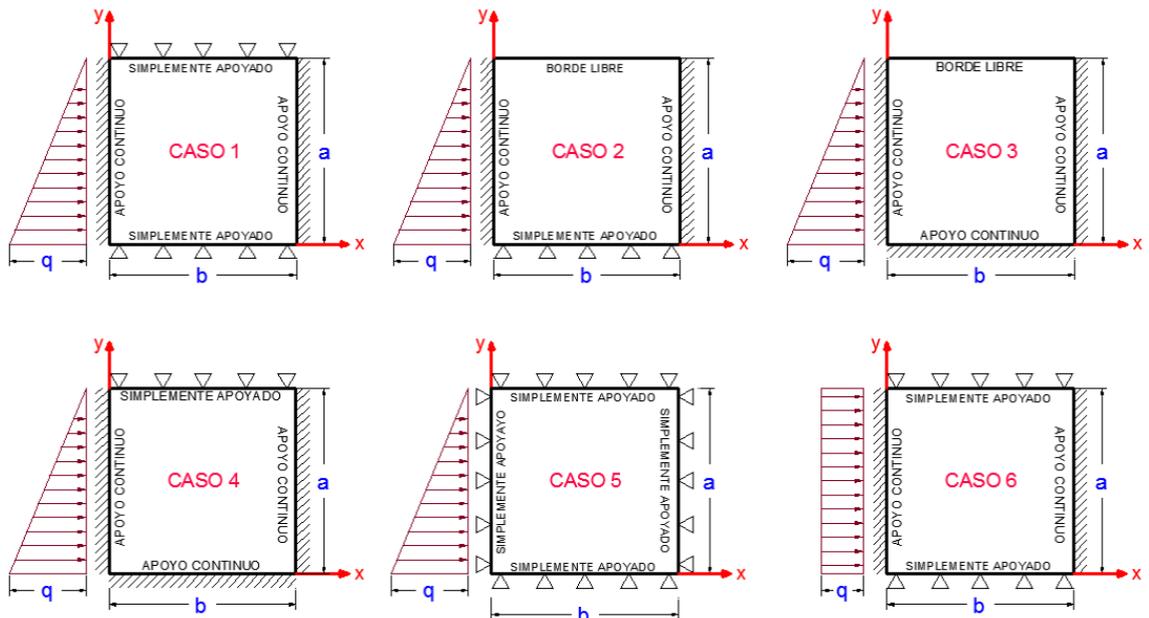


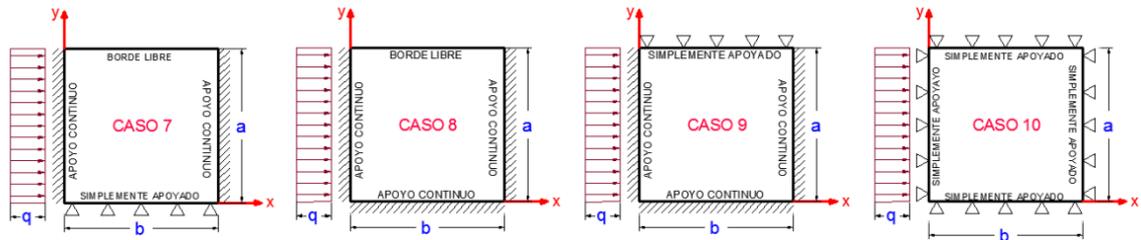
2.7.7. Casos de análisis según la PCA.

La PCA establece 10 casos de análisis (Figura 12), que se diferencian por las condiciones de borde y el tipo de carga al que se somete. Cada caso muestra tablas en referencia a la relación de dimensiones lado/altura (b/a), que están dados de 0.5 a 4.0. Existen también tablas de coeficientes para los elementos tridimensionales, es decir muro largo y muro corto, representadas por las combinaciones de relación referente a las longitudes del lado largo/altura (b/a) o lado corto/altura (c/a).

Figura 12

Casos de análisis según la PCA





Nota: tomado de Javeed,(1998)

2.7.8. Determinación de las condiciones de borde o tipos de apoyo.

Para determinar las condiciones de borde o los tipos de soporte entre los miembros estructurales, debemos verificar la relación de rigidez. En el caso de reservorios que se diseñen con losa de tapa, se deberá considerar la relación de rigideces (K) entre los muros y el techo, hallados con la Ecuación 10, de tal manera que:

Si: $K_{pared} / K_{tapa} > 8$, se considera la losa de tapa empotrada en los muros

Si: $K_{pared} / K_{tapa} < 8$, se considera la losa de tapa simplemente apoyada en los muros.

$$K = 4 EI / L \quad (10)$$

E_c = módulo de elasticidad del hormigón;

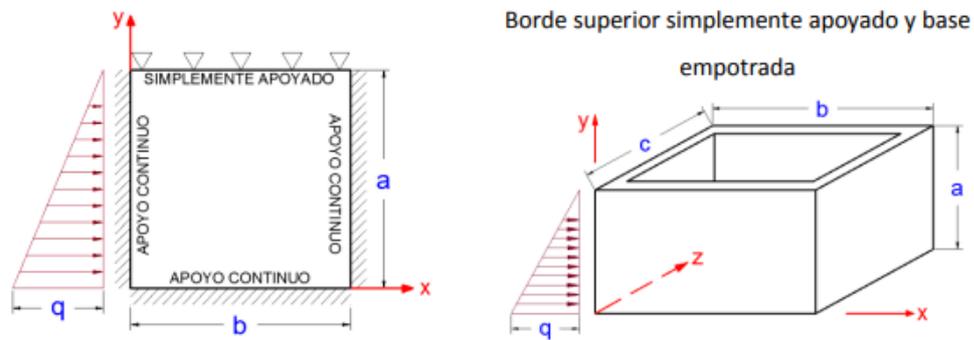
I = $bh^3 / 12$,

h = espesor de pared o losa tapa.

L = longitud de pared.

Figura 13

Esquema del CASO 4 de las tablas de la PCA



Nota: tomado de Javeed, (1998)

2.8. MÉTODOS DE DISEÑO PARA RESERVORIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Esta sección especifica los requisitos para el análisis y diseño de reservorios de almacenamiento de agua. Los reservorios de almacenamiento de agua deben estar diseñados para evitar grietas. Para hacer esto, se debe usar un procedimiento de diseño que elimine la posibilidad de una grieta grande u otra fuente de fuga de fluido hacia el reservorio. El código ambiental ACI 350 recomienda aplicar el método de diseño por resistencia que será complementado por un factor de durabilidad, el control de fisuras bajo cargas de servicio que garantice la impermeabilidad y buen diseño del reservorio.

2.8.1. Método de diseño por resistencia.

El diseño por resistencia basado en el criterio de resistencia última aplica cargas factorizadas, resistencias especificadas del acero f_y y hormigón f'_c , y factores de reducción de la resistencia ϕ .

Las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ϕR_n por lo menos iguales a las resistencias requeridas R_u , calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las

combinaciones que se estipulan en la Norma ACI. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde ϕ se denomina al factor de reducción de resistencia.

El ACI 350-06 incrementa las cargas últimas (factorizadas) multiplicándolas por un coeficiente de durabilidad sanitaria “S”, que dependiendo de los esfuerzos tiene los siguientes valores:

S = 1.3 para elementos sometidos a flexión

S = 1.65 para elementos sometidos a tracción directa

S = 1.3 para elementos sometidos a cortante

De esta manera, los factores de carga para el diseño estructural de los reservorios serán:

A. Para los elementos estructurales que están sometidas solo a carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida se halla con la Ecuación 11:

$$U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV) = 1.82CM + 2.21CV \quad (11)$$

B. Cuando las estructuras estén sometidas a empujes de suelo (CE), la resistencia requerida se halla con la Ecuación 12:

$$U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV + 1.7 CE) = 1.82CM + 2.21CV + 2.21CE \quad (12)$$

C. Cuando las estructuras estén sometidas a presión de líquidos (CL), la resistencia requerida ACI 350 recomienda emplear el factor 1.7.

Entonces la combinación de carga para presión de líquidos se obtiene con la Ecuación 13 a continuación:

$$U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV + 1.7 CL) = 1.82CM + 2.21CV + 2.21CL \quad (13)$$

Los factores de reducción de resistencia ϕ , en los muros, losa de tapa y losa de fondo se diseñan generalmente para flexión y corte se consideran los siguientes factores:

Flexión, sin carga axial..... 0.90

Cortante y torsión..... 0.85

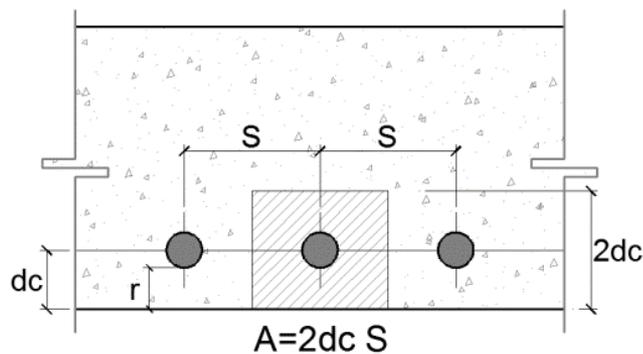
2.8.2. Control de fisuras.

El Código Ambiental ACI 350-06 recomienda controlar las grietas y mantener el ancho de la grieta lo más pequeño posible para evitar fugas y mantener la hermeticidad requerida del reservorio. Se proporciona una adecuada distribución y se verifica el espaciamiento máximo “S” de los aceros de refuerzo. Se evalúa durante la etapa elástica, bajo cargas de servicio, mediante la Ecuación 14:

$$S_{max} = \frac{z^3}{2 dc^2 fs^3} \quad (14)$$

Figura 14

Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras



Donde:

$$z = fs \sqrt[3]{dc A}$$

S = separación de varillas, en cm

$$A = 2 dc S$$

dc = recubrimiento del hormigón medido desde la fibra extrema en tensión, al centro de la varilla, en cm

fs = esfuerzo del acero en condiciones de servicio se halla con la Ecuación 15, en unidades deKg/cm2

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s} \quad (15)$$

Ms = Momento flector en condiciones de servicio

As = Acero de refuerzo

d = Peralte efectivo (en función del recubrimiento “r”)

Tabla 3

Recubrimientos mínimos y peralte efectivo

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO según ACI 350 (cm)	PERALTE EFECTIVO según Ottazzi (cm)
Muros	5	d = e - 6
Zapatas y losas de fondo en contacto con el suelo	7,5	d = h - 10
Parte superior de zapatas y losas de fondo	5	d = h - 6
Losa de tapa	5	d = e - 6

Los valores de Z según el ACI 350, están relacionados con la exposición al ambiente, de tal manera que a condiciones ambientales:

- a) normales $Z \leq 20580 \text{ kg/cm}$, que corresponde a rajaduras de 0.025 cm
- b) severas $Z \leq 17000 \text{ kg/cm}$, que corresponde a rajaduras de 0.020 cm

2.9. CONDICIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

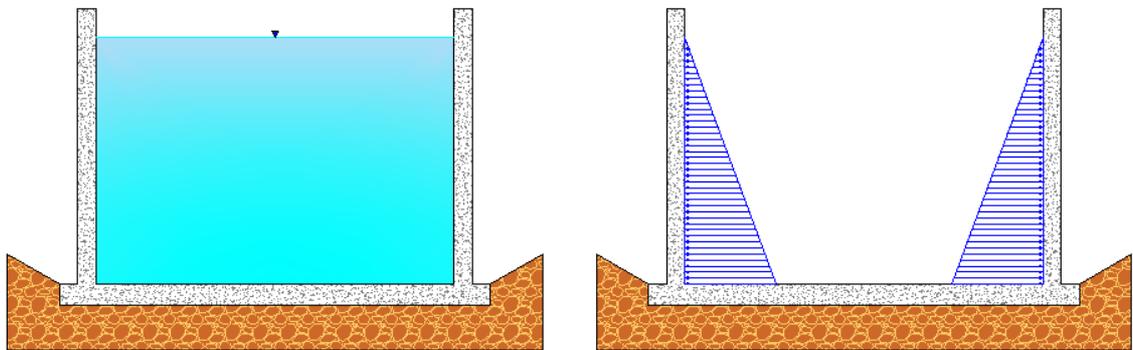
El diseño estructural de los reservorios rectangulares de almacenamiento se realiza para diferentes condiciones de carga, dependiendo de la situación en la que se encuentre el reservorio.

2.9.1. Condición de carga 1: prueba para fugas antes del relleno.

La condición de carga 1 representa la situación cuando el tanque está lleno y no se somete a la presión causada por el suelo (llenado). Esta condición se utiliza para comprobar la estanqueidad antes de rellenar los alrededores del reservorio.

Figura 15

Condición de carga 1 para el diseño de reservorios.

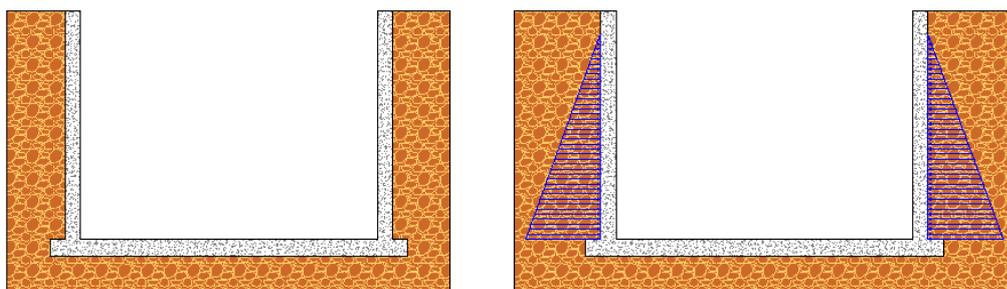


2.9.2. Condición de carga 2 tanque lleno y tapado.

La condición de carga 2 determina el momento en que el tanque no contiene líquidos y se ejercen fuerzas por la presión del suelo a los muros del reservorio, esta situación se daría cuando se necesite hacer limpieza del reservorio.

Figura 16

Condición de carga 2 para el diseño de reservorios

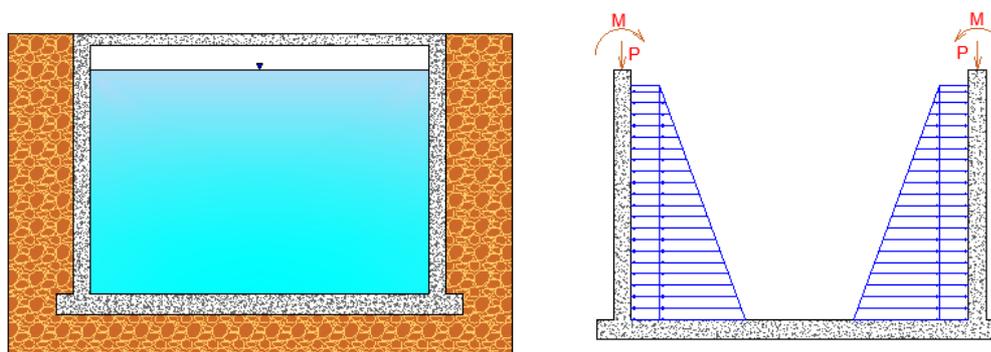


2.9.3. Condición de carga 3 tanque lleno y tapado.

La condición de carga 3 establece el instante cuando el tanque enterrado está completamente lleno y es tapado, debido a esto existen presiones del suelo y del agua que se oponen entre sí por lo tanto los esfuerzos disminuyen siendo la situación menos crítica para analizar.

Figura 17

Condición de carga 3 para el diseño del reservorio



2.10. NORMATIVAS POR UTILIZARSE

Los reglamentos considerados en el desarrollo de este proyecto comprenden el código ACI 350 – Environmental Engineering Concrete Structures – Estructuras Sanitarias de Hormigón para el Mejoramiento del Ambiente, propuesta en el año 2006. Esta norma define las características de resistencia tales como factores de durabilidad, el espesor mínimo de cada parte de la estructura (muros, losa superior e inferior), métodos de cálculo para estructuras contenedoras de líquido, acero mínimo a la flexión, retracción y temperatura., un área menor de acero, otros requisitos para garantizar la seguridad al hacer reservorios de agua rectangulares.

2.11. ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos sirve para determinar y evaluar cada una de las propiedades geomecánicas del suelo. Los ensayos para determinar las propiedades del suelo pueden ser sondeos, ensayos en campo, además del muestreo de suelos para evaluar en ensayos de laboratorio. Los objetivos del estudio de suelos es la determinación del

perfil estratigráfico del suelo donde se va a cimentar la estructura, los ensayos de laboratorio se basan en la normativa ASTM.

2.11.1. Ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio permiten clasificar al suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), el cual fue definido por Casagrande, siendo este, el más aplicado en la actualidad. Los ensayos que se aplican son el contenido de humedad natural, clasificación de suelos, ensayo SPT (Standard Penetration Test), granulometría, límites de Atterberg, y compresión simple.

2.11.2. Características mecánicas.

Las investigaciones de campo y laboratorio ayudan a determinar cada característica de los diferentes estratos hasta una profundidad seleccionada en el sitio de estudio.

2.12. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA

De acuerdo con la NEC-SE-DS PELIGRO SÍSMICO se detallan criterios para considerarse durante un evento sísmico afectando la estructura del reservorio rectangular cuando esté en servicio a la comunidad universitaria.

2.12.1. Peligrosidad sísmica.

Para definir las zonas de peligrosidad sísmica la Norma NEC-SE-DS PELIGRO SÍSMICO detalla un mapa que suministra para cada región el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, y que se muestra en la Tabla 1 y la Figura 18.

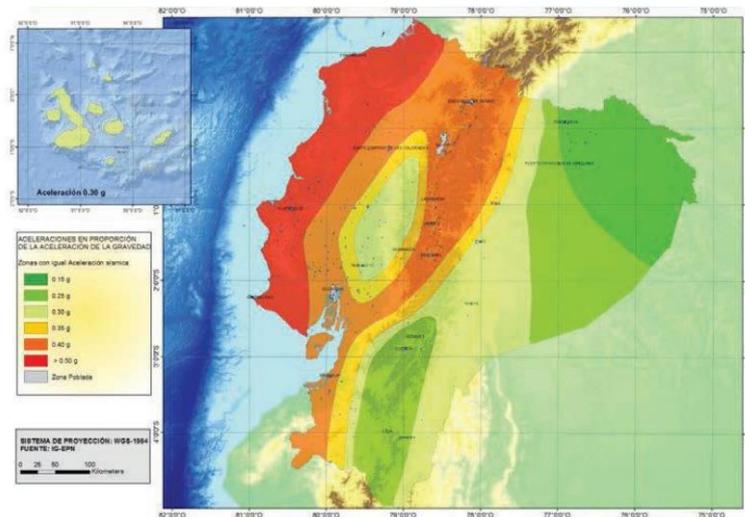
Tabla 1

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Figura 18

Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor z del factor de la zona



Nota: Tomado de NEC NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (2014)

2.12.2. Tipo de suelo de acuerdo con la NEC para Diseño Sismo Resistente.

La Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC, presenta los requerimientos y metodologías para el diseño sismo resistente de edificaciones, por lo cual define seis tipos de perfil de suelo, los cuales son: Tipo A, B, C, D, E y F, en que se realiza un análisis con el valor de números de golpes del SPT, dando como resultado un valor que se asemeja a los obtenidos en las perforaciones de acuerdo con la Tabla 2 a continuación.

Tabla 2
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Perfil de suelo tipo F requieren una evaluación realizada en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Nota: Tomado de *NEC NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (2014)*

2.13. DEFINICION DE SAP2000

SAP2000 es un programa de elementos finitos con una interfaz gráfica 3D orientada a objetos lista para modelar, analizar y medir la más amplia gama de problemas de ingeniería estructural de manera totalmente integrada.(CSI COMPUTERS & STRUCTURES)

Conocido por su flexibilidad, poder de cómputo y confiabilidad de resultados al analizar tipos estructurales, SAP2000 es una herramienta de trabajo diario para ingenieros de todo tipo. La versatilidad del modelado estructural permite su uso para el dimensionamiento de puentes, edificios, estadios, presas, estructuras industriales, estructuras marinas y todo tipo de infraestructura que requiera análisis y dimensionamiento.

2.13.1. Análisis estructural de elementos finitos con SAP2000.

El análisis de elementos finitos mediante el programa SAP2000 es una técnica utilizada para evaluar el comportamiento estructural de sistemas complejos. SAP2000 es un software de análisis y diseño estructural ampliamente utilizado en la ingeniería civil y estructural. El proceso de análisis de elementos finitos en SAP2000 generalmente sigue los siguientes pasos:

- a) Creación del modelo: En primer lugar, se crea el modelo estructural en SAP2000 utilizando elementos finitos. Esto implica definir los nodos (puntos en el espacio), las barras, vigas, placas, losas u otros elementos estructurales, así como las restricciones y condiciones de carga.
- b) Definición de propiedades: Se asignan las propiedades físicas y mecánicas de los materiales utilizados en el modelo, como el módulo de elasticidad, la resistencia a la tracción, la densidad, etc. Además, se definen las propiedades geométricas de los elementos estructurales, como las secciones transversales y los espesores.
- c) Aplicación de cargas: Se aplican las cargas y las condiciones de carga en el modelo estructural. Esto puede incluir cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas, cargas de viento, entre otras. También se definen las restricciones y apoyos en los nodos del modelo.
- d) Análisis: Una vez que se ha definido el modelo y se han aplicado las cargas, SAP2000 realiza el análisis utilizando el método de elementos finitos. Este método divide la estructura en elementos más pequeños, calculando las deformaciones y las fuerzas internas en cada uno de ellos. El software utiliza ecuaciones matemáticas complejas para resolver el sistema de ecuaciones resultante y determinar el comportamiento de la estructura.
- e) Resultados y evaluación: Una vez completado el análisis, SAP2000 proporciona una serie de resultados, como las deformaciones, las fuerzas internas, los desplazamientos, las reacciones de apoyo, entre otros. Estos resultados pueden ser utilizados para evaluar la seguridad y la estabilidad de

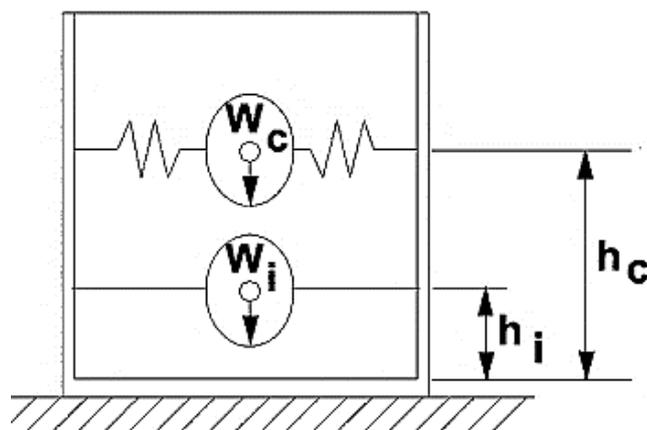
la estructura, así como para realizar el diseño estructural y realizar modificaciones si es necesario.

2.13. MODELO HIDRODINÁMICO DE HOUSNER

Representa un modelo mecánico que configura las fuerzas hidrodinámicas aplicadas por el agua en la superficie de los muros del reservorio, misma que incluye el efecto de interacción entre los muros del reservorio con el líquido que contiene. En el momento que se almacena líquidos en el reservorio se somete a vibraciones, y este mismo ejerce presiones hidrodinámicas llamadas impulsivas y convectivas sobre los muros del reservorio, de igual manera sobre la losa de fondo. Existen también sobrepresiones que se modelan con resortes en el punto donde existe una masa impulsiva sujeta de manera rígida a los muros del reservorio en la zona inferior que representa el movimiento inercial propio, mientras que en la zona superior actúa una masa convectiva que genera un efecto de chapoteo producto de la vibración del reservorio y se sujeta con resortes con rigidez K_c . Para el modelamiento y cálculo de estas masas se propusieron ecuaciones mostradas a continuación:(Housner, 1963)

Figura 19

Esquema de masas y alturas impulsivas y convectivas.



- a) **Peso impulsivo (W_i)**, ubicada en la zona inferior del mismo de forma rígida, en la norma ACI 350-06 en la sección 9.3.2. se muestra la Ecuación 16 para el cálculo de este valor.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tan[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)} \quad (16)$$

Donde:

WL: Peso del agua (Kg).

D: Diámetro interno del reservorio circular (m).

L: Longitud en la dirección de análisis del reservorio rectangular (m).

HL: Altura del líquido (m).

- b) **Altura impulsiva (hi)**, definida como la altura del peso impulsivo ubicado en el centro de gravedad del reservorio, Ecuación 17 definida en la sección 9.2.2. del ACI 350-06.

$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (17)$$

- c) **Coefficiente de masa efectiva (ϵ)**; coeficiente que reduce la masa participativa del reservorio con el fin de hallar el peso impulsivo total, Ecuación 18 definida en la sección 9.6.1. del ACI 350-06.

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (18)$$

- d) **Peso Impulsivo Total (W_{iT})**, representa el peso total inercial de la estructura, afectado por el coeficiente de masa efectiva Ecuación 19, en la sección 4.1.1. de la norma ACI 350-06 se define según el tipo de geometría del reservorio.

$$W_{iT} = W_i + \epsilon W_w + W_r \quad (19)$$

Donde:

Ww: Peso impulsivo del muro del reservorio (Kg).

Wr: Peso impulsivo de la losa de tapa para reservorios rectangulares (Kg).

- e) **Periodo Impulsivo (T_i)**, de acuerdo con la disposición del reservorio de base fija o articulada se calcula con las Ecuaciones 20,21,22 del ACI 350-06 en la sección 9.2.4., con un cuidado especial en las unidades.

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi\sqrt{m/k} \quad (20)$$

$$k = \frac{4E_c}{4} \left(\frac{t_w}{h}\right)^3 \quad (21)$$

$$m = m_w + m_i \quad (22)$$

ω_i : Frecuencia circular para el modo impulsivo (rad/s).

EC: Módulo de elasticidad del concreto (psi).

t_w : Espesor del muro (in).

m : Masa total por unidad de ancho del muro ($\text{Kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

m_i : Masa impulsiva del agua por unidad de ancho del muro ($\text{Kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

m_w : Masa impulsiva del reservorio por unidad de ancho de muro ($\text{Kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

k : Rigidez lateral del reservorio (Kg/cm).

h_{iw} : Altura de aplicación de inercia en el muro, se obtiene por promedio ponderado entre los pesos de los elementos estructurales y su centro de gravedad, incluyendo a la masa impulsiva del agua ($\text{Kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

- f) **Peso convectivo (W_c)**, definida como la masa afectada por la aceleración gravitatoria adherida a los muros ocasionando el efecto chapoteo, en la sección 9.2.1. del ACI 350-06 se encuentra el cálculo de este peso definida con la Ecuación 23.

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(\frac{L}{H_L}\right) \tan \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right) \right] \quad (23)$$

- g) **Altura Convectiva (h_c)**, altura donde se ubica el peso convectivo en el centro de gravedad, en la norma ACI 350-06 se ubica en la sección 9.2.2. el cálculo, hallado con la Ecuación 24.

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.16(H_L/L)] - 1}{3.16(H_L/L) \sinh[3.16(H_L/L)]} \quad (24)$$

- h) **Periodo Convectivo (T_c)**, calculado con las expresiones del ACI 350-06 en la sección 9.2.4., hallado con la Ecuación 25 y Ecuación 26.

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh[3.16(H_L/L)]} \quad (25)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L} \quad (26)$$

- i) **Rigidez convectiva (K_c)**, calculada en la base con la Ecuación 27 mostrada a continuación.

$$K_c = 0.833 \left(\frac{W_L}{H_L}\right) \tanh^2 \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right)\right] \quad (27)$$

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo.

Se realizará una investigación del tipo aplicada, Según Vargas Cordero (2009) esta investigación es aplicada porque se caracteriza por la búsqueda de la aplicación o aprovechamiento de los conocimientos adquiridos, mientras que otras investigaciones se logran luego de la implementación y sistematización de prácticas basadas en la investigación. El uso de la información conduce a conocer la verdad de forma organizada y sistemática.

La presente investigación consideró la recopilación de información y uso de normativas de construcción en este caso ACI 350-06 aplicando los conocimientos adquiridos durante el proceso educativo.

3.1.2. Nivel.

Como nivel de investigación en el presente tema de estudio tenemos el experimental. Considerando el criterio de Carrasco Díaz (2005) responde a la pregunta: ¿Qué cambios y modificaciones se han producido? ¿Qué mejoras se han realizado? ¿Qué tan efectivo es el nuevo sistema? La investigación es un estudio que se lleva a cabo después de comprender las propiedades (variables) del fenómeno o hecho en estudio y las razones para determinar sus propiedades como tales, es decir, conocer los factores que conducen al fenómeno o problema, entonces ya puede darle un tratamiento metódico. En este nivel, el aprendizaje exploratorio ocurre cuando se utilizan nuevos sistemas, modelos, tratamientos, procedimientos, métodos o técnicas para mejorar y corregir situaciones problemáticas.

El nivel de investigación del proyecto se basa en la comprobación de los cambios que han producido las variables independientes sobre las dependientes en este caso

si tuviera un suelo de muy baja resistencia me aumentarían los espesores de la losa de cimentación, o si tuviera muros de más de 3 metros de longitud debería de diseñar muros de más de 20 cm, que podría asimilarse como una investigación que analiza causa - efecto.

3.2. METODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método.

El método aplicado en la presente investigación es el hipotético deductivo donde las ideas son el punto de partida para otras decisiones. Partiendo de una hipótesis derivada de principios o leyes o inspirada en datos empíricos, y utilizando las reglas de la deducción, se llega a una predicción de que hay evidencia empírica, y si coinciden, si se comprueba o no su verdad. Incluso si se obtienen predicciones contradictorias de la hipótesis, el resultado resultante es importante, ya que esto indica una falla lógica de la hipótesis original y es necesario corregirla. (Rodríguez Jiménez & Pérez Jacinto, 2017)

Nuestra investigación plantea que, a partir de la hipótesis general generada por un problema, y de tres hipótesis específicas, se someterán a un análisis experimental que ayudará a definir un diseño estructural de un reservorio que llegue a cumplir con los requisitos del ACI 350-06, así como tal una valoración económica detallada del diseño hallado.

3.2.2. Enfoque.

En este trabajo de investigación usaremos el enfoque cuantitativo. Para Hernández Sampieri et al., (2014) los métodos cuantitativos (que representan, como decimos, un conjunto de procesos) son secuenciales y demostrativos. Cada paso precede al siguiente, y no podemos "saltar" o evitar pasos. Aunque, por supuesto, podemos redefinir cualquier fase, el orden es rígido. Comienza con la definición de una idea y, una vez definida, se derivan los objetivos y las preguntas de investigación, se revisa la literatura y se establece un marco teórico o perspectiva.

Esta investigación se desarrolla bajo este enfoque en consecuencia de dar respuesta a nuestras interrogantes de investigación considerando el diseño estructural final del reservorio con los requerimientos establecidos por el ACI 350-06 que luego nos servirá para realizar el presupuesto final para la construcción de la estructura rectangular.

3.2.3. Diseño.

Para la elaboración de este proyecto se considera un diseño experimental, según (Sáenz Campos & Tinoco Mora, 1999) se refiere a estudios en los que se somete a sujetos a una intervención y se registran sus efectos. El diseño implica la manipulación deliberada de una o más variables independientes (que representan la intervención) en situaciones controladas para analizar sus efectos sobre una o más variables dependientes (resultado, efecto); Se necesitan controles experimentales para garantizar que los cambios registrados se deban a los efectos de la exposición y las variables independientes y no a otros eventos en el medio ambiente o cambios significativos en el sujeto.

Bajo este tipo de diseño como tal experimental, se contemplará la aplicación de la normativa mencionada en el título del presente proyecto para la obtención de un diseño estructural de un reservorio rectangular requerido, que también permitirá realizar un análisis del costo de construcción.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población.

La población de estudio es un conjunto de casos en común que formarán un objeto de estudio. (Lilia, 2015). En el presente se estudió la población se refiere al conjunto de todos los reservorios de agua existentes o potenciales en un área geográfica específica. Puede incluir desde pequeños reservorios de agua hasta grandes embalses.

3.3.2. Muestra.

(Lilia, 2015), define a la muestra como parte del elemento o subconjunto de la población seleccionada. Se utiliza para estudiar a la población de una forma más factible, debido a que se puede contabilizar fácilmente. Cuando se va a realizar algún estudio sobre el comportamiento, propiedades o gustos del total de una población específica, se suelen extraer muestras para el análisis. La muestra del presente proyecto representa a los reservorios rectangulares de hormigón armado cercanos a la zona de estudio.

3.3.3. Muestreo.

“Herramienta esencial que permite comprender el comportamiento de una población infinita a partir de un subconjunto, para así obtener una mayor precisión de los resultados”.(Lilia, 2015).

El muestreo del diseño estructural del reservorio rectangular involucrará la selección de una muestra de un reservorio de tamaños definidos y condiciones específicas necesarias para el análisis y diseño estructural.

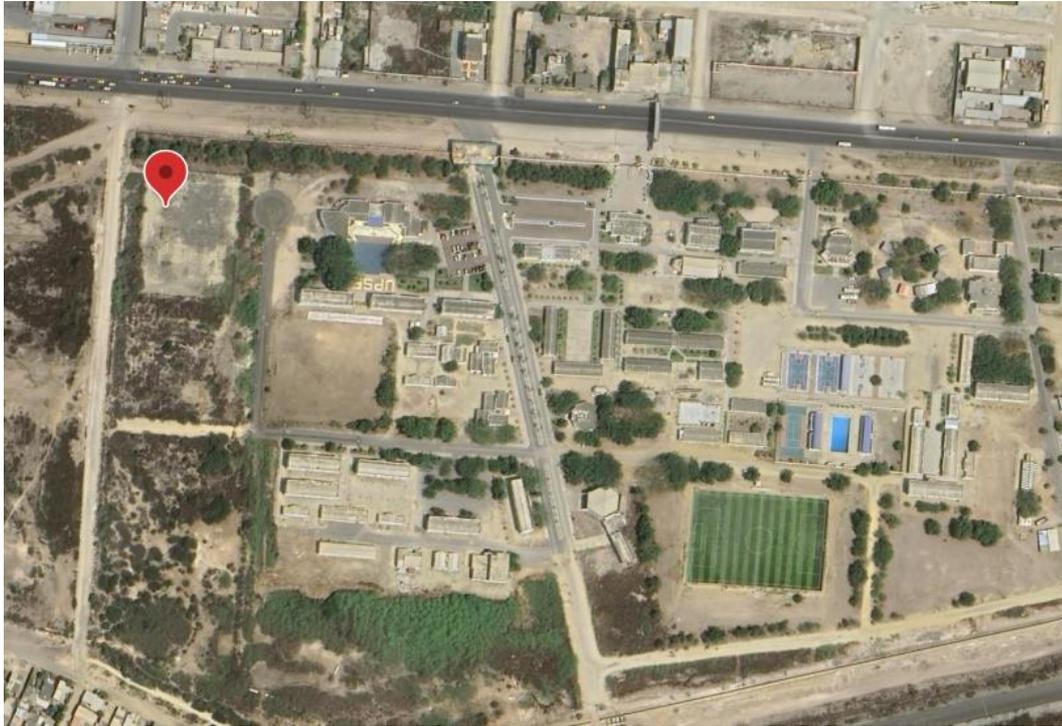
3.4. UBICACIÓN DE LOS SECTORES DE ESTUDIO

3.4.1. Campus Universidad Estatal Península de Santa Elena

La zona de aplicación del presente estudio está ubicada en la Av. Eleodoro Solórzano dentro del Campus de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, Cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena, en esta área se realizaron estudios de suelo facilitados para el presente proyecto de investigación que determinaron que el suelo de fundación es clasificado tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se muestra en la Figura 20 el marcador en Google Earth Pro la ubicación de la zona donde está proyectado la construcción del reservorio, además en la Tabla 3 se especifican las coordenadas del área de implantación del reservorio.

Figura 20

Campus UPSE, Marcador de zona de implantación del reservorio.



Nota: Tomado de Google Earth Pro

Tabla 3

Coordenadas del área donde se cimentará el reservorio.

Punto	Coordenadas	
	Norte	Este
P1	9753278,94	513875,165
P2	9753275,65	513863,89
P3	9753261,05	513880,82
P4	9753263,22	513853,86

3.5. METODOLOGÍA DEL OE1: DISEÑAR ESTRUCTURALMENTE UN RESERVORIO RECTANGULAR DOBLE POZO DE HORMIGÓN ARMADO, CAPACIDAD 120 m³, h=4,57m, EMPLEANDO LA NORMA ACI 350-06 Y TABLAS DE LA PCA PARA OBTENER MOMENTOS MÁXIMOS DE ACUERDO CON EL DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO, ESPESOR DE MUROS -LOSA DE TAPA-LOSA DE FONDO Y DISPOSICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Para el diseño estructural del reservorio se tomará en cuenta el efecto que produce la aplicación de cargas a las que se somete el tanque, en consecuencia, de la situación que la afecte. Algunas de las situaciones son cargas vivas y cargas muertas, presión hidrostática de los líquidos y la presión del suelo.

De acuerdo con el tipo de carga que se le aplica a la estructura se desarrolla una metodología que considera las cargas de gravedad, las fuerzas de empuje o laterales, que en este proyecto se consideran tablas de la PCA para su análisis.

Primero se realiza un dimensionamiento de los muros del tanque en conformidad con el Código ACI 350, definiendo espesores de las componentes del reservorio como son muros, losa de tapa o cubierta y losa de fondo o cimentación del reservorio.

Segundo se dimensiona los espesores de la losa de tapa y se define el comportamiento estructural de la losa que pueden ser unidireccional o también bidireccional. Se calculan momentos flectores, esfuerzos cortantes y deflexiones para diferentes distribuciones de carga.

Tercero se define las dimensiones y acero de refuerzo de la losa de fondo para lo cual se considera de vital importancia un estudio de suelos, donde se conozca peso específico, capacidad portante del suelo, nivel freático, asentamientos. Con estos datos se verifica que la capacidad portante que se transmite al terreno no sobrepase su capacidad.

3.6. METODOLOGÍA DEL OE2: COMPARAR LOS MOMENTOS ÚLTIMOS QUE SE OBTUVIERON MEDIANTE EL MÉTODO MANUAL ACI 350-06, ANÁLISIS EN SAP 2000 A TRAVÉS DEL MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PARA LA VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL OBJETIVO 1 Y UN CONTROL DE ESPACIAMIENTO PARA EVITAR LA FISURA.

Para el diseño del reservorio rectangular con cubierta y que servirá para almacenar agua potable mediante el programa SAP2000 se necesitarán los datos del pre-dimensionamiento calculado en el objetivo 1, todas las dimensiones de los elementos que la componen como las paredes, losa de tapa y losa de fondo, que serán de hormigón armado con una resistencia a la compresión $f'c$ igual a 280 kg/cm² y acero de refuerzo f_y igual a 4200 kg/cm².

El diseño de cada elemento que compone la estructura del reservorio se modelará como elementos área denominados Shell en el programa, los mismos que serán divididos en áreas más pequeñas para tener mayor precisión en el análisis. Para los muros del reservorio se le aplicarán presiones hidrostáticas del agua aplicadas de forma perpendicular sobre las caras internas del tanque.

La losa de tapa del reservorio se someterá a cargas de gravedad tales como su peso propio (CM) además de una sobrecarga (CV) de 500 Kg/m². En la losa de fondo del reservorio se colocan resortes en la cara inferior para simular la acción del suelo sobre la estructura, esta resistencia toma el nombre de coeficiente de balasto, al concluir el modelamiento se mostrarán los momentos últimos resultados del análisis del software SAP 2000 para posterior cálculo del refuerzo de los muros, losa de tapa y losa de fondo.

3.7. METODOLOGÍA DEL OE3 ELABORAR LA VALORACIÓN ECONÓMICA DEL RESERVORIO MEDIANTE EL DESARROLLO DE UN PRESUPUESTO PARA DETERMINAR EL COSTO FINAL DE LA ESTRUCTURA.

El presupuesto se refiere al costo estimado para respaldar la construcción del reservorio, que se determina mediante datos de referencia, como la realización de un análisis de costo unitario. La metodología para elaborar un presupuesto estructural de un reservorio con un análisis de precios unitarios implica los siguientes pasos:

a. Identificar los elementos y componentes estructurales del reservorio: Se deben identificar todas las partes y componentes que conforman el reservorio, como las paredes, la losa de tapa y la losa de fondo. Esta etapa es crucial para determinar todos los elementos que deben ser considerados en el presupuesto.

b. Realizar un levantamiento de cantidades: Se debe realizar un detallado levantamiento de todas las cantidades de materiales y mano de obra necesarios para cada uno de los elementos identificados en la etapa anterior. Se deben incluir las cantidades de concreto, acero de refuerzo, encofrados, así como las horas de trabajo necesarias y rendimientos del personal para la construcción de cada parte.

c. Definir los precios unitarios: Se deben establecer los precios unitarios para cada uno de los elementos y componentes estructurales identificados en el paso *a*. Estos precios unitarios pueden ser obtenidos a través de análisis de mercado, consultas a proveedores o utilizando bases de datos de precios disponibles.

d. Calcular el costo individual de cada elemento estructural: Una vez determinados los precios unitarios, se deben multiplicar por las cantidades obtenidas en el paso 2 para calcular el costo individual de cada elemento estructural del reservorio. Esto permitirá tener un desglose detallado de los costos de cada componente del reservorio.

e. Sumar los costos individuales y agregar otros gastos: Se deben sumar todos los costos individuales calculados en el paso anterior y agregar otros gastos adicionales, como los costos indirectos de construcción, los gastos generales y de administración, los impuestos y beneficios sociales, entre otros. Esto permitirá obtener el costo total del reservorio.

f. Revisar el presupuesto y realizar ajustes si es necesario: Es importante revisar el presupuesto final obtenido y realizar los ajustes necesarios en función de cualquier cambio en los precios de los materiales o fluctuaciones en los costos de la mano de obra. Además, se deben considerar los márgenes de ganancia esperados y los plazos de ejecución para asegurar la rentabilidad del proyecto.

En resumen, la metodología para elaborar un presupuesto estructural de un reservorio con un análisis de precios unitarios implica identificar los elementos estructurales, realizar un levantamiento de cantidades, establecer precios unitarios, calcular los costos individuales, sumar los costos y agregar otros gastos, y finalmente revisar y ajustar el presupuesto según sea necesario.

3.8. OPERACIÓN DE VARIABLES

En la Tabla 3, se presentará un cuadro de operaciones de las variables utilizadas en el proyecto.

Tabla 4

Cuadro de operación de variables.

	VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
DEPENDIENTE VARIABLE	Diseño estructural del reservorio	Es necesario diseñar reservorios que eviten la presencia de fugas, por lo tanto, es importante aplicar procedimientos de diseño que ayuden a eliminar grietas o fallas en la estructura.	Se inicia con el predimensionamiento de la estructura, sometimiento a cargas, modelamiento en el software Sap2000 y diseño de elementos estructurales del reservorio.	Pre dimensionamiento Análisis de estabilidad Diseño de elementos estructurales.	Volumen de agua Tipo de concreto Tipo de acero Esfuerzos Momentos Área de acero Muros Losa de tapa Losa de fondo	m ³ f'c fy Tn Tn-m cm ² cm ² , m ³ cm ² , m ³ cm ² , m ³
INDEPENDIENTES VARIABLES	Resistencia del hormigón	El hormigón aporta resistencia a la compresión, masa y durabilidad. (Orler & Donini, 2011)	Selección de la resistencia del hormigón recomendada por el ACI 350-06 para estructuras de almacenamiento de líquidos.	Tipo de hormigón estructural recomendado.	Resistencia a la compresión.	f'c
	Resistencia del acero	El acero aporta resistencia a la tracción y adecuadamente ubicado en cantidad y posición, aporta ductilidad. (Orler & Donini, 2011)	Selección de la resistencia del acero recomendada por el ACI 350-06 para estructuras de almacenamiento de líquidos.	Tipo de acero de refuerzo necesario para la estructura.	Resistencia a la fluencia.	fy
	Propiedades mecánicas del suelo	Determina las propiedades índices de los suelos. (Terzaghi & Peck, 1972)	Se identificará las características del suelo para definir los espesores de la cimentación.	Características del suelo de fundación	Capacidad admisible Ángulo de fricción Cohesión	Kg/cm ² ° Kg/cm ²

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se expondrán los resultados obtenidos a través de la aplicación de las metodologías establecidas para cada objetivo específico propuesto en el presente proyecto de investigación, analizando los resultados encontrados.

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.1, Diseñar estructuralmente un reservorio rectangular doble pozo de hormigón armado, capacidad 120 m³, h=4,57 m, empleando la norma ACI 350-06 y tablas de la PCA para obtener momentos máximos de acuerdo con el dimensionamiento del reservorio, espesor de muros - losa de tapa - losa de fondo y disposición del acero de refuerzo.

4.1.1. Diseño estructural de un reservorio rectangular.

Se diseñó un reservorio rectangular de 120 m³ semi enterrado de dos compartimentos, se analizó solo un compartimiento asumiendo que el otro compartimento es de iguales dimensiones y será usado para almacenamiento de agua potable, las dimensiones iniciales son las siguientes:

- a) Dimensiones internas en planta tomadas de eje a eje son 5.60 x 2.80 metros.
- b) Altura: 4.57 metros.
- c) Capacidad: 68.9 m³.

Figura 21

Vista en elevación del reservorio.

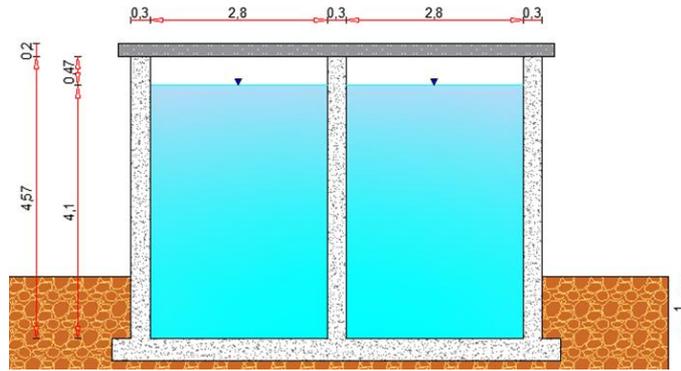
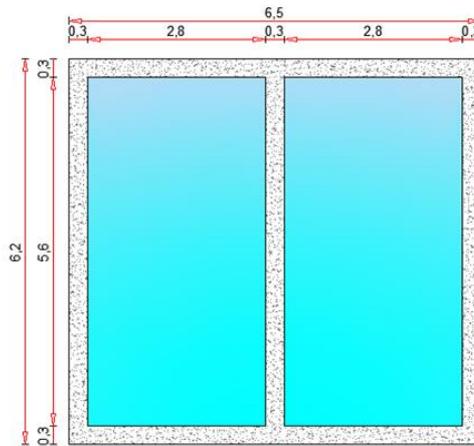


Figura 22
Vista en planta del reservorio



4.1.2. Dimensionamiento de las muros y losa tapa del reservorio.

Los muros del reservorio serán losas macizas apoyadas en sus cuatro extremos, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Tabla 5

Dimensionamiento de los muros del reservorio

	Luz larga/Luz corta
Para el caso del lado largo del tanque	$\frac{5.8}{4.57} = 1.27 < 2$
Para el caso del lado corto del tanque	$\frac{4.57}{2.60} = 1.76 < 2$

Por lo tanto, los muros del reservorio tienen comportamiento bidireccional. El espesor mínimo (e) de los muros del reservorio es:

Según ACI 350

$e =$ espesor mínimo para muros con alturas mínimas $h < 3 \text{ m} \Rightarrow e = 0.3 \text{ m}$

Según Jiménez Montoya et al., (2001):

$$\text{Si } h \leq 6.0\text{m} \Rightarrow e = 0.10 h$$

$$e = 0.10 \times 4.57\text{m} = 0.457 \text{ m}$$

Se adopta un espesor de muros del reservorio $e = 0.30\text{m}$.

La estructura de la losa de tapa será considerada como una losa maciza apoyada en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Luz larga / Luz corta = $5.6/2.8 = 2 \geq 2$ entonces la losa tiene comportamiento unidireccional

a) espesor mínimo de la losa de tapa se calcula, como sigue:

$$e = \frac{ln}{30} = \frac{2.8}{30} = 0.09 \text{ m}$$

b) espesor mínimo 0.15 m

Se adopta un espesor de losa de 0.20 m que tendrá un recubrimiento de acero mayor al normal por estar expuesto continuamente en un ambiente húmedo con gas cloro

4.1.3. Determinación de las condiciones de borde en las muros y losa de tapa del reservorio.

El tanque cisterna está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 3.10 m y dos muros largos de 5.90 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados.

Para el caso del borde superior, verificamos la relación de rigideces entre los muros y la tapa, teniendo en cuenta las expresiones recomendadas por el ACI. Para evaluar las condiciones de apoyo, muro-losa tapa, mediante la relación de rigideces a flexión (K_{pared} / K_{tapa}), el momento de inercia se calcula para una sección de elemento de ancho 1.00 m, se determina como sigue:

Tabla 6

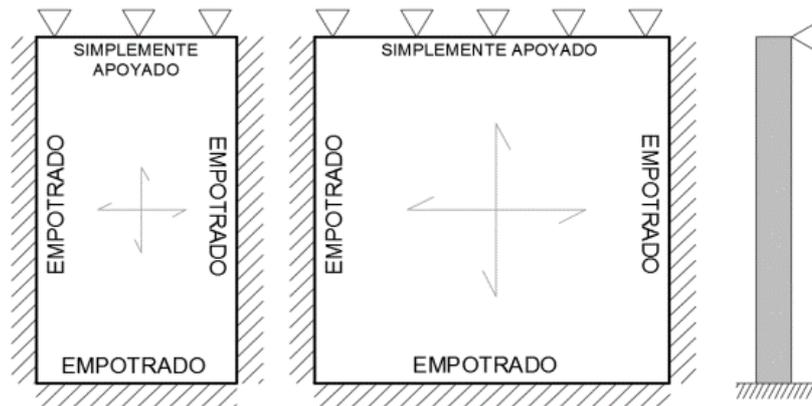
Cálculo de relación de rigideces

ELEMENT O	b (cm)	h (cm)	LONG (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	30	4,67	225000	481,79	4,26
TAPA	100	20	5,9	66666,67	112,99	

La relación de rigideces $K_{pared} / K_{tapa} = 4,26 < 8$. Entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyado en los muros del reservorio.

Figura 23

Condiciones de borde de las muros y tapa del reservorio rectangular.



4.1.4. Condiciones de carga para el análisis de los muros del reservorio de agua.

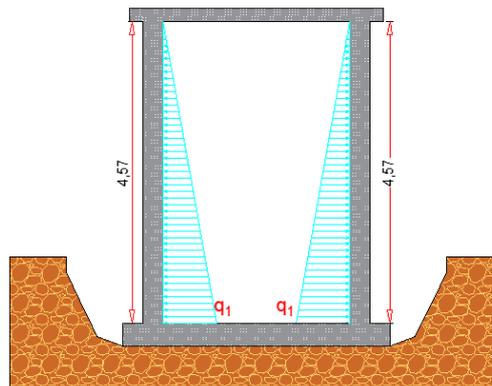
El reservorio de almacenamiento analizado es una estructura semienterrada, por lo que la mayor parte de las situaciones adversas ocurren cuando:

- El reservorio está completamente lleno y
- El tanque está vacío y bajo presión del suelo.

Condición de carga 1. Prueba de fugas antes del relleno: representa la situación donde el reservorio está lleno y el suelo no aplica ninguna presión, siendo necesario para verificar fugas del líquido durante su construcción.

Figura 24

Condición de carga 1 para el diseño del reservorio



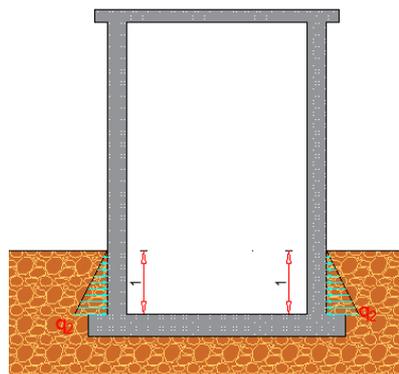
Presión del agua (distribución triangular):

$$q_1 = \gamma H = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 4.57 \text{ m} = 4570 \text{ kg/m}^2$$

Condición de carga 2. Tanque vacío sometido a empujes del suelo: representa la situación donde el reservorio está vacío y el suelo aplica presión, esta situación podría presentarse cuando se requiera limpieza o mantenimiento.

Figura 25

Condición de carga 2 para el diseño del reservorio



Presión del suelo (distribución triangular), donde se tiene del estudio de suelo $\phi = 32^\circ$ mostrados en el anexo:

$$q_2 = Ca \omega H = 0.307 \times 1800 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} = 552.6 \text{ kg/m}^2$$

$$Ca = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}$$

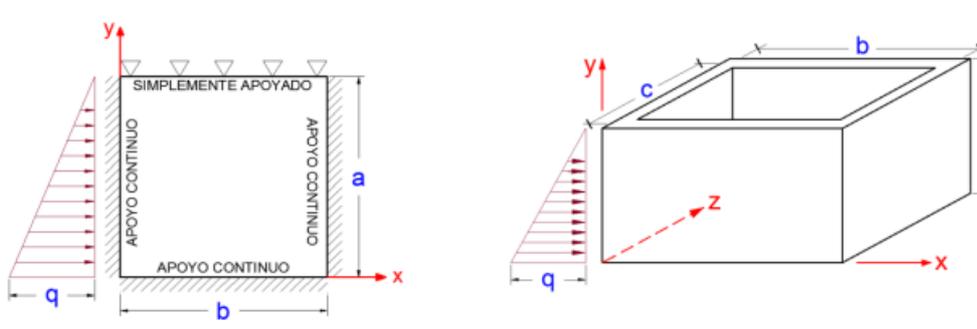
$$Ca = \frac{1 - \text{Sen } 32^\circ}{1 + \text{Sen } 32^\circ} = 0,307$$

4.1.5. Diseño de los muros del reservorio con tablas de la PCA.

Para realizar el diseño de los muros del reservorio, se consideran las condiciones de borde como el Caso 4 de las tablas PCA que definen el borde superior simplemente apoyado y empotrado tanto en los laterales como en la cimentación.

Figura 26

Caso 4 Borde superior simplemente apoyado, bordes laterales y fondo empotrados.



Nota: Tomado de Javeed, (1998)

Para aplicar la nomenclatura de la PCA, se denominará a la altura del tanque $a=4,57$ m, al muro largo $b=5,9$ m, y al muro corto de longitud $c= 3,1$ m, se analizan las relaciones de longitudes de tal forma:

Relación: largo/alto = $b/a = 5,90/4,57 = 1,29$ para el muro largo

Relación: ancho/alto = $c/a = 3,10/4,57 = 0,68$ para el muro corto

4.1.6. Diseño por corte de los muros del reservorio para la condición de carga 1.

Para el diseño por cortante se utiliza los coeficientes de corte (C_s) del caso 4 de la PCA que se muestran en la Tabla 7. Es necesario realizar una interpolación debido a que no existen valores para las relaciones $b/a = 1,29$ y $c/a = 0,68$ para obtener resultados más exactos.

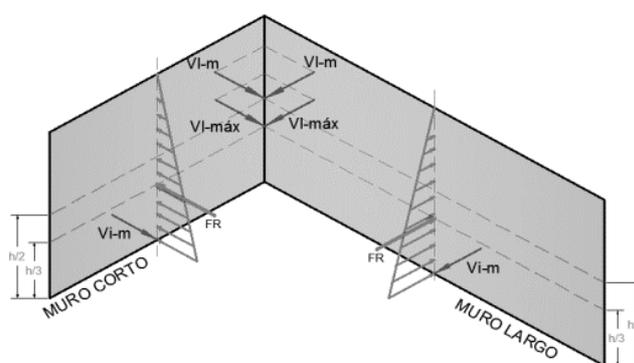
Tabla 7

Coefficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en los muros del reservorio (PCA)

Coeficientes de corte, C_s			b/a	4.0	3.0	2.0	1.5	1,29	1.25	1.0	0.75	0,68	0.5
Localización													
Borde inferior	Punto medio	Vi-m	0,4	0,4	0,4	0,38	0,363	0,36	0,32	0,26	0,243	0,2	
Borde lateral	Máximo	VI-máx	0,26	0,26	0,27	0,26	0,252	0,25	0,24	0,22	0,206	0,17	
Borde lateral	Punto medio	VI-m	0,26	0,26	0,26	0,26	0,252	0,25	0,23	0,19	0,173	0,13	
Borde superior	Punto medio	Vs-m	0,1	0,11	0,11	0,11	0,093	0,09	0,07	0,05	0,044	0,03	

Figura 27

Distribución de fuerzas cortantes críticas en los muros del reservorio.



Las fuerzas cortantes máximas se hallan en el borde inferior central y bordes laterales de los muros, cuyos datos se extraen de la Tabla 6, detallados a continuación:

Para $b/a=1,29$: $C_s=0,363$ en el borde inferior del muro largo
 $C_s= 0,252$ en los bordes laterales del muro largo

Para $b/a=0,68$: $C_s=0,243$ en el borde inferior del muro corto.
 $C_s= 0,206$ en los bordes laterales del muro corto

De acuerdo con los valores hallados se verifica las fuerzas cortantes críticas así:

Cortante resistente del hormigón para un ancho $b = 1.00$ m y espesor constante

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 24$$

$$V_c = 21284,63 \text{ Kgf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 21284,63 \text{ Kgf}$$

$$\phi V_c = 18091.94 \text{ Kgf}$$

Cortante en la zona inferior del muro largo, cortante actuante más crítico

$$q_1 = \gamma \cdot H = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 4,57 \text{ m} = 4570 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con el método por resistencia, se mayor la carga por el factor 1.7 equivalente a la presión del agua:

$$q_{u1} = 1,7 \times 4570 \text{ kg/m}^2 = 7769 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con ACI 350 se mayor la fuerza cortante ultima con un factor de durabilidad sanitaria $S = 1,3$.

$$V_{i-m} = 1,3 (C_s \times q_{u1} \times a) = 1,3 (0,363 \times 7769 \times 4,57) = 16754,49 \text{ kg}$$

Se verifica que la fuerza cortante actuante es menor que la cortante resistente del hormigón

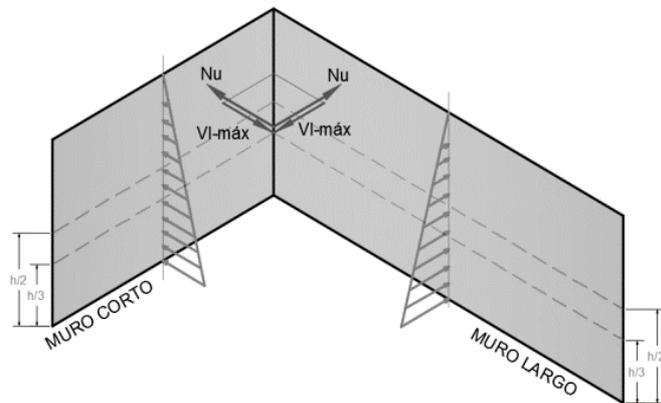
$$\phi V_c = 18091,94 \text{ Kg} > V_{i-m} = 16754,49 \text{ kg} \quad \text{Correcto}$$

Cortante en el borde lateral del muro largo (VI - máx)

En el punto donde se unen el muro largo y corto el cortante VI-máx se convierte en fuerza de tracción directa por estar sometido a la presión del agua.

Figura 28

Fuerzas de tracción en la unión muro largo – muro corto del reservorio



La pared corta está actuando sobre la pared larga con fuerzas de tracción debido al cortante. De la misma forma la pared larga ejerce fuerzas de tracción a la pared corta. Según ACI 350 la fuerza cortante última hallada por el método de resistencia debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria $S = 1.3$

El cortante máximo para la pared larga situado en el borde lateral será:

$$VI\text{-máx} = 1.3 (C_s \times q_{u1} \times a) = 1.3 (0,252 \times 7769 \times 4,57) = 11631,22 \text{ kg}$$

Los elementos que se someten a tracción axial se calculan su cortante máximo con la expresión:

$$V_c = 0,53 \left(1 - \frac{Nu}{35 Ag} \right) \sqrt{f'_c} b d$$

Donde Nu es referenciado como la tracción en la pared larga provocada por la fuerza cortante de la pared corta. Calculamos la fuerza cortante en la pared lateral corta.

$$VI\text{-máx} = 1,3 (C_s \times q_{u1} \times a) = 1,3 (0,206 \times 7769 \times 4,57) = 9508,06 \text{ kg}$$

$$Nu = VI\text{-máx} = 9508,06 \text{ kg}$$

$$Ag = 30 \times 1000 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 0,53 \left(1 - \frac{9508,06}{35 \times 3000} \right) \sqrt{280} \times 100 \times 24 = 19357,24 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 19357,24 \text{ Kg} = 16453,66 \text{ kg}$$

Se comprueba que la cortante actuante es mucho menor que la cortante resistente del hormigón:

$$\phi V_c = 16453,66 \text{ Kg} > Vi\text{-máx} = 11631,22 \text{ kg} \quad \text{Correcto}$$

4.1.7. Diseño por corte de los muros del reservorio para la condición de carga 2.

En esta condición de carga se utilizarán los mismos coeficientes de corte empleados en la condición de carga 1. Debido a que la carga q_2 es menor que la carga q_1 y se ejecuta el análisis en etapa elástica se llega a la conclusión que el muro soportará las fuerzas cortantes generadas por la carga q_2 .

4.1.8. Diseño por flexión de los muros del reservorio para la condición de carga 1.

Para realizar el diseño por flexión se calcularán los momentos flectores generados en los muros del reservorio, para eso utilizaremos los coeficientes de la

Tabla 8, correspondientes al Caso 4 de la PCA. Antes de hacer uso de estas tablas es necesario definir las relaciones de dimensiones largo/alto (b/a) y ancho/alto (c/a).

El reservorio tiene las siguientes dimensiones: muro largo $b = 5,9$ m (Plano X-Y), muro corto $c = 3,1$ m (Plano Y-Z) y su altura $a = 4,57$ m, donde se obtiene las relaciones $b/a = 1,29$ y $c/a = 0,68$. Debido a que las tablas de la PCA no detallan valores para estas relaciones se opta por elegir las relaciones correspondientes a los lados $b/a = 1,5$ y $c/a = 1$, que definen coeficientes más conservadores. A continuación, se muestran las tablas de la PCA, caso 4:

Tabla 8
Coefficientes del muro largo para cálculo de momentos flectores en los muros (PCA).

	COEFICIENTES PARA M_x						COEFICIENTES PARA M_y					COEFICIENTES PARA M_{xy}						
	Esq	0,1b	0,2b	0,3b	0,4b	0,5b	Esq	0,1b	0,2b	0,3b	0,4b	0,5b	Esq	0,1b	0,2b	0,3b	0,4b	0,5b
		0,9b	0,8b	0,7b	0,6b			0,9b	0,8b	0,7b	0,6b			0,9b	0,8b	0,7b	0,6b	
Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8	8	6	3	0
0,9a	-2	1	3	4	6	6	-9	-2	1	3	4	4	2	8	8	6	3	0
0,8a	-3	1	5	9	11	12	-17	-4	3	6	7	7	1	7	7	5	3	0
0,7a	-5	2	8	12	15	16	-24	-5	4	8	10	10	1	5	5	3	2	0
0,6a	-6	2	9	15	19	20	-29	-6	5	10	11	12	0	2	2	1	1	0
0,5a	-6	2	11	17	20	21	-32	-6	6	10	12	12	0	0	1	1	1	0
0,4a	-6	3	10	15	18	19	-31	-5	6	9	10	11	1	3	4	3	2	0
0,3a	-5	2	8	11	12	13	-26	-3	5	7	7	7	1	6	7	5	2	0
0,2a	-4	0	2	1	0	0	-18	-2	3	3	3	3	1	8	8	5	3	0
0,1a	-1	-4	-11	-16	-20	-22	-6	-1	-1	-2	-3	-3	1	7	6	4	2	0
Borde Inf	0	-14	-32	-45	-52	-54	0	-3	-6	-9	-10	-11	0	0	0	0	0	0

Nota: Tomado de Javeed,(1998)

Tabla 9
Coefficientes del muro corto para cálculo de momentos flectores en los muros (PCA).

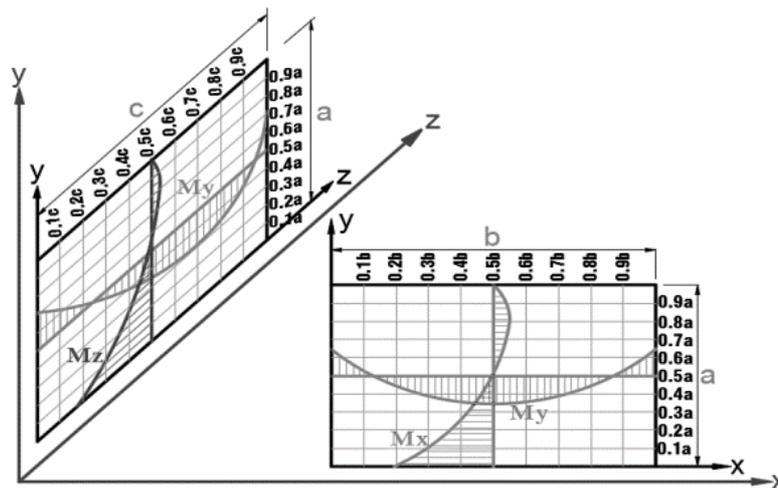
	COEFICIENTES PARA Mz						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Myz					
	Esq	0,1c	0,2c	0,3c	0,4c	0,5c	Esq	0,1c	0,2c	0,3c	0,4c	0,5c	Esq	0,1c	0,2c	0,3c	0,4c	0,5c
		0,9c	0,8c	0,7c	0,6c			0,9c	0,8c	0,7c	0,6c			0,9c	0,8c	0,7c	0,6c	
Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	5	4	3	0
0,9a	-2	-1	0	1	2	2	-9	-4	0	2	3	3	2	3	5	4	2	0
0,8a	-3	-1	1	2	3	4	-17	-7	0	4	6	7	1	3	4	4	2	0
0,7a	-5	-2	1	4	5	6	-24	-10	0	5	8	9	1	3	3	3	2	0
0,6a	-6	-2	2	5	7	8	-29	-11	0	7	10	11	0	2	2	2	1	0
0,5a	-6	-2	3	7	9	10	-32	-12	0	7	11	12	0	1	0	0	0	0
0,4a	-6	-1	4	8	10	11	-31	-11	1	7	11	11	1	1	2	2	1	0
0,3a	-5	0	4	7	9	10	-26	-8	2	6	9	9	1	3	4	4	2	0
0,2a	-4	0	2	4	4	4	-18	-5	1	4	5	5	1	4	6	5	3	0
0,1a	-1	-1	-3	-6	-8	-9	-6	-2	0	0	0	0	1	4	5	4	2	0
Borde Inf	0	-5	-16	-26	-31	-33	0	-1	-3	-5	-6	-7	0	0	0	0	0	0

Nota: Tomado de Javeed,(1998)

Los coeficientes están mostrados en franjas separadas cada décima parte de las muros largas y cortas, para el caso de los muros largos en el plano X-Y, y para el caso de los muros cortos el plano Y-Z, expuestos en la Figura 29.

Figura 29

Sistema de coordenadas y distribución de momentos en los muros del reservorio



Para calcular los momentos verticales tanto del muro largo como del muro corto se utilizan los coeficientes M_x y M_z . Estos datos permiten diseñar el acero vertical que se grafica alrededor de la longitud del muro largo y corto, hallando diagramas para los diferentes valores de X . Mientras que los coeficientes M_y permiten diseñar el acero horizontal graficado alrededor de la altura del muro, obteniendo diagramas para cada valor de Y .

El diseño por flexión para la condición de carga 1, que abarca la determinación de momentos verticales y horizontales en el muro largo corto del reservorio, necesitará del uso de la expresión dada por la PCA, donde $a = 4,57$, $b = 5,9$, $c = 3,1$ y la carga que produce la presión del agua $q_1 = 4570 \text{ Kg/m}^2$.

$$M_{x,y,z} = \text{Coef.} \frac{qa^2}{1000}$$

$$M_{x,y,z} = \text{Coef.} \frac{4570 \times 4,57^2}{1000} = \text{Coef.} \times 95,44 \text{ Kgf} - m$$

Para el criterio del ACI 350 es necesario mayorar los momentos de diseño para estructuras de tipo sanitarias, siendo estas multiplicadas por un factor 1,7 que representa a los efectos del empuje del agua y un factor que se denomina durabilidad sanitaria $S = 1,3$.

$$Mu_{x,y,z} = \text{Coef. Sanitario} \times \text{Coef. Empuje} \times M_{x,y,z}$$

$$Mu_{x,y,z} = 1,3 \times 1,7 \times \text{Coef} \times 95,44 = 210,92 \text{ Coef.}$$

Con la expresión hallada se determinan los momentos máximos verticales (M_x y M_z) y de forma horizontal (M_y), siendo multiplicados por los respectivos valores de los coeficientes mostrados en la tabla 10 y 12, con los resultados se diseñan los aceros de refuerzo correspondientes.

Tabla 10

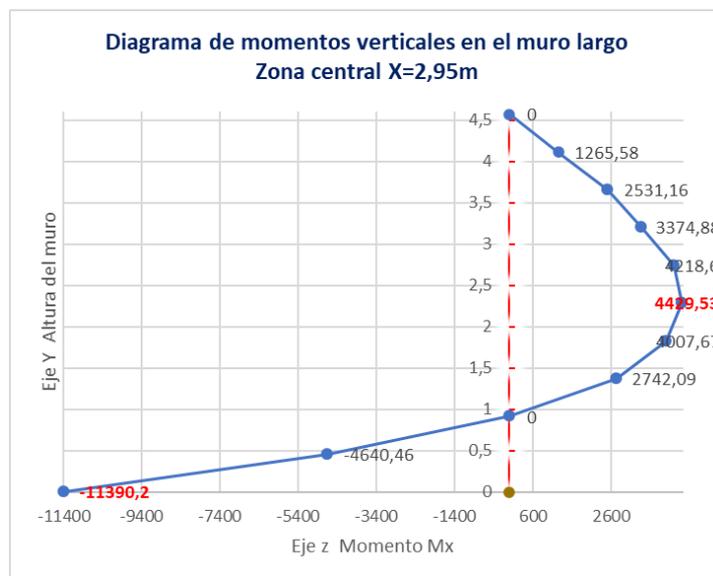
Momentos Mx para diseño del acero vertical muro largo para la condición de carga 1 (PCA)

	MOMENTOS Mx – muro largo					
	0	0,59	1,18	1,77	2,36	2,95
	6	5,31	4,72	4,13	3,54	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-421,86	210,93	632,79	843,72	1265,58	1265,58
3,656	-632,79	210,93	1054,65	1898,37	2320,23	2531,16
3,199	-1054,65	421,86	1687,44	2531,16	3163,95	3374,88
2,742	-1265,58	421,86	1898,37	3163,95	4007,67	4218,6
2,285	-1265,58	421,86	2320,23	3585,81	4218,6	4429,53
1,828	-1265,58	632,79	2109,3	3163,95	3796,74	4007,67
1,371	-1054,65	421,86	1687,44	2320,23	2531,16	2742,09
0,914	-843,72	0	421,86	210,93	0	0
0,457	-210,93	-843,72	-2320,23	-3374,88	-4218,6	-4640,46
0	0	-2953,02	-6749,76	-9491,85	-10968,4	-11390,2

En la Tabla 10 se observan momentos verticales en la pared larga (plano X-Y), los cuales son máximos en la zona inferior central del muro para X = 2,95 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 30.

Figura 30

Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)



De acuerdo con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 30 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del reservorio rectangular, como se detalla en la Tabla 11.

Tabla 11

Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio rectangular para la condición de carga 1

Diseño acero vertical muro largo				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-11390,2	4429,53	Kg-m
	Ku	19,77	7,69	
Cuantía requerida	ρ	0,0055	0,002072	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0055	0,0030	
As calculado	As cal	13,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	9,6	17,6	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@10cm	Φ12mm@18cm	
Acero colocado	As col	13,97	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en :		Cara interior del reservorio	Cara exterior contacto con suelo	

Tabla 12

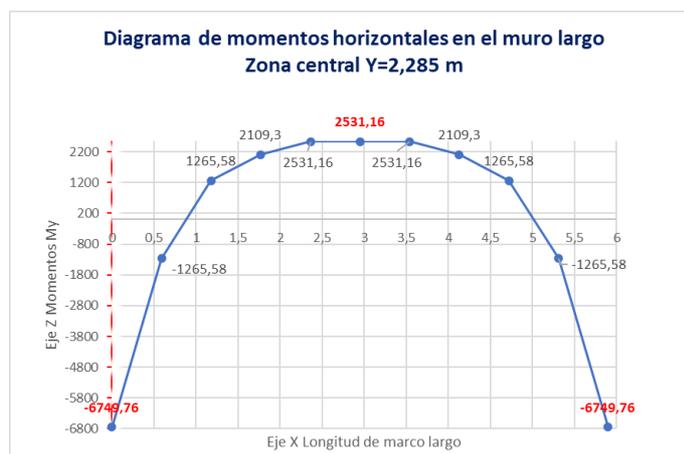
Momentos My para diseño del acero horizontal en muro largo para la condición de carga 1 (PCA)

MOMENTOS My						
	0	0,59	1,18	1,77	2,36	
	6	5,31	4,72	4,13	3,54	2,95
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-1898,37	-421,86	210,93	632,79	843,72	843,72
3,656	-3585,81	-843,72	632,79	1265,58	1476,51	1476,51
3,199	-5062,32	-1054,65	843,72	1687,44	2109,3	2109,3
2,742	-6116,97	-1265,58	1054,65	2109,3	2320,23	2531,16
2,285	-6749,76	-1265,58	1265,58	2109,3	2531,16	2531,16
1,828	-6538,83	-1054,65	1265,58	1898,37	2109,3	2320,23
1,371	-5484,18	-632,79	1054,65	1476,51	1476,51	1476,51
0,914	-3796,74	-421,86	632,79	632,79	632,79	632,79
0,457	-1265,58	-210,93	-210,93	-421,86	-632,79	-632,79
0	0	-632,79	-1265,58	-1898,37	-2109,3	-2320,23

En la Tabla 12 se observan los momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los que son máximos en los bordes del muro para un alto $Y = 2,285$ m.

Figura 31

Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)



De acuerdo con valores de momentos máximos presentados en el diagrama de momentos flectores de la Figura 31, se realiza el cálculo del acero de refuerzo horizontal en el muro largo del reservorio.

Tabla 13

Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para condición de carga 1.

Diseño acero horizontal muro largo				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-6749,76	2531,16	Kg-m
	Ku	11,72	4,39	
Cuantía requerida	ρ	0,003196	0,001174	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,003196	0,0030	
As calculado	As cal	7,6704	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,56	17,63	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@16,5\text{cm}$	$\Phi 12\text{mm}@17,5\text{cm}$	cm ²
Acero colocado	As col	8,89	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en:		Cara interior del reservorio	Cara exterior del reservorio	

De la misma manera se grafican los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) para el muro corto. De acuerdo con esto se detallan en la tabla 14 y 15 los momentos máximos verticales y horizontales para determinar el acero de refuerzo del muro corto.

Tabla 14

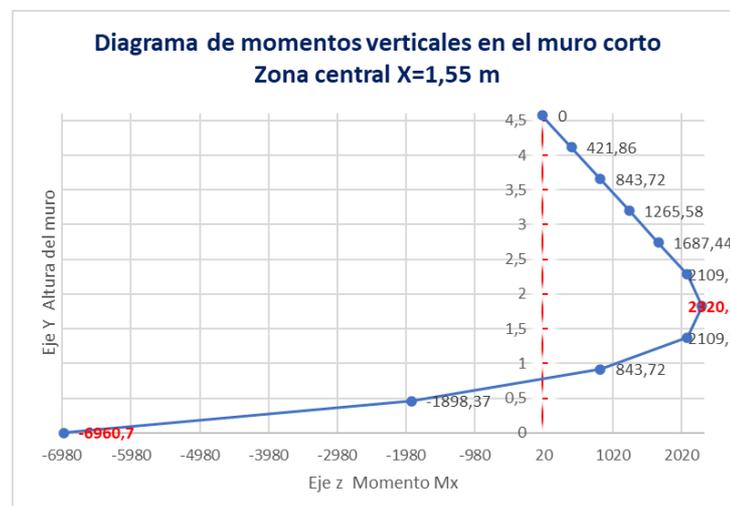
Momentos Mz para diseñar el acero vertical del muro corto para la condición de carga 1.

MOMENTOS Mz – Muro corto						
	0	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55
	3,1	2,79	2,48	2,17	1,86	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-421,86	-210,93	0	210,93	421,86	421,86
3,656	-632,79	-210,93	210,93	421,86	632,79	843,72
3,199	-1054,65	-421,86	210,93	843,72	1054,65	1265,58
2,742	-1265,58	-421,86	421,86	1054,65	1476,51	1687,44
2,285	-1265,58	-421,86	632,79	1476,51	1898,37	2109,3
1,828	-1265,58	-210,93	843,72	1687,44	2109,3	2320,2
1,371	-1054,65	0	843,72	1476,51	1898,37	2109,3
0,914	-843,72	0	421,86	843,72	843,72	843,72
0,457	-210,93	-210,93	-632,79	-1265,58	-1687,44	-1898,37
0	0	-1054,65	-3374,88	-5484,18	-6538,83	-6960,7

En la figura 32 se muestran los momentos máximos en la parte inferior del muro para $x = 1,55$ m.

Figura 32

Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1 (PCA)



Con los valores hallados de los momentos máximos del diagrama, se calcula el acero de refuerzo vertical en el muro corto del reservorio rectangular.

Tabla 15

Diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1.

Diseño acero vertical muro corto				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-6960,7	2320,2	Kg-cm
	Ku	12,08	4,03	
Cuantía requerida	ρ	0,003294	0,001076	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,003294	0,0030	
As calculado	As cal	7,9056	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,1	17,6	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@16\text{cm}$	$\Phi 12\text{mm}@17,5\text{cm}$	
Acero colocado	As col	8,89	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en:		Cara interior del reservorio	Cara exterior del reservorio	

Tabla 16

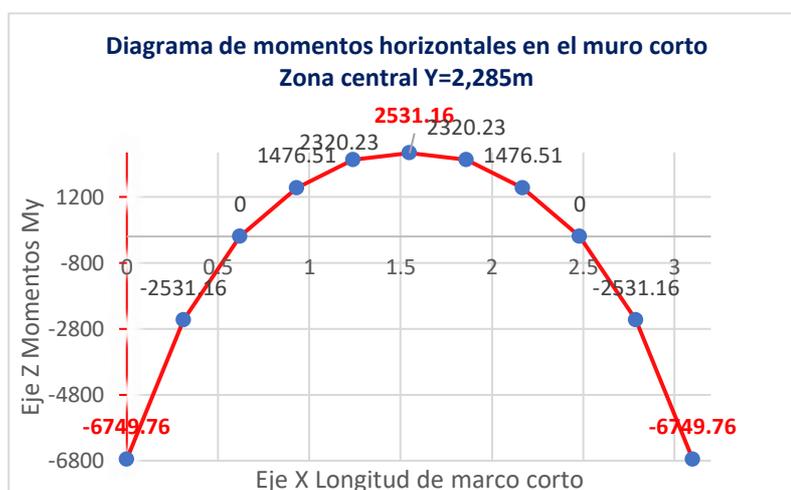
Momentos My para diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 1.

MOMENTOS My – Muro corto						
	0	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55
	3,1	2,79	2,48	2,17	1,86	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-1898,37	-843,72	0	421,86	632,79	632,79
3,656	-3585,81	-1476,51	0	843,72	1265,58	1476,51
3,199	-5062,32	-2109,3	0	1054,65	1687,44	1898,37
2,742	-6116,97	-2320,23	0	1476,51	2109,3	2320,23
2,285	-6749,76	-2531,16	0	1476,51	2320,23	2531,16
1,828	-6538,83	-2320,23	210,93	1476,51	2320,23	2320,23
1,371	-5484,18	-1687,44	421,86	1265,58	1898,37	1898,37
0,914	-3796,74	-1054,65	210,93	843,72	1054,65	1054,65
0,457	-1265,58	-421,86	0	0	0	0
0	0	-210,93	-632,79	-1054,65	-1265,58	-1476,51

En la tabla 16 se muestran los momentos horizontales del muro corto (plano Y-Z) que son máximos a una altura de 2,285 m.

Figura 33

Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 1.



Con los datos hallados de los momentos máximos del diagrama mostrado en la figura 33 se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del reservorio.

Tabla 17

Diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 1.

Diseño acero horizontal muro corto				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-6749,76	2531,16	Kg-m
	Ku	9,3747	4,3944	
Cuantía requerida	ρ	0,002537	0,001175	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
		0,003382	0,001566	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	7,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	12	
Espaciamiento	s	17,63	17,63	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 1/2''@17,5cm$	$\Phi 1/2''@17,5cm$	
Acero colocado	As col	7,62	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en:		Cara interior del reservorio	Cara Exterior del reservorio	

4.1.9. Control de fisuras para la condición de carga 1.

Se aplica un control de fisuras cuando están actuando las cargas de servicio, para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de los muros del reservorio:

El máximo momento de flexión vertical utilizado en el diseño es:

Mux = 11390,2 Kg-m, cuyo refuerzo calculado es $\phi 12\text{mm}@ 0,10\text{ m}$

Debido a que el diseño es en etapa elástica se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$M_s = \frac{M_u}{1,3 \times 1,7} = \frac{11390,2}{1,3 \times 1,7} = 5153,94 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es.

$$A_s = 13,97 \text{ cm}^2$$

$$d = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0,9 \times d \times A_s} = \frac{515394}{0,9 \times 24 \times 13,97} = 1708,01 \text{ kg/cm}^2$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), f_s puede ser el 45% de f_y :

$$f_s = 0,45 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, podemos trabajar con el promedio: $(1708,01 + 1890) / 2 = 1799,01 \text{ kg/cm}^2$

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

Para condiciones severas $z = 17000 \text{ kg/cm}$

$$d_c = r + db/2 = 5 + 1,27/2 = 5,64 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{0,5 z^3}{d_c^2 f_s^3} = \frac{0,5 \times 17000^3}{5,64^2 \times 1799,01^3} = 13,26 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \text{ entonces es Correcto}$$

El espaciamiento calculado, si controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

$M_{uy} = 4429,53 \text{ kg} - \text{m}$, cuyo refuerzo calculado es $\phi 12\text{mm} @ 0,18 \text{ m}$

Debido a que el diseño es en etapa elástica se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$M_s = \frac{M_u}{1,3 \times 1,7} = \frac{4429,53}{1,3 \times 1,7} = 2004,31 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es.

$$A_s = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$d = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0,9 \times d \times A_s} = \frac{200431}{0,9 \times 24 \times 7,62} = 1217,74 \text{ kg/cm}^2$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), f_s puede ser el 45% de f_y :

$$f_s = 0,45 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, podemos trabajar con el promedio: $(1217,74 + 1890) / 2 = 1553,87 \text{ kg/cm}^2$

El espaciamiento máximo para el control de grietas es para condiciones severas $z = 17000 \text{ kg/cm}$.

$$d_c = r + db/2 = 5 + 1,27/2 = 5,64 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{0,5 z^3}{d_c^2 f_s^3} = \frac{0,5 \times 17000^3}{5,64^2 \times 1553,87^3} = 20,58 \text{ cm} > 18 \text{ cm} \text{ entonces es Correcto}$$

4.1.10. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo.

Por motivos de la presión que ejerce el agua en los muros del reservorio, existen fuerzas de tracción pura en la zona de unión muro-muro, y debido a que la presión es superior en los muros largos, es más probable que falle por tracción en esta zona. Por lo tanto, será necesario diseñar esta zona por tracción pura y por flexión.

Las fuerzas cortantes que actúan en el borde lateral del muro corto (VI-máx) se convierten en tracción para el muro largo, por normativa del ACI 350 la tracción mayor generada por la fuerza cortante en el muro corto se mayorará por un factor de durabilidad sanitaria $S=1,65$, de tal manera que:

$$VI_{máx} = Cs \times q_{ul} \times a$$

$$VI_{máx} = 0,206 \times 7769 \times 4,57$$

$$VI_{máx} = 7313,89 \text{ kg}$$

$$Nu = 1,65 \times 7313,89 = 12067,92 \text{ kg}$$

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0,9 \times fy} = \frac{12067,92}{0,9 \times 4200} = 3,19 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior es:

$$As = As \text{ flexión} + As \text{ tracción} = 7,2 + 3,19 = 10,39 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0,0033 \times 100 \times 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Como el As requerido es mayor que el As mínimo, se selecciona el área de acero requerido de $10,39 \text{ cm}^2$, debido a esto colocamos acero horizontal $\phi 12\text{mm}@ 12 \text{ cm}$ en la cara interna del muro largo.

4.1.11. Diseño por flexión de los muros del reservorio para la condición de carga 2.

El diseño por flexión del reservorio calculado para la condición de carga 1, ayuda a calcular el refuerzo en la cara interna del muro que es la que esté en contacto con el agua, porque allí suceden los máximos momentos flectores hacia esa zona. El reservorio no solo soportará dichas cargas, también se someterá a cargas que

provoca el empuje del suelo, es en esta situación en que ocurren los máximos momentos en la cara que está en contacto con el suelo, por lo tanto, es necesario diseñar los muros para la condición de carga 2.

Con el fin de determinar los momentos verticales y horizontales de las muros larga y corta se desarrolla el diseño por flexión, para dicha evaluación se emplearán las expresiones dada por la PCA, que describe a $a = 4,57$ m, $b = 5,9$ m y $c = 3,1$, con una carga por la presión del suelo $q_2 = 552,6$ kg/m².

$$M_{x,y,z} = \frac{Coef \times q_2 \times a^2}{1000}$$

$$M_{x,y,z} = \frac{Coef \times 552,6 \times 4,57^2}{1000} = Coef. \times 11,54 \text{ Kg} - m$$

Para el criterio del ACI 350 es necesario mayorar los momentos de diseño para estructuras de tipo sanitarias, siendo estas multiplicadas por un factor 1,7 que representa a los efectos del empuje del agua y un factor que se denomina durabilidad sanitaria $S = 1,3$.

$$Mu_{x,y,z} = Coef. \text{ Sanitario} \times Coef. \text{ Empuje} \times M_{x,y,z}$$

$$Mu_{x,y,z} = 1,3 \times 1,7 \times Coef \times 11,54 = 25,50 \text{ Coef.}$$

Con la expresión hallada se determinan los momentos máximos verticales (M_x y M_z) y de forma horizontal (M_y), siendo multiplicados por los respectivos valores de los coeficientes mostrados en la tabla 15 y 16, con los resultados se diseñan los aceros de refuerzo correspondientes para los muros largos y cortos respectivamente con respecto a las condiciones de carga 2.

Tabla 18

Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2

	MOMENTOS Mx					
	0	0,59	1,18	1,77	2,36	2,95
	5,9	5,31	4,72	4,13	3,54	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-51	25,5	76,5	102	153	153
3,656	-76,5	25,5	127,5	229,5	280,5	306
3,199	-127,5	51	204	306	382,5	408
2,742	-153	51	229,5	382,5	484,5	510
2,285	-153	51	280,5	433,5	510	535,5
1,828	-153	76,5	255	382,5	459	484,5
1,371	-127,5	51	204	280,5	306	331,5
0,914	-102	0	51	25,5	0	0
0,457	-25,5	-102	-280,5	-408	-510	-561
0	0	-357	-816	-1147,5	-1326,0	-1377,0

Figura 34

Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2.

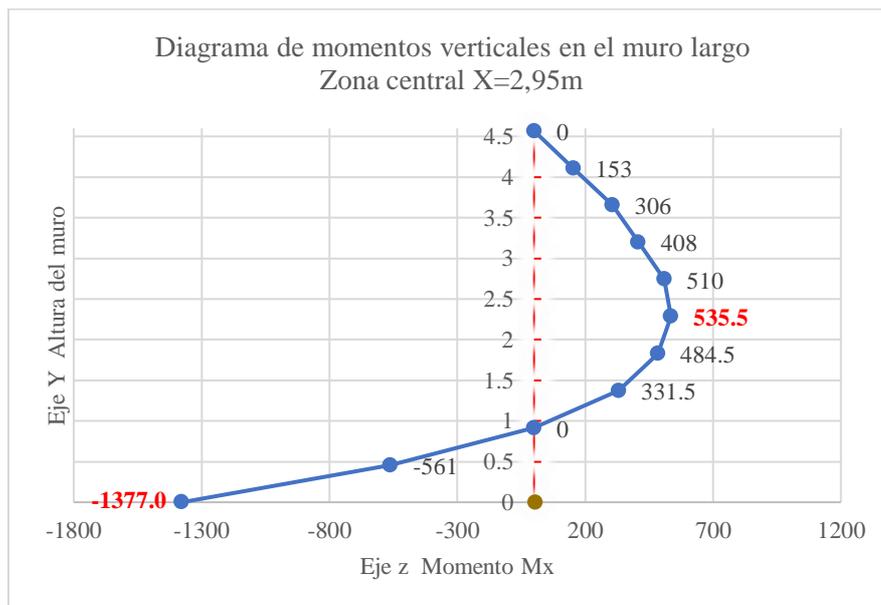


Tabla 19

Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)

Diseño acero vertical muro largo				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	
Momento	Mu	-1377	535,5	Kg-cm
	Ku	2,3906	0,9297	
Cuantía requerida	ρ	0,00063	0,00024	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	7,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	12	mm
Espaciamiento	s	17,63	17,63	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@17,5\text{cm}$	$\Phi 12\text{mm}@17,5\text{cm}$	
Acero colocado	As col	7,62	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en:		Cara interior del reservorio	Cara Exterior del reservorio	

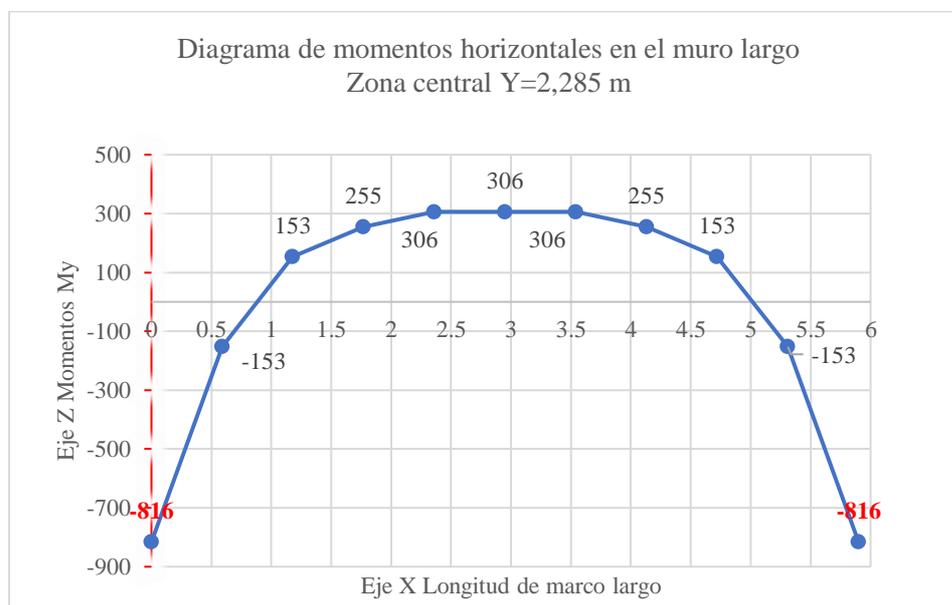
Tabla 20

Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)

MOMENTOS My						
	0	0,59	1,18	1,77	2,36	2,95
	5,9	5,31	4,72	4,13	3,54	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-229,5	-51	25,5	76,5	102	102
3,656	-433,5	-102	76,5	153	178,5	178,5
3,199	-612	-127,5	102	204	255	255
2,742	-739,5	-153	127,5	255	280,5	306
2,285	-816,00	-153	153	255	306	306
1,828	-790,5	-127,5	153	229,5	255	280,5
1,371	-663	-76,5	127,5	178,5	178,5	178,5
0,914	-459	-51	76,5	76,5	76,5	76,5
0,457	-153	-25,5	-25,5	-51	-76,5	-76,5
0	0	-76,5	-153	-229,5	-255	-280,5

Figura 35

Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)

**Tabla 21**

Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)

Diseño acero horizontal muro largo				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-816	306	Kg-cm
	Ku	1,4167	0,5313	
Cuantía requerida	ρ	0,00059	0,00014	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	7,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	½"	½"	
Espaciamiento	s	17,63	17,63	cm
Acero colocado	As col	Φ1/2"@17,5cm	Φ1/2"@17,5cm	cm ²
Acero colocado	As col	7,62	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en :		Cara interior del reservorio	Cara Exterior del reservorio	

Tabla 22

Momentos Mz para diseño del acero vertical del muro corto del reservorio para la condición de carga 2 (PCA)

MOMENTOS Mz						
	0	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55
	3,1	2,79	2,48	2,17	1,86	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-51	-25,5	0	25,5	51	51
3,656	-76,5	-25,5	25,5	51	76,5	102
3,199	-127,5	-51	25,5	102	127,5	153
2,742	-153	-51	51	127,5	178,5	204
2,285	-153	-51	76,5	178,5	229,5	255
1,828	-153	-25,5	102	204	255	280,5
1,371	-127,5	0	102	178,5	229,5	255
0,914	-102	0	51	102	102	102
0,457	-25,5	-25,5	-76,5	-153	-204	-229,5
0	0	-127,5	-408	-663	-790,5	-841,5

Figura 36

Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.

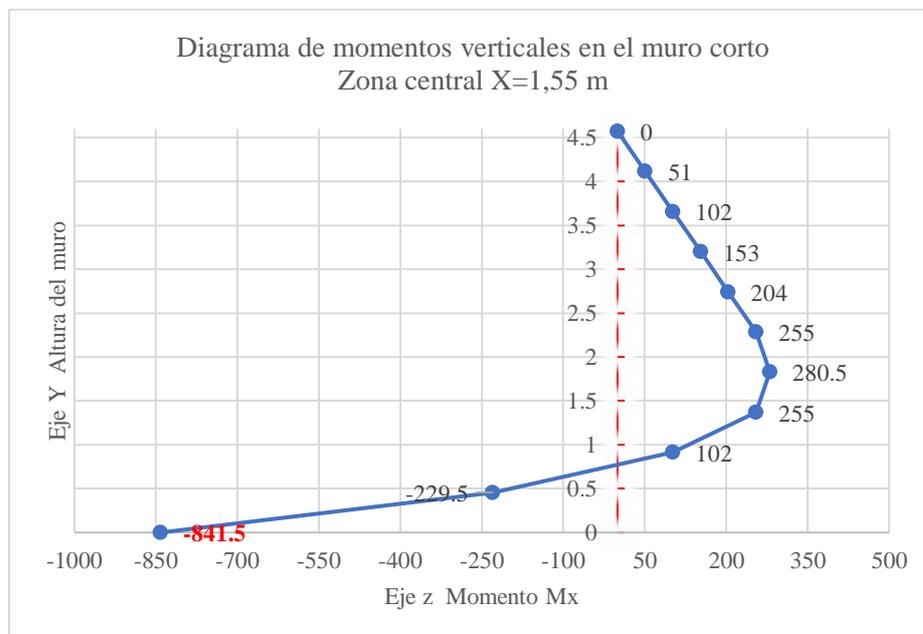


Tabla 23

Diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.

Diseño acero vertical muro corto				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-841,5	280,5	Kg-cm
	Ku	1,4609	0,4870	
Cuantía requerida	ρ	0,00038	0,00012	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	7,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	½"	½"	
Espaciamiento	s	17,63	17,63	cm
Acero colocado	As col	Φ1/2"@17,5cm	Φ1/2"@17,5cm	cm ²
Acero colocado	As col	7,62	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en :		Cara interior del reservorio	Cara Exterior del reservorio	

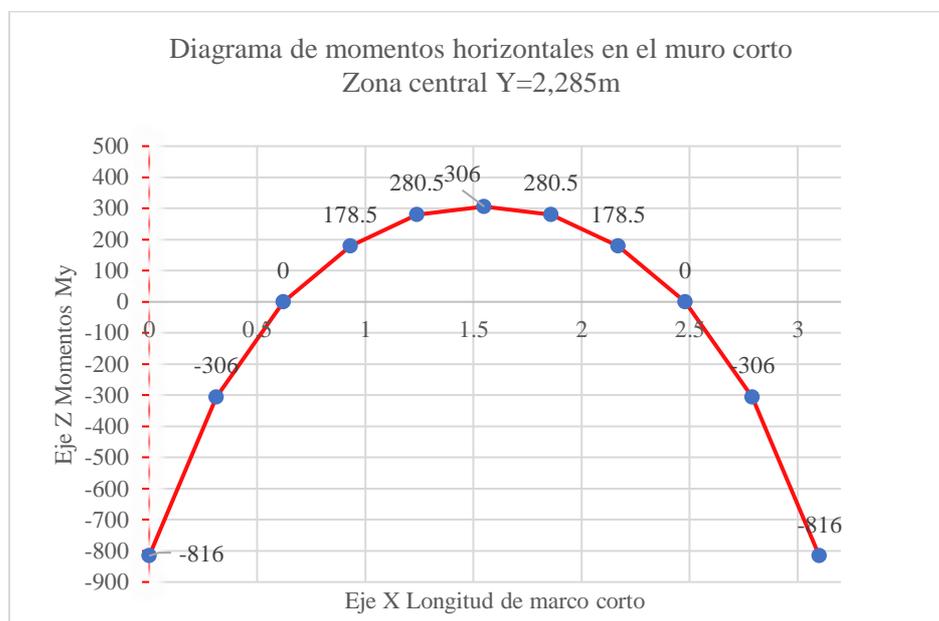
Tabla 24

Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio para la condición de carga 2.

MOMENTOS My						
	0	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55
	3,1	2,79	2,48	2,17	1,86	
4,57	0	0	0	0	0	0
4,113	-229,5	-102	0	51	76,5	76,5
3,656	-433,5	-178,5	0	102	153	178,5
3,199	-612	-255	0	127,5	204	229,5
2,742	-739,5	-280,5	0	178,5	255	280,5
2,285	-816	-306	0	178,5	280,5	306
1,828	-790,5	-280,5	25,5	178,5	280,5	280,5
1,371	-663	-204	51	153	229,5	229,5
0,914	-459	-127,5	25,5	102	127,5	127,5
0,457	-153	-51	0	0	0	0
0	0	-25,5	-76,5	-127,5	-153	-178,5

Figura 37

Diagrama de momentos horizontales máximos del muro corto para la condición de carga 2 (PCA).

**Tabla 25**

Diseño del acero horizontal del muro corto para la condición de carga 2.

Diseño acero horizontal muro corto				
Base	b	100	100	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	Mu	-816	306	Kg-m
	Ku	1,4167	0,5313	
Cuantía requerida	ρ	0,00037	0,00014	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	7,2	7,2	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	½"	½"	
Espaciamiento	s	17,63	17,63	cm
Acero colocado	As col	Φ1/2"@17,5cm	Φ1/2"@17,5cm	cm ²
Acero colocado	As col	7,62	7,62	cm ²
Refuerzo colocado en:		Cara interior del reservorio	Cara Exterior del reservorio	

4.1.12. Control de fisuras para la condición de carga 2.

Se aplica un control de fisuras cuando están actuando las cargas de servicio, para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de los muros del reservorio:

El máximo momento de flexión vertical utilizado en el diseño es: $M_{ux} = 1377$ Kg-m, cuyo refuerzo calculado es $\phi 1/2'' @ 0,175$ m. Debido a que el diseño es en etapa elástica se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$M_s = \frac{M_u}{1,3 \times 1,7} = \frac{1377}{1,3 \times 1,7} = 623,08 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es.

$$A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$d = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0,9 \times d \times A_s} = \frac{62308}{0,9 \times 24 \times 7,2} = 400,64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), f_s puede ser el 45% de f_y :

$$f_s = 0,45 \times 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, podemos trabajar con el promedio: $(400,64 + 1890) / 2 = 1145,32 \text{ kg/cm}^2$

El espaciamiento máximo para el control de grietas es para condiciones severas $z = 17000 \text{ kg/cm}$.

$$dc = r + \frac{db}{2} = 5 + \frac{1,27}{2} = 5,64$$

$$S_{max} = \frac{0,5 z^3}{dc^2 f_s^3} = \frac{0,5 \times 17000^3}{5,64^2 \times 1145,32^3} = 51,44 \text{ cm} > 17,5 \text{ cm} \text{ entonces es Correcto}$$

El espaciamiento calculado, si controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es: $Mu_y = 816 \text{ kg.m}$, cuyo refuerzo calculado es $\phi 1/2'' @ 0,175 \text{ m}$. Debido a que el diseño es en etapa elástica se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$Ms = \frac{Mu}{1,3 \times 1,7} = \frac{816}{1,3 \times 1,7} = 369,23 \text{ kg - m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es.

$$As = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$d = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$fs = \frac{Ms}{0,9 \times d \times As} = \frac{36923}{0,9 \times 24 \times 7,2} = 237,42 \text{ kg/cm}^2$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy :

$$fs = 0,45 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, podemos trabajar con el promedio: $(237,42 + 1890) / 2 = 1063,71 \text{ kg/cm}^2$

El espaciamiento máximo para el control de grietas es: para condiciones severas $z = 17000 \text{ kg/cm}$.

$$dc = r + \frac{db}{2} = 5 + \frac{1,27}{2} = 5,64$$

$$Smax = \frac{0,5 z^3}{dc^2 fs^3} = \frac{0,5 \times 17000^3}{5,64^2 \times 1063,71^3} = 64,16 \text{ cm} > 17,5 \text{ cm} \text{ entonces es Correcto}$$

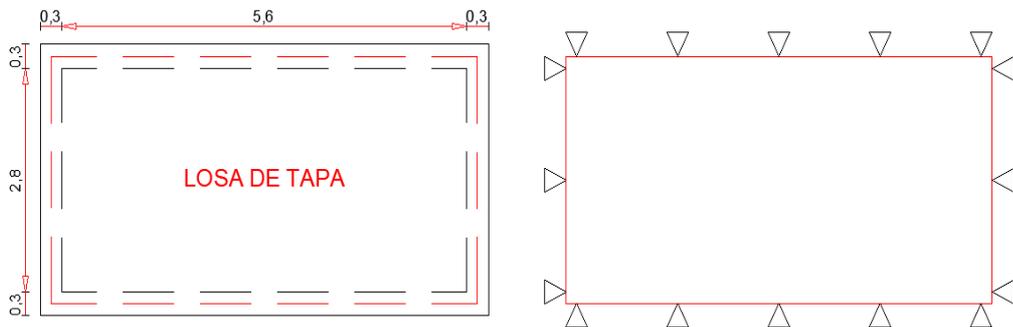
4.1.13. Diseño de losa tapa del reservorio rectangular.

El dimensionamiento realizado para el reservorio dice que tendrá un espesor de losa de tapa constante de $e = 20 \text{ cm}$ y se apoyará en los bordes de los muros,

también se demuestra que la relación de rigideces $k_{pared} / k_{tapa} < 8$; por lo tanto, es necesario adicionar un momento de monolitismo equivalente a $wl^2 / 16$, también la losa será diseñada para soportar el peso propio de la estructura y una carga viva de 500 kg/m².

Figura 38

Vista en planta de losa de tapa del reservorio

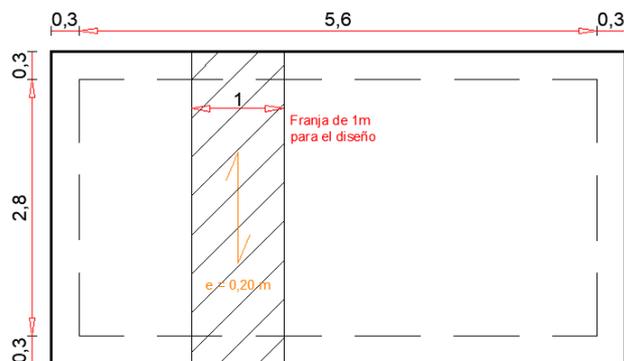


Diseño estructural de la losa de tapa del reservorio

En la figura 39 se muestra la configuración estructural, la losa de tapa del reservorio tiene relación de lados luz larga / luz corta = $2 \geq 2$, debido a esto tiene un comportamiento unidireccional. Por el comportamiento de la losa se analizará en la luz corta, para una franja equivalente de 1 m de ancho como se muestra en la Figura 40.

Figura 39

Franja de 1 m para diseño de losa de tapa del reservorio.



METRADO DE CARGAS

Carga muerta: Peso propio de la losa maciza = $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$

Carga viva: Sobrecarga = $500 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 500 \text{ kg/m}$

De acuerdo con el ACI 350 la carga hallada con el método de la resistencia debe ser mayorada por el coeficiente sanitario $S=1.3$, de la siguiente manera:

$$W_u = 1,3 (1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}) = 1,3 (1,4 \times 480 + 1,7 \times 500) = 1978,60 \text{ Kg/m}$$

Figura 40

Idealización de la losa tapa del reservorio.

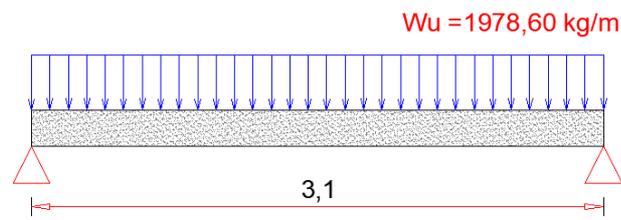


Figura 41

Deformada de la losa tapa del reservorio

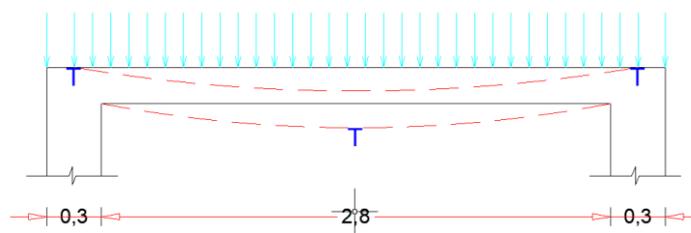


Figura 42

Diagrama de momentos flectores en la losa tapa del reservorio.

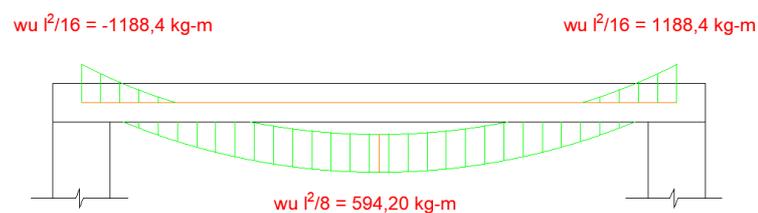
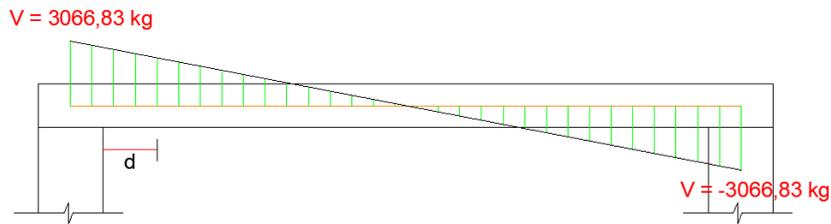


Figura 43

Diagrama de fuerzas cortantes en la losa tapa del reservorio.



4.1.14. Diseño por cortante de la losa tapa del reservorio.

En la figura N se muestra el diagrama de fuerzas cortantes, con el cual se calculará a una distancia “d” de la cara de apoyo:

$$d = 20 - 6 = 14$$

$$V_u = 3066,83 - 1978,6 \times (0,30/2 + 0,14) = 2493,036 \text{ Kg}$$

De acuerdo con el ACI 350, la cortante hallada con el método de resistencia se debe mayorar por el coeficiente sanitario $S = 1,3$, de tal forma que:

$$V_u = 1,3 \times 2493,036 \text{ kg} = 3240,95 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante resistente del hormigón

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 14 = 12416,03 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 12416,03 \text{ kg} = 10553,63 \text{ Kg}$$

Se comprobó que la cortante actuante es menor que la cortante resistente del hormigón:

$$\phi V_c = 10553,63 \text{ kg} > V_u = 3240,95 \text{ kg}$$

Es correcto el cálculo.

4.1.15. Diseño por flexión de la losa de tapa del reservorio.

Para el diseño por flexión de la losa tapa se hallará para los momentos más críticos, presentados en los apoyos y la zona central de la losa por causa de las cargas que actúan sobre ella.

Diseño del acero negativo en los extremos de la losa

Se calcula el momento negativo máximo a la cara del apoyo.

$$M_u \text{ (a la cara)} = 1188,4 + 1978,6 \times 0,15^2 / 2 - 3066,83 \times 0,15 = 750,38$$

Tabla 26

Diseño del acero negativo en losa de tapa del reservorio

Diseño acero negativo en la losa de tapa			
Base	b	100	cm
Peralte	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	Mu	-750,38	Kg-m
	Ku	3,8285	
Cuantía requerida	ρ	0,001022	
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	4,2	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	mm
Espaciamiento	s	0,302	m
Acero colocado	As col	Ø1/2 “@0,30	
Acero colocado	As col	5,8	cm ²

Diseño del acero positivo en la parte central de la losa

De acuerdo con el diagrama de momentos, el momento positivo máximo $M_u = 594,2 \text{ kg} - \text{m}$ produce tracción en la zona central de la losa, como se muestra en la Figura 25.

Tabla 27*Diseño del acero positivo en losa de tapa del reservorio.*

Diseño acero positivo en la losa de tapa			
Base	b	100	cm
Peralte	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	Mu	-594,2	Kg-m
	Ku	3,0316	
Cuantía requerida	ρ	0,00080	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	mm
Espaciamiento	s	0,212	m
Acero colocado	As col	Ø1/2 “@0,20	
Acero colocado	As col	7,62	cm ²

Acero de retracción y temperatura

Colocado de forma perpendicular hacia el acero principal y esta correlacionada con la separación entre las juntas, de acuerdo con el ACI 350-06 al no tener juntas mayores de 6 metros, se utiliza la cuantía de acero de 0,0030.

$$As T^{\circ} = 0,0030 \times b \times e = 1/2 \times 0,0030 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el área de acero a temperatura hallado se seleccionó una varilla de Ø 12mm, entonces colocamos Ø 12mm“@ 0,30 cm en cada cara de la losa.

4.1.16. Diseño de losa de fondo del reservorio.

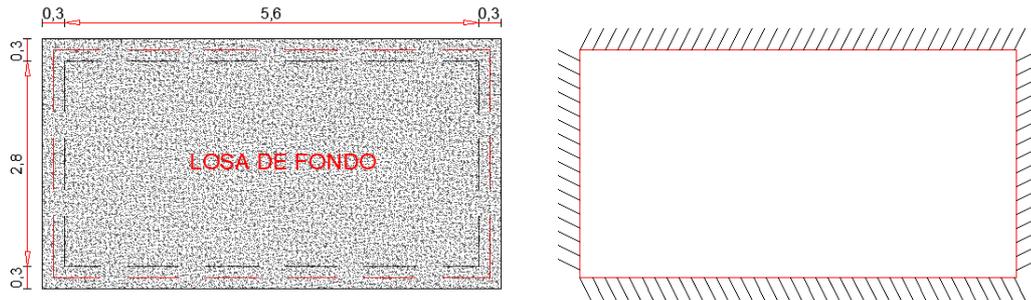
Con el fin de que se presente una transferencia de cargas eficiente la losa de fondo debe ser continua con los muros del tanque, por lo tanto, se considera empotrado con los bordes de los muros.

Para evitar que las cargas que se transmiten hacia el suelo no superen la capacidad portante del mismo, se debe considerar el estudio de suelo previo para tener datos como peso específico, ángulo de fricción interna, capacidad portante del suelo, etc.

En el presente diseño de losa de fondo se tiene un suelo tipo D, con una capacidad portante de $q = 4,60 \text{ kg/cm}^2$, siendo este un suelo en buenas condiciones para cimentar. La losa de fondo del reservorio a diseñar será una losa de cimentación que distribuye las cargas en un área de apoyo mayor.

Figura 44

Vista en planta de losa de fondo del reservorio



4.1.17. Dimensionamiento de losa de fondo del reservorio.

El peralte de la losa de fondo está correlacionada con la longitud de desarrollo a compresión (l_{dc}) de las barras de refuerzo de los muros del reservorio. Para este caso el acero vertical de refuerzo de los muros está definido de $\varnothing 12\text{mm}$, en el ACI 350 existen consideraciones que dicen que su longitud de desarrollo debe de ser mayor de a y b , pero no menos de 20 centímetros.

$$a) 0,02 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = 0,02 \times \frac{60000 \text{ psi}}{\sqrt{4000 \text{ psi}}} \times \frac{1}{2} \text{ in} = 9,5 \text{ in} \approx 24,13 \text{ cm}$$

$$b) (0,0003 f_y) d_b = 0,0003 \times 60000 \text{ psi} \times \frac{1}{2} \text{ in} = 9 \text{ in} \approx 22,86 \text{ cm}$$

Seleccionamos la mayor longitud y le agregamos un recubrimiento, entonces el peralte de la cimentación será:

$$h = l_{dc} + \text{recubrimiento} = 24,13 + 7,5 = 31,6 \text{ cm}$$

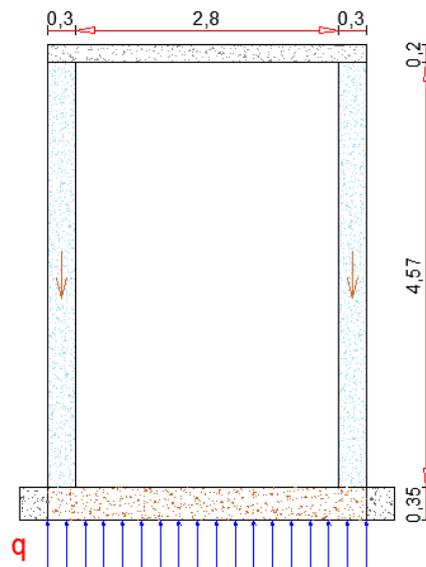
Para fines de construcción se selecciona un peralte $h = 0,35 \text{ m}$.

4.1.18. Presión actuante en la losa de fondo del reservorio.

Para fines de diseño se considerará que la distribución de presiones es constante y de manera uniforme en la losa de fondo del reservorio.

Figura 45

Fuerzas actuantes en la losa de fondo del reservorio.



Área de apoyo de la losa de cimentación = longitud x ancho

$$\text{Área} = 6,20 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} = 21,08 \text{ m}^2$$

Metrado de cargas

Peso de los muros = altura x longitud x espesor x 2400 kg/m^3

$$\begin{aligned} \text{Peso de las paredes} &= 4,57 \times (6,2 + 6,2 + 2,8 + 2,8) \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \\ &\times 2400 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Peso de las paredes} = 59227,2 \text{ kg}$$

Peso propio = área x espesor x 2400 kg/m^3

$$\text{Peso propio} = 21,08 \text{ m}^2 \times 0,35 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso propio} = 17707,2 \text{ kg}$$

Peso losa de tapa = longitud x ancho x espesor x 2400 kg/m³

$$\text{Peso losa de tapa} = 6,2 \text{ m} \times 3,4 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso losa de tapa} = 10118,4 \text{ kg}$$

Peso del agua = longitud x ancho x altura x 1000 kg/m³

$$\text{Peso del agua} = 5,6 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} \times 4,57 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso del agua} = 71657,6 \text{ kg}$$

Carga muerta = Peso de los muros + Peso Propio + Peso losa de tapa + Peso del agua

$$\text{Carga muerta} = 59227,2 \text{ kg} + 17707,2 \text{ kg} + 10118,4 \text{ kg} + 71657 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta} = 158709,8 \text{ kg}$$

Carga viva = sobrecarga x área de apoyo

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2 \times 21,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 10540 \text{ kg}$$

De acuerdo con los datos hallados el peso de la estructura Q será igual a la suma de carga muerta más la carga viva:

$$Q = CM + CV = 158709,8 \text{ kg} + 10540 \text{ kg} = 169249,8 \text{ kg}$$

La presión q que se ejerce sobre el suelo se calcula de la siguiente forma:

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{169249,8 \text{ kg}}{21,08 \text{ m}^2} = 7,763 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

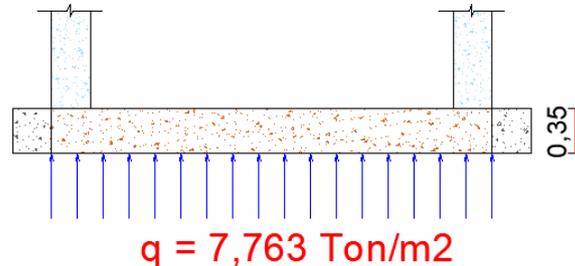
De tal forma que verificamos que la presión sobre el suelo ($q_{\text{transmitido}}$) es más baja que la capacidad portante del suelo ($q_{\text{admisible}}$):

$$q_{\text{transmitido}} = 7,763 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{admisible}} = 46,0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

En base a esto la losa de fondo resistirá las reacciones del terreno favorablemente.

Figura 46

Presión del suelo sobre la losa de fondo del reservorio.



4.1.19. Análisis estructural de la losa de fondo del reservorio.

La losa de fondo del reservorio será tomada como empotrada en sus bordes en consecuencia de las cargas que generan los muros, con una relación de lados luz larga / luz corta = $5,6 / 2,8 = 2 \geq 2$, siendo de un comportamiento unidireccional. Por lo tanto, la losa será evaluada en la luz más corta en un ancho de losa de 1 metro.

Metrado de cargas

Para el cálculo se considera las reacciones provocadas por el suelo, que responden al peso de los muros, de la tapa y una sobrecarga.

$$CM = (\text{Peso pared} + \text{Peso tapa}) / \text{Área de apoyo}$$

$$CM = (59227,2 + 10118,4) / 21,08 = 3289,64 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 10540 \text{ kg} / 21,08 \text{ m}^2 = 500 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con el ACI 350 se debe mayorar por el coeficiente sanitario $S = 1,3$ la carga calculada:

$$w_u = 1,3 \times (1,4 \times 3289,64 + 1,7 \times 500) \text{ kg/m}^2 \times 1 = 7092,14 \text{ Kg/m}$$

Figura 47

Idealización de la losa de fondo del reservorio

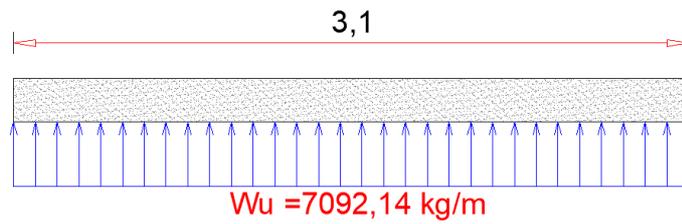


Figura 48

Deformada de la losa de fondo del reservorio

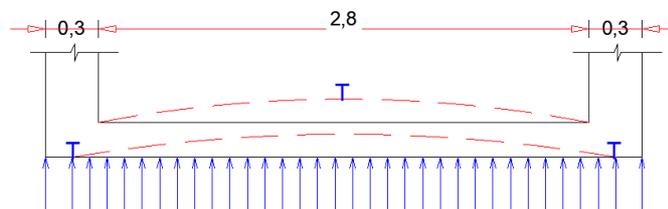


Figura 49

Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del reservorio

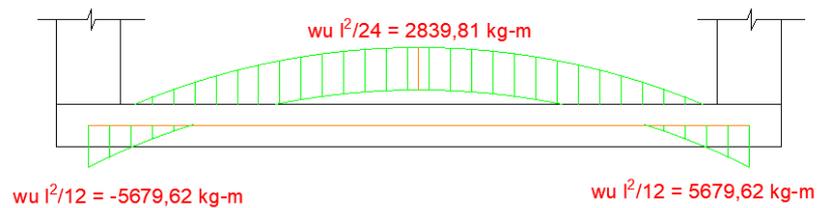


Figura 50

Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del reservorio.



4.1.20. Diseño por cortante de la losa fondo del reservorio.

Se calculó la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara en que se apoya el reservorio:

$$d = 35 - 10 = 25 \text{ cm}$$

$$V_u = 10992,82 - 7092,14 \times (0,30/2 + 0,25) = 8155,96 \text{ kg}$$

El cortante calculado se amplifica por el factor de coeficiente sanitario $S=1,3$

$$V_u = 1,3 \times 8155,96 \text{ kg} = 10602,75 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante resistente del hormigón

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 25 = 22171,49 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 22171,49 \text{ kg} = 18845,77 \text{ Kg}$$

Comprobamos que la cortante actuante es menor que la cortante resistente del hormigón:

$$\phi V_c = 18845,77 \text{ kg} > V_u = 10602,75 \text{ kg}$$

Es correcto el cálculo.

4.1.21. Diseño por flexión de la losa de fondo del reservorio.

Se realizará el cálculo para los momentos actuantes más críticos, que actúan en la parte central de la losa y en los apoyos del reservorio.

Diseño del acero negativo en los extremos de la losa

Se debe calcular el máximo momento a la cara del apoyo del reservorio.

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu} \text{ (a la cara)} &= 5679,62 + 7092,14 \times 0,15^2 / 2 - 10992,82 \times 0,15 = \\ &4110,48 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Tabla 28*Diseño del acero negativo en la losa de fondo del reservorio*

Diseño acero negativo en la losa de fondo			
Base	b	100	cm
Peralte	e	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	Mu	4110,48	Kg-m
	Ku	6,5768	
Cuantía requerida	ρ	0,001768	
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	7,5	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	mm
Espaciamiento	s	0,17	m
Acero colocado	As col	Ø12mm@0,15	
Acero colocado	As col	8,89	cm ²

Diseño del acero positivo en la zona central de la losa

De acuerdo con el diagrama de momentos flectores el momento positivo máximo es $Mu = 2839,81$ kg-m.

Tabla 29*Diseño del acero positivo en la losa de fondo del reservorio*

Diseño acero positivo en la losa de fondo			
Base	b	100	cm
Peralte	e	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	Mu	2839,81	Kg-m
	Ku	4,5437	
Cuantía requerida	ρ	0,001215	
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	10,5	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	16	mm
Espaciamiento	s	0,19	m
Acero colocado	As col	Ø16mm@0,175	
Acero colocado	As col	11,94	cm ²

Acero de retracción y temperatura

Colocado de forma perpendicular hacia el acero principal y esta correlacionada con la separación entre las juntas, de acuerdo con el ACI 350-06 al no tener juntas mayores de 6 metros, se utiliza la cuantía de acero de 0,0030.

$$A_s T^\circ = 0,0030 \times b \times e = 1/2 \times 0,0030 \times 100 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el área de acero a temperatura hallado se seleccionó una varilla de Ø 12mm, entonces colocamos Ø 12mm"@ 0,225 cm en cada cara de la losa.

4.1.22. Control de fisuras para la losa de cimentación del reservorio.

Se realizará aplicando cargas de servicio para inspeccionar el espaciamiento máximo de las barras de refuerzo y evitar las fisuras en la losa de fondo del reservorio. El máximo momento aplicado en el diseño es:

$$M_u = 4110,48 \text{ kg-m, con un refuerzo distribuido de } \varnothing 1/2 \text{ "@}0,15$$

Se halla el máximo momento de flexión cuando está en etapa de servicio.

$$M_s = \frac{(3289,64 + 500) \times 3,1^2}{24} = 1517,44 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo en el refuerzo:

$$A_s = 8,89$$

$$d = 35 - 10 = 25 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0,9 \times d \times A_s} = \frac{1517,4}{0,9 \times 25 \times 8,89} = 75,86 \text{ kg/cm}^2$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), f_s puede ser el 45% de f_y :

$$f_s = 0.45 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, podemos trabajar con el promedio: $(75,86 + 1890) / 2 = 982,93 \text{ kg/cm}^2$

El espaciamiento máximo para el control de grietas es para condiciones severas $z = 17000 \text{ kg/cm}$.

$$d_c = r + d_b/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{0,5 z^3}{d_c^2 f_s^3} = \frac{0,5 \times 17000^3}{5,64^2 \times 982,93^3} = 81,32 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

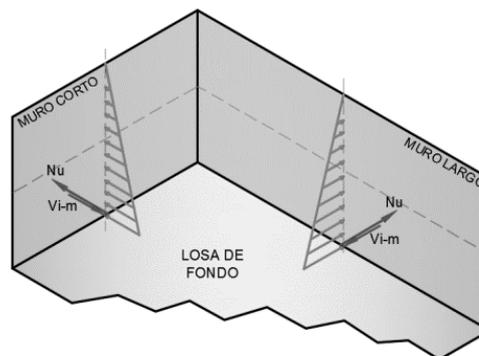
Entonces es Correcto

4.1.23. Acero requerido para la tracción directa en la base del reservorio.

Existen fuerzas de tracción pura en la zona de unión muro-losa de fondo que son producidas por la presión del agua, en los muros largos es más probable que existan fallas por tracción, por lo tanto, es importante diseñar esa zona a flexión y tracción pura.

Figura 51

Fuerzas de tracción en la losa de fondo del reservorio.



El muro corto produce fuerzas de tracción en el muro largo. De la misma forma el muro largo produce fuerzas de tracción en el muro corto. Dándose el caso más crítico en el muro largo.

En la base de la pared larga la fuerza cortante máxima (V_{i-m}), se convertirá en tracción pura por razones de que acumula fuerzas de presión en dicha zona. Para hallar esa cortante se emplean los coeficientes de corte (C_s) del caso 4 de la PCA.

Coefficiente de corte en el borde medio inferior del muro largo es $C_s = 0,363$

$$V_{i-m} = C_s \times q \times a = 0,363 \times 7769 \times 4,57 = 12888,07 \text{ kg}$$

De acuerdo con el ACI 350 se debe mayorar la tracción máxima hallada por un factor de durabilidad sanitaria $S = 1,65$

$$V_{i-m} = N_u = 1,65 \times 12888,07 = 21265,32 \text{ kg}$$

Para hallar el acero requerido por tracción se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{N_u}{0,9 f_y} = \frac{21265,32}{0,9 \times 4200} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo se distribuirá de manera equitativa entre las caras inferior y superior de la losa de cimentación.

$$A_s = A_s \text{ flexión} + A_s \text{ tracción} = 10,5 + 5,63/2 = 13,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0033 \times 100 \times 25 = 8,25 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, entonces se utiliza el área de $13,31 \text{ cm}^2$, por lo cual colocamos un acero horizontal $\emptyset 16\text{mm} @ 0,15 \text{ m}$ en el lecho superior de la losa de cimentación.

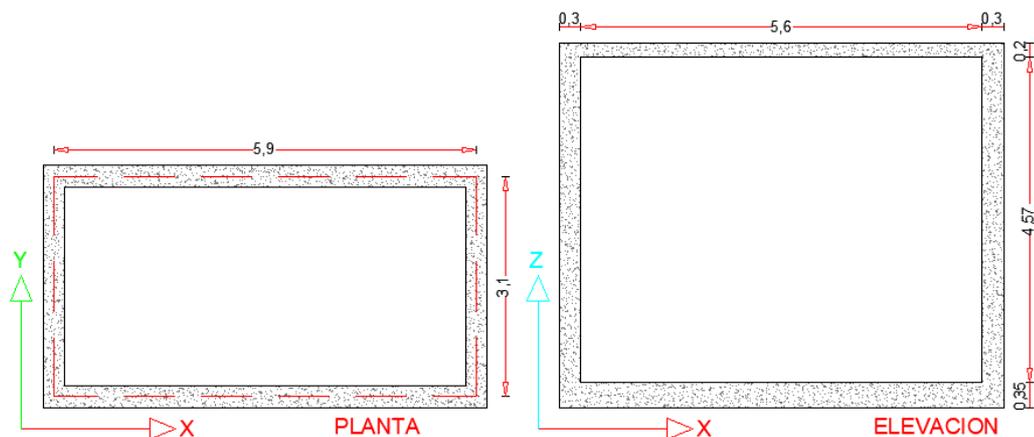
4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.2, Comparar los momentos últimos que se obtuvieron mediante el método manual ACI 350-06, análisis en SAP 2000 a través del modelamiento de la estructura para la validación de los resultados del objetivo 1 y un control de espaciamiento para evitar la fisura.

El análisis de estructuras como reservorios y reservorios para almacenamiento de líquidos está relacionado estrictamente con la interacción entre el fluido y la estructura que lo soporta, sus materiales, espacios y condiciones de borde. Para la realización del modelo se utiliza el programa Sap2000, desarrollado por CSI Computers and Structures, Inc., donde se ingresarán los siguientes datos:

- Resistencia a compresión del hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Muros con espesor $e = 0,30 \text{ m}$, y recubrimiento de $0,05 \text{ m}$.
- Losa tapa de espesor $e = 0,20 \text{ m}$, y recubrimiento de $0,05 \text{ m}$.
- Losa de fondo con un peralte $h = 0,35 \text{ m}$, y con recubrimiento de $0,075 \text{ m}$ en la base y 5 cm en la parte superior.
- Densidad del agua es $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$
- Densidad del suelo $\omega = 1800 \text{ kg/m}^3$
- Ángulo de fricción del suelo $\phi = 32^\circ$

Figura 52

Dimensiones del reservorio para modelado en el software SAP 2000



Para el modelamiento de los elementos estructurales que componen el reservorio rectangular de agua se utilizan en el software SAP 2000 los elementos área denominados Shell, los cuales para mejorar el análisis de los elementos se dividirán en pequeñas áreas denominados elementos finitos. De tal forma se procedió a dividir en pequeñas áreas de 50x50cm los elementos Shell tanto para el lado largo como para el lado corto del reservorio.

4.2.1. Modelado de los muros del reservorio.

Los muros del reservorio rectangular tendrán que resistir las presiones provocadas por el agua y las presiones del suelo aplicadas sobre las caras internas y externas correspondientemente mostradas en las figuras 54 y 55, aumentando la presión con respecto a la altura, calculadas de la siguiente forma:

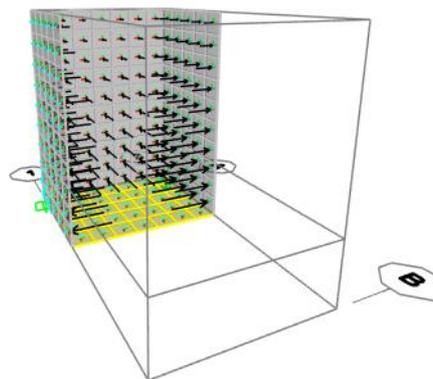
Presión ejercida por el agua:

$$P_w(z = 0) = \gamma H = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0 \text{ m} = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_w(z = 4,275) = \gamma H = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 4,275 \text{ m} = 4275 \text{ kg/m}^2$$

Figura 53

Sección del modelo en SAP 2000 con cargas de agua aplicadas.



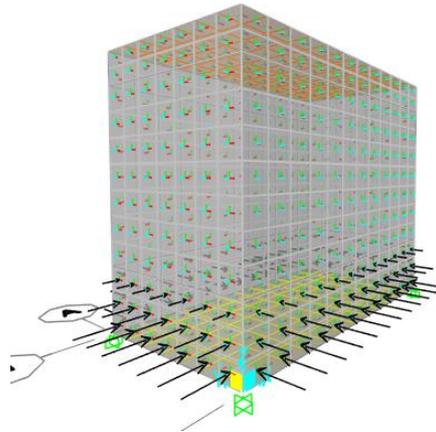
Presión ejercida por el suelo:

$$P_w(z = 0) = K_a \omega H = 0,47 \times 1800 \text{ kg/m}^3 \times 0 \text{ m} = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_w(z = 1) = K_a \omega H = 0,47 \times 1800 \text{ kg/m}^3 \times 1,175 \text{ m} = 994,05 \text{ kg/m}^2$$

Figura 54

Modelo del reservorio con la aplicación de presión de suelo.



4.2.2. Modelado de la losa de tapa del reservorio.

Este elemento estructural se someterá solo a las cargas de gravedad, tal como su peso propio (CM) y la aplicación de una sobrecarga de 500 kg/m² en la superficie de la losa de tapa del reservorio, que sirve para soportar cargas de equipos que se coloquen en la superficie del reservorio o cuando se realicen inspecciones o mantenimientos y sea necesario una o más personas sobre la superficie de la losa.

4.2.3. Modelado de la losa de fondo del reservorio.

Para simular el efecto que produce el suelo sobre la cimentación de la estructura se modelan resortes en la cara inferior de la losa, el valor de estos resortes corresponde a un llamado coeficiente de Balasto que será definido por el tipo de suelo. Las medidas del paño de losa de fondo son B = 3,1 m y L= 5,9 m, con un coeficiente de balasto para una placa de 30x30 = K30 = 4 Kg/cm³ (validado por Terzagui)

$$k_{cuadrado} = K_{30} * \left(\frac{B + 0,30}{2B} \right)^2$$
$$k_{cuadrado} = 4 * \left(\frac{3,1 + 0,30}{2 * 3,1} \right)^2 = 1,20 \text{ Kg/cm}^3$$
$$k_{rectangular} = \frac{2}{3} K_{cuadrado} * \left(\frac{1 + B}{2L} \right)$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3} * 1,20 * \left(\frac{1 + 3,1}{2 * 5,9} \right) = 1,01 \text{ Kg/cm}^3$$

$$k_{rectangular} = 1010169 \text{ Kg/m}^3$$

4.2.4. Cálculo de los esfuerzos.

Se calculan conforme al ACI 350 que afectan las combinaciones de carga por un coeficiente sanitario S = 1,3, también un factor de empuje producido por el agua de 1,7.

Para diseñar los muros del reservorio se consideran los esfuerzos producidos por la carga muerta (CM), carga viva (CV) y el empuje del agua (CL), de la siguiente manera:

$$\text{COMB 1} = 1,3 \times (1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} + 1,7 \text{ CL})$$

Para modelar el efecto que produce el suelo (CE), la combinación será:

$$\text{COMB 2} = 1,3 \times (1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} + 1,7 \text{ CE})$$

Para el diseño de la losa de tapa y de fondo solo se consideran los efectos de cargas aplicadas a gravedad tales como la carga muerta (CM) y carga viva (CV):

$$\text{COMB 3} = 1,3 \times (1,3 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV})$$

Al concluir el modelado de la estructura en el software SAP 2000, el mismo nos muestra los resultados del análisis detallando los momentos, las fuerzas axiales y cortantes. El software SAP 2000 define una nomenclatura de trabajo para mostrar los resultados del análisis de tal forma que para conocer los momentos verticales paralelos al eje z, es necesario presentar el momento M22; mientras que para conocer los momentos horizontales paralelos al eje X o Y respectivamente con el análisis de la cara, es necesario presentar los momentos M11.

4.2.5. Diseño de los muros del reservorio.

Diseño del muro largo para Condición de Carga 1

Se muestra el diagrama de momentos M22 con la respectiva escala de colores en la figura 56, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en la zona inferior central de la pared, cuyos valores se describen en la Tabla 30 para diseñar el acero vertical.

Figura 55

Momentos M22 para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.

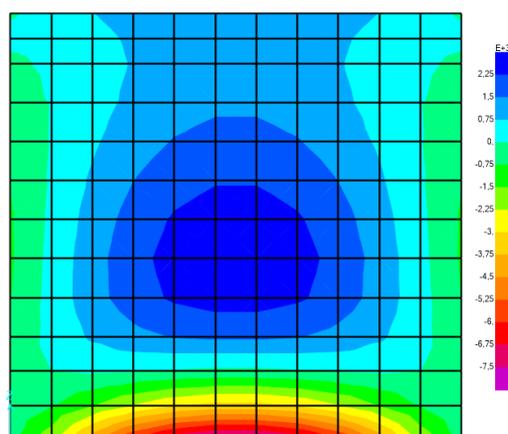


Tabla 30

Diseño del acero vertical para el muro largo Condición de carga 1.

Diseño acero vertical muro largo – (M22)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-8150,68	2810,15	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	4075,34	1405,08	Kg-m
	Ku	14,1505	4,8788	
Cuantía requerida	ρ	0,0039	0,0013	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0033	0,0033	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0039	0,0033	
As calculado	As cal	4,68	3,96	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	16	mm
Espaciamiento	s	12,5	25	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12mm@12,5cm$	$\Phi 16mm@25cm$	
Acero colocado	As col	5,08	3,99	cm ²

Se muestra el diagrama de momentos M11 con la respectiva escala de colores en la figura 50, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en los bordes laterales de la pared, cuyos valores se describen en la Tabla 31 para diseñar el acero horizontal.

Figura 56

Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.

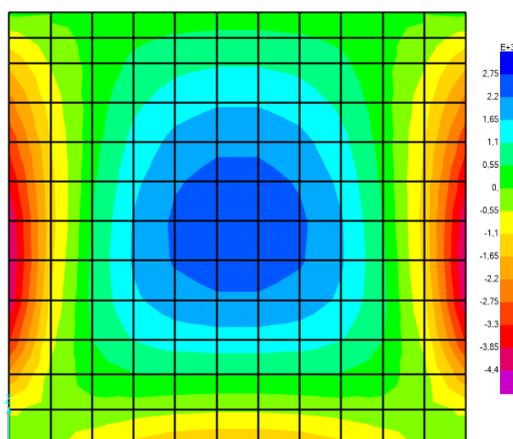


Tabla 31

Diseño del acero horizontal para el muro largo Condición de carga 1.

Diseño acero horizontal muro largo – (M11)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	Cm
Peralte	e	30	30	Cm
Peralte efectivo	d	24	24	Cm
Momento de tablas (B)	M	-4513,02	2572,03	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	2256,51	1286,02	Kg-m
	Ku	7,8351	4,4653	
Cuantía requerida	ρ	0,0021	0,0012	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	m
Acero colocado	As col	Φ12mm@16,5cm	Φ12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Diseño del muro largo para Condición de Carga 2

Se muestra el diagrama de momentos M22 con la respectiva escala de colores, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en la zona inferior central del muro, cuyos valores se describen en la Tabla 32 para diseñar el acero vertical.

Figura 57

Momento M22 para el diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio calculado en SAP 2000.

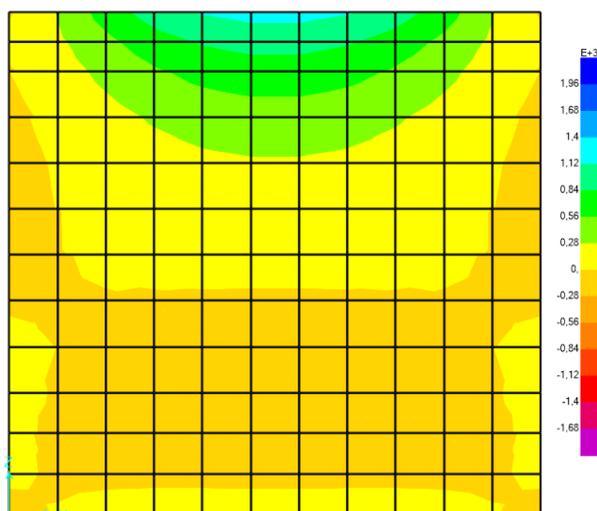


Tabla 32

Diseño del acero vertical para el muro largo Condición de carga 2.

Diseño acero vertical muro largo – (M22)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-173,27	1214,03	Kg-m/m
Momento (Ax B)	Mu	86,63	607,02	Kg-m
	Ku	0,3008	2,1077	
Cuantía requerida	ρ	0,00008	0,00056	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	Ø 12mm@16,5cm	Ø 12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Se muestra el diagrama de momentos M11 en la Figura 59 con la respectiva escala de colores, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en los bordes laterales de la pared, cuyos valores se describen en la Tabla para diseñar el acero horizontal.

Figura 58

Momentos M11 para el diseño del acero horizontal del muro largo del reservorio (SAP 2000)

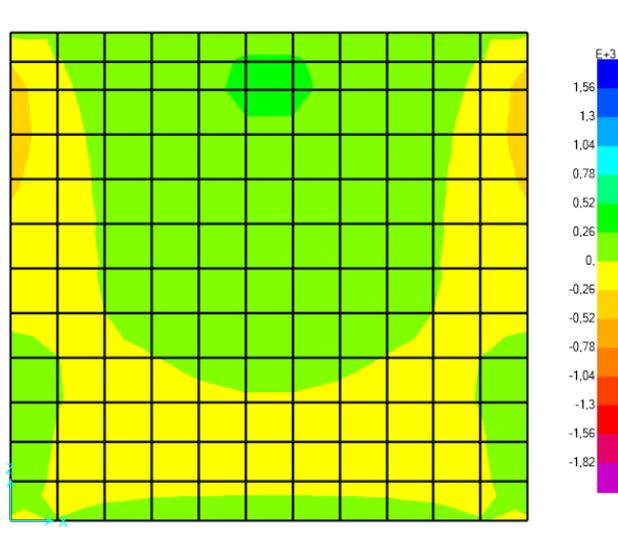


Tabla 33

Diseño del acero horizontal para el muro largo Condición de carga 2.

Diseño acero horizontal muro largo – (M11)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-396,12	269,54	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	198,06	134,77	Kg-m
	Ku	0,6877	0,4679	
Cuantía requerida	ρ	0,00018	0,00	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@16,5\text{cm}$	$\Phi 12\text{mm}@16,5\text{cm}$	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Diseño del muro corto para Condición de Carga 1

Se muestra el diagrama de momentos M22 en la Figura 60 con la respectiva escala de colores, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en la zona inferior central de la pared, cuyos valores se describen en la Tabla 34 para diseñar el acero vertical.

Figura 59

Momentos M22 para el diseño del acero vertical en el muro corto del reservorio calculado en el software SAP 2000.

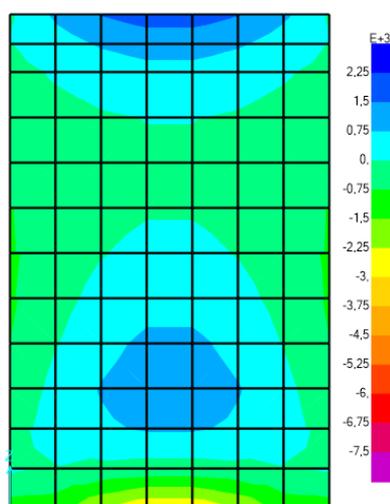


Tabla 34

Diseño del acero vertical para el muro corto Condición de carga 1.

Diseño acero vertical muro corto – (M22)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-3000,46	1850,38	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	1500,23	925,19	Kg-m
	Ku	5,2091	3,2125	
Cuantía requerida	ρ	0,0016	0,00085	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@16,5cm	Φ12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Se muestra el diagrama de momentos M11 en la Figura 61 con la respectiva escala de colores, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en los bordes laterales del muro, cuyos valores se describen en la Tabla 35 para diseñar el acero horizontal.

Figura 60

Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.

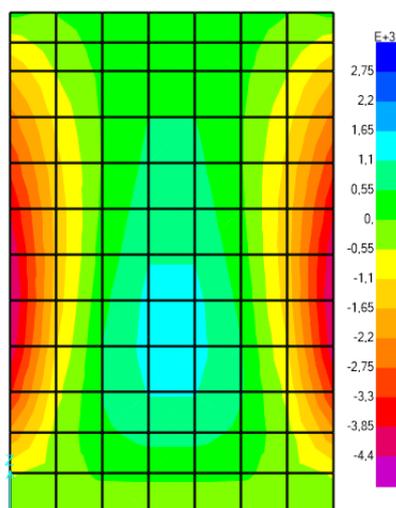


Tabla 35

Diseño del acero horizontal para el muro corto Condición de carga 1.

Diseño acero horizontal muro corto – (M11)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-4533,18	1293,83	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	2266,59	646,915	Kg-m
	Ku	7,8701	2,2462	
Cuantía requerida	ρ	0,0021	0,00059	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@16,5cm	Φ12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Diseño del muro corto para Condición de Carga 2

Se muestra el diagrama de momentos M22 en la Figura 62 con la respectiva escala de colores, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en la zona inferior central del muro, cuyos valores se describen en la Tabla 36 para diseñar el acero vertical de refuerzo.

Figura 61

Momentos M22 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.

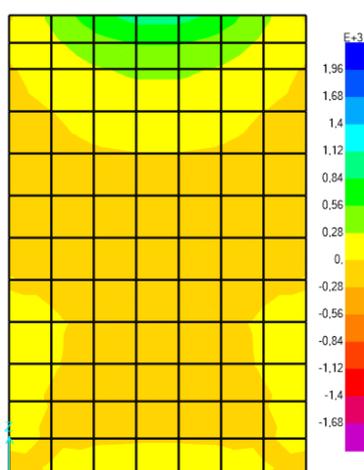


Tabla 36

Diseño del acero vertical para el muro corto Condición de carga 2.

Diseño acero vertical muro corto – (M22)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-94,47	955,12	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	47,24	477,56	Kg-m
	Ku	0,1640	1,6582	
Cuantía requerida	ρ	0,00004	0,0004	
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@16,5cm	Φ12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

Se muestra el diagrama de momentos M11 con la respectiva escala de colores en la Figura 63, donde es posible observar que los momentos máximos están ubicados en los bordes laterales de la pared, cuyos valores se describen en la Tabla 37 para diseñar el acero horizontal.

Figura 62

Momentos M11 para el diseño del acero horizontal en el muro corto del reservorio calculado con el software SAP 2000.

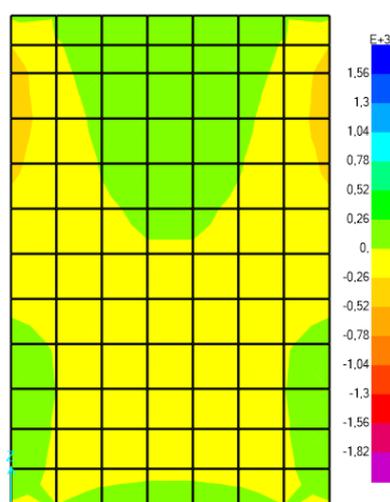


Tabla 37

Diseño del acero horizontal para el muro corto Condición de carga 2.

Diseño acero horizontal muro corto – (M11)				
Long. Elemento finito (A)	b	50	50	cm
Peralte	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-396,54	201,44	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	198,27	100,72	Kg-m
	Ku	0,6884	0,3497	
Cuantía requerida	ρ	0,00018	0,00009	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	0,0030	
As calculado	As cal	3,6	3,6	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	16,67	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@16,5cm	Φ12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	3,81	cm ²

4.2.6. Diseño de la losa de tapa del reservorio.

Diseñado para cargas de gravedad CV y CM. En el software se obtiene el diagrama de momentos M22 con la respectiva escala de colores mostrada en la figura 64, donde se distingue los momentos negativos máximos en los bordes de la losa y los positivos máximos en el centro de la losa mostrados en las tablas respectivamente.

Figura 63

Momentos M22 para el diseño de la losa de tapa del reservorio en el lado corto calculado en el software SAP 2000.

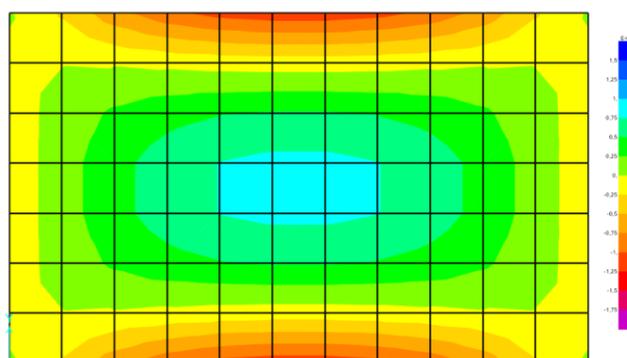


Tabla 38

Diseño del acero negativo para losa de tapa.

Diseño del acero negativo lado corto (M22)			
Long. Elemento finito (A)	b	50	cm
Espesor	h	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-1169,90	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	584,95	Kg-m
	Ku	5,9689	
Cuantía requerida	ρ	0,0016	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	2,1	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	mm
Espaciamiento	s	30,3	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@30\text{cm}$	
Acero colocado	As col	2,54	cm ²

Tabla 39*Diseño del acero positivo para losa de tapa.*

Diseño del acero positivo lado corto (M22)			
Long. Elemento finito (A)	b	50	cm
Espesor	h	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	887,14	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	443,57	Kg-m
	Ku	4,1712	
Cuantía requerida	ρ	0,0011	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	2,1	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	mm
Espaciamiento	s	30,3	cm
Acero colocado	As col	Φ12mm@30cm	
Acero colocado	As col	2,54	cm ²

El acero que se coloca a lo largo de forma perpendicular hacia el acero principal se conoce como acero de retracción y temperatura que esta correlacionada con la separación entre las juntas, de acuerdo con el ACI 350-06 al no tener juntas mayores de 6 metros, se utiliza la cuantía de acero de 0,0030.

$$As T^{\circ} = 0,0030 \times b \times e = 1/2 \times 0,0030 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

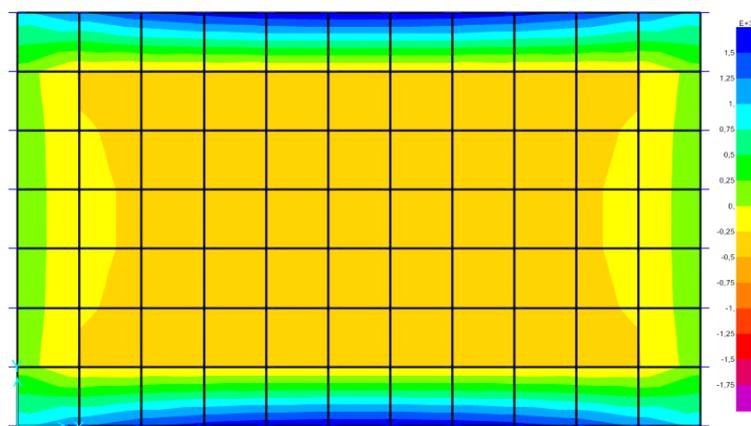
De acuerdo con el área de acero a temperatura hallado seleccionamos un acero de refuerzo de Ø 12mm, entonces colocaremos Ø 12mm@ 0,30 cm en cada cara de la losa de tapa del reservorio.

4.2.7. Diseño de losa de fondo del reservorio.

Para el diseño de la losa de fondo del reservorio se ejecuta el análisis con las reacciones del suelo, el software muestra los momentos M22 con los colores equivalentes mostrados en la figura 65, donde es posible ver los momentos negativos máximos y positivos máximos, estos valores se muestran en las tablas 40 y 41 con las cuales se hace el respectivo diseño.

Figura 64

Momentos M22 en lado corto de la losa de fondo del reservorio para su diseño calculado con el software SAP 2000.

**Tabla 40**

Diseño del acero negativo para losa de fondo.

Diseño del acero negativo lado corto (M22)			
Long. Elemento finito (A)	b	50	cm
Espesor	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento de tablas (B)	M	-321,75	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	160,88	Kg-m
	Ku	0,5148	
Cuantía requerida	ρ	0,0001	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	3,75	cm ²
Refuerzo elegido	\emptyset	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	cm
Acero colocado	As col	$\Phi 12\text{mm}@16,5\text{cm}$	
Acero colocado	As col	3,81	cm ²

Tabla 41

Diseño del acero positivo para losa de fondo.

Diseño del acero positivo lado corto (M22)			
Long. Elemento finito (A)	b	50	cm
Espesor	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm

Momento de tablas (B)	M	1729,88	Kg-m/m
Momento (AxB)	Mu	864.94	Kg-m
	Ku	2,7678	
Cuantía requerida	ρ	0,00056	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0030	
Cuantía seleccionada	ρ	0,0030	
As calculado	As cal	3,75	cm ²
Refuerzo elegido	Ø	12	mm
Espaciamiento	s	16,67	cm
Acero colocado	As col	Ø12mm@16,5cm	
Acero colocado	As col	3,81	cm ²

Colocado de forma perpendicular hacia el acero principal y esta correlacionada con la separación entre las juntas, de acuerdo con el ACI 350-06 en las tablas del ítem 7.12.2.1 menciona que, al no tener juntas mayores de 6 metros, se utiliza la cuantía de acero de 0,0030.

$$As T^{\circ} = 0,0030 \times b \times e = 1/2 \times 0,0030 \times 100 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el área de acero a temperatura hallado seleccionamos una varilla de Ø 12mm, entonces colocaremos Ø 12mm@ 0,225 m en cada cara de la losa.

4.2.8. Resumen de resultados.

Al concluir el diseño de los elementos estructurales que componen el reservorio como tales muros, losa de tapa y fondo, aplicando una metodología manual con el uso de tablas de la PCA y con el software SAP 2000 con los criterios establecidos por el ACI 350-06, verificamos y comparamos los resultados de los métodos empleados para selección del diseño definitivo.

En la tabla 42 se muestran los resúmenes de resultados del diseño de muros donde se comparan los refuerzos hallados en cada diseño, para resistir las condiciones de carga impuestas cuando este en servicio.

Tabla 42*Resumen de resultados del diseño de los muros del reservorio.*

RESUMEN DE RESULTADOS (MUROS)											
	METODO	CONC	VERTICAL				HORIZONTAL				
			CARGA	M	As req	As colocado	M	As req	As colocado		
LADO LARGO	MANUAL (PCA)	1	-11390,2	13,2	Ø 12mm @ 10 cm	13,97	-6749,76	7,67	Ø 12 @ 16,5 cm	8,89	
			4429,53	7,2	Ø 12mm @ 18cm	7,62	2531,16	7,2	Ø 12 @ 17,5 cm	7,62	
		2	-1377	7,2	Ø 12mm @ 17,5 cm	7,62	-816	7,2	Ø 12 @ 17,5 cm	7,62	
			535,5	7,2	Ø 12mm @ 17,5 cm	7,62	306	7,2	Ø 12 @ 17,5 cm	7,62	
	SAP 2000	1	-8150,68	4,68	Ø 12mm @ 12,5 cm	5,08	-4513,02	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81	
			2810,15	3,96	Ø 16mm @ 25 cm	3,99	2572,03	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81	
		2	-173,27	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	-396,12	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81	
			1214,03	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	269,54	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81	
		MANUAL (PCA)	1	-6960,7	7,9	Ø 12mm @ 16cm	8,89	-6749,76	7,2	Ø 12 @ 17,5cm	7,62
				2320,2	7,2	Ø 12mm @ 17,5cm	7,62	2531,16	7,2	Ø 12 @ 17,5cm	7,62
2	-841,5		7,2	Ø 12mm @ 17,5cm	7,62	-816	7,2	Ø 12 @ 17,5cm	7,62		
	280,5		7,2	Ø 12mm @ 17,5cm	7,62	306	7,2	Ø 12 @ 17,5cm	7,62		
SAP 2000	1	-3000,46	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	-4533,18	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81		
		1850,38	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	1293,83	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81		
	2	-94,47	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	-396,54	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81		
		955,12	3,6	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81	201,44	3,6	Ø 12 @ 16,5 cm	3,81		

En la Tabla 43 se muestran los resúmenes de resultados del diseño de losa de tapa donde se comparan los refuerzos hallados en cada diseño, para resistir las condiciones de carga impuestas cuando este en servicio.

Tabla 43*Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del reservorio.*

RESUMEN DE RESULTADO (LOSA DE TAPA)		
METODO	LADO LARGO	LADO CORTO

	As temperatura	As colocado		M	As req	As colocado	
CLÁSICO	3	Ø 12mm @ 30 cm	5,8	-750,38	4,2	Ø 12mm @ 30 cm	5,8
	3	Ø 12mm @ 30 cm	5,8	594,2	6	Ø 12mm @ 20 cm	7,62
SAP 2000	3	Ø 12mm @ 30 cm	3,6	-1169,9	2,1	Ø 12mm @ 30 cm	2,54
	3	Ø 12mm @ 30 cm	3,6	817,55	2,1	Ø 12mm @ 30 cm	2,54

En la Tabla 44 se muestran los resúmenes de resultados del diseño de losa de fondo donde se comparan los refuerzos hallados en cada diseño, para resistir las condiciones de carga impuestas cuando este en servicio.

Tabla 44

Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del reservorio.

RESUMEN DE RESULTADO (LOSA DE FONDO)							
METODO	LADO LARGO				LADO CORTO		
	As Temperatura	As colocado		M	As req.	As colocado	
CLÁSICO	5,25	Ø 12mm @ 22,5 cm	6,35	-4110,48	7,5	Ø 12mm @ 15 cm	8,89
	5,25	Ø 12mm @ 22,5 cm	6,35	2839,81	10,5	Ø 16mm @ 17,5 cm	11,94
SAP 2000	5,25	Ø 12mm @ 22,5 cm	6,35	-321,75	3,75	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81
	5,25	Ø 12mm @ 22,5 cm	6,35	1729,88	3,75	Ø 12mm @ 16,5 cm	3,81

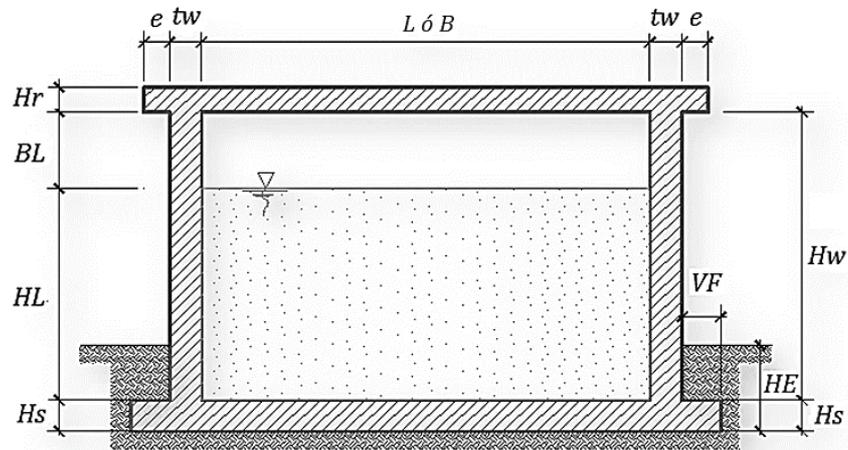
De acuerdo con las comparaciones se adopta el método más conservador que nos define mayor cantidad de acero y una separación entre varillas menor, siendo este el diseño estructural definitivo para el reservorio, que resistirá las cargas producidas por el agua y suelo, además de estar reforzado en las juntas para evitar la fisuración.

4.2.9. Modelo hidrodinámico para diseño del reservorio.

Se realizó el análisis del reservorio rectangular con el uso de las características geométricas del reservorio y de los materiales que componen la estructura mostrando en la figura 66 un esquema.

Figura 65

Características geométricas del reservorio.



Longitud	5,60 m
Ancho	2,80 m
Altura del Líquido (HL)	4,10 m
Borde Libre (BL)	0,47 m
Altura Total del Reservorio (HW)	4,57 m
Espesor de Muro (tw)	0,30 m
Espesor de Losa Techo (Hr)	0,20 m
Sobrecarga en la tapa	500 kg/m ²
Espesor de la losa de fondo (Hs)	0,35 m
Espesor de la zapata	0,35 m
Peso Propio del suelo (gm):	1,80 ton/m ³
Profundidad de cimentación (HE):	1,00 m
Angulo de fricción interna (Ø):	32,00 °
Presión admisible de terreno (st):	4,60 kg/cm ²
Resistencia del Concreto (f'c)	280 kg/cm ²
Ec del concreto	252.671 kg/cm ²
Fy del Acero	4.200 kg/cm ²
Peso específico del concreto	2.400 kg/m ³
Peso específico del líquido	1.000 kg/m ³
Aceleración de la Gravedad (g)	9,81 m/s ²
Peso del muro	59.227,20 kg

Peso de la losa de techo	10.118,40 kg
Recubrimiento Muro	0,05 m
Recubrimiento Losa de techo	0,03 m
Recubrimiento Losa de fondo	0,075 m

El modelo equivalente planteado por Housner, (1963) permitió calcular las masas impulsivas y convectivas con sus respectivas alturas para aplicar, este criterio es adoptado por el ACI 350-06 para ejecutar un análisis hidrodinámico.

Cálculo del coeficiente de masa efectiva:

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

$$\varepsilon = 0,79$$

Cálculo de la componente impulsiva (W_i):

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tan \left[0.866 \left(L/H_L \right) \right]}{0.866 \left(L/H_L \right)}$$

$$W_i = 45021 \text{ kg}$$

Cálculo de la componente Convectiva (W_c):

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(L/H_L \right) \tan \left[3.16 \left(H_L/L \right) \right]$$

$$W_c = 22732 \text{ Kg}$$

Cálculo de la masa del muro (m_w):

$$m_w = H_w t_w (\gamma_c / g)$$

$$m_w = 335 \text{ Kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$$

Cálculo de masa impulsiva del líquido (m_i):

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

$$m_i = 820 \text{ Kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$$

Cálculo de la masa por unidad de ancho (m):

$$m = m_w + m_i$$

$$m = 1155 \text{ Kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$$

Cálculo de rigidez de estructura (k):

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

$$k = 12513580 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

Cálculo de la altura sobre la base del muro al C.G. del muro (h_w):

$$h_w = 0.5H_w$$

$$h_w = 2,29 \text{ m}$$

Cálculo de la altura al C.G. de la componente impulsiva (h_i):

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

$$h_i = 1,54 \text{ m}$$

Cálculo de la altura resultante (h):

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

$$h = 1,76 \text{ m}$$

Cálculo de la altura al C.G. de la componente compulsiva (h_c):

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

$$h_c = 2,65 \text{ m}$$

Cálculo de la Frecuencia de vibración natural de la componente convectiva (ω_c):

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad \lambda = \sqrt{3.16g \tanh[3.16(H_L/L)]}$$

$$\omega_c = 2,33 \text{ rad/s}$$

Cálculo del periodo natural de vibración correspondiente a T_i:

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

$$T_i = 0,05 \text{ seg}$$

Cálculo del periodo natural de vibración correspondiente a T_c :

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

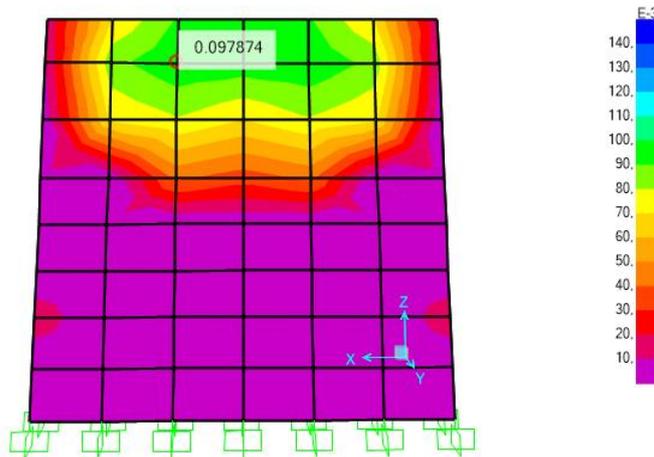
$$T_c = 2,70 \text{ seg}$$

Se modeló en el software SAP 2000, con la aplicación de cada una de las cargas calculadas, teniendo como resultado los siguientes refuerzos para los muros del reservorio de agua necesarios para soportar las cargas producidas por el agua y presión del suelo sobre los muros.

El acero requerido para la cara top del muro largo mostrado en la Figura 67 que es la cara exterior de los muros en la dirección 1 que se refiere al sentido horizontal un acero de refuerzo de $0,097874 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $9,78 \text{ cm}^2$.

Figura 66

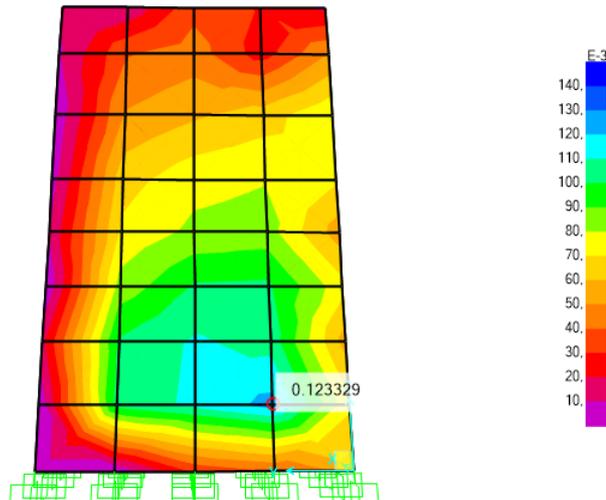
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 1.



El acero requerido para la cara top del muro corto mostrado en la Figura 68 que es la cara exterior de los muros en la dirección 1 que se refiere al sentido horizontal un acero de refuerzo de $0,123329 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $12,33 \text{ cm}^2$.

Figura 67

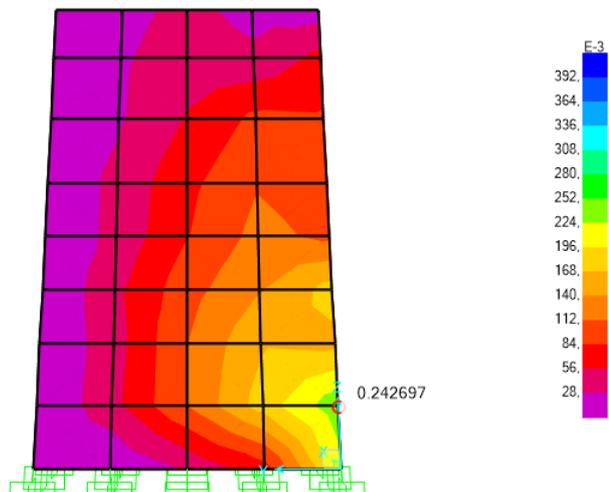
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 1, muro corto.



El acero requerido para la cara top del muro corto mostrado en la Figura 69 que es la cara exterior de los muros en la dirección 2 que se refiere al sentido vertical un acero de refuerzo de $0,242697 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $24,27 \text{ cm}^2$.

Figura 68

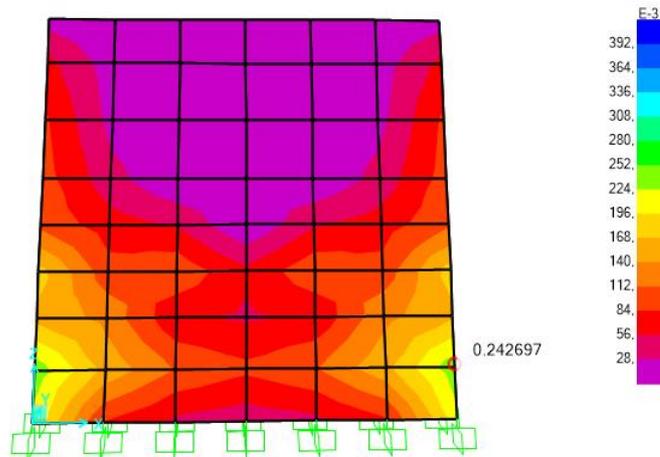
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 2.



El acero requerido para la cara top del muro largo mostrado en la Figura 70 que es la cara exterior de los muros en la dirección 2 que se refiere al sentido vertical un acero de refuerzo de $0,242697 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $24,27 \text{ cm}^2$.

Figura 69

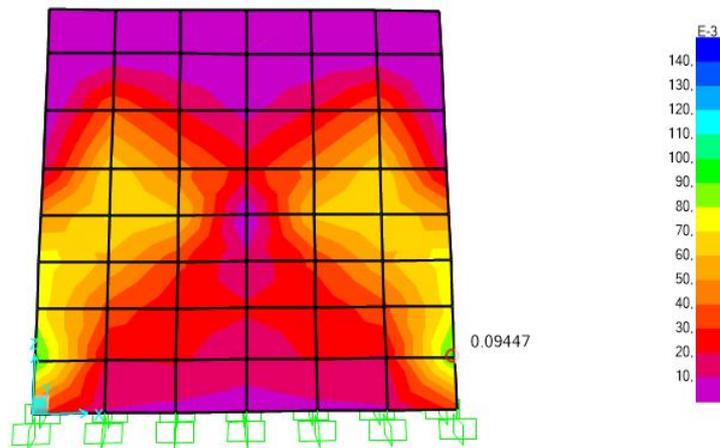
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Top dirección 2.



El acero requerido para la cara bottom del muro corto mostrado en la Figura 71 que es la cara interior de los muros en la dirección 1 que se refiere al sentido horizontal un acero de refuerzo de $0,09447 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $9,44 \text{ cm}^2$.

Figura 70

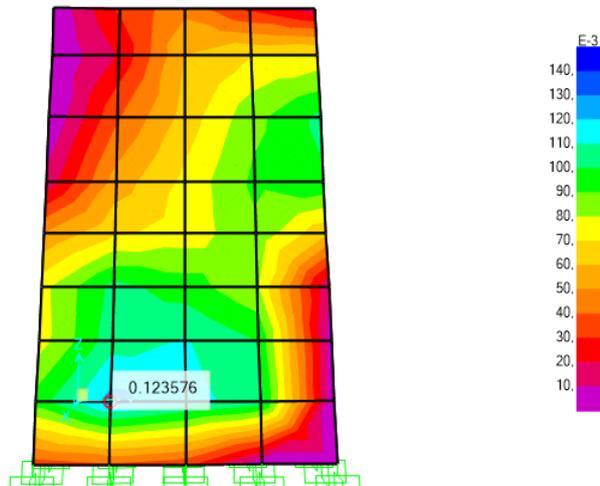
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 1.



El acero requerido para la cara bottom del muro corto mostrado en la Figura 72 que es la cara interior de los muros en la dirección 1 que se refiere al sentido horizontal un acero de refuerzo de $0,123576 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $12,35 \text{ cm}^2$.

Figura 71

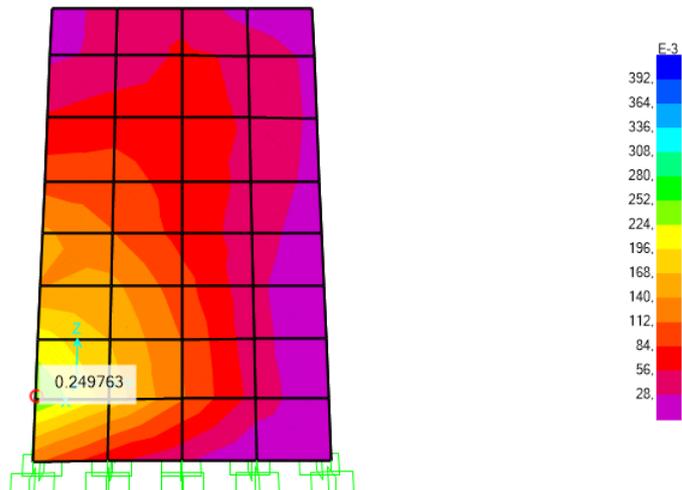
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 1.



El acero requerido para la cara bottom del muro corto mostrado en la Figura 73 que es la cara interior de los muros en la dirección 2 que se refiere al sentido vertical un acero de refuerzo de $0,249763 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $24,97 \text{ cm}^2$.

Figura 72

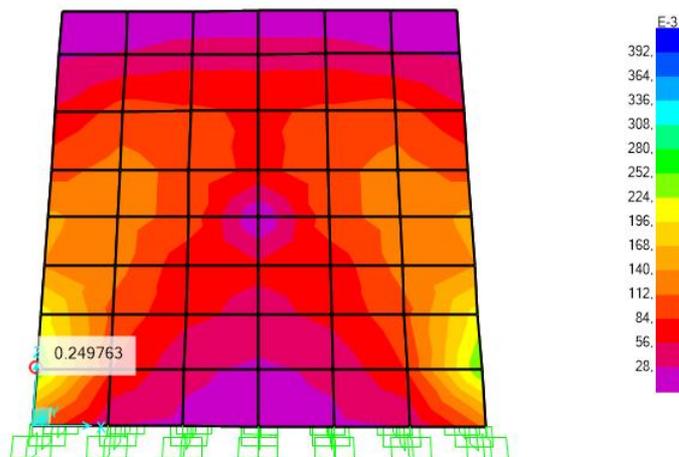
Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 2.



El acero requerido para la cara bottom del muro largo mostrado en la Figura74 que es la cara interior de los muros en la dirección 2 que se refiere al sentido vertical un acero de refuerzo de $0,249763 \text{ cm}^2/\text{cm}$, que por 100 cm lineales se tiene un área de acero de $24,97 \text{ cm}^2$.

Figura 73

Área de acero de refuerzo en zona crítica de cara Bottom dirección 2.



4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS OE.3, Elaborar la valoración económica del reservorio mediante el desarrollo de un presupuesto para determinar el costo final de la estructura.

Los resultados de la valoración económica mediante el análisis de precios unitarios nos permitieron conocer los valores de cada rubro para la construcción del reservorio, en este caso se obtuvieron 19 rubros del diseño estructural del reservorio rectangular del presente proyecto de investigación. Luego de este paso se calculó los volúmenes de material necesarios y su rendimiento para definir finalmente el presupuesto general.

4.3.1 Desglose de los rubros del reservorio rectangular.

A continuación, se hará un detalle de cada rubro necesario para la construcción del reservorio de agua, denominado análisis de precios unitarios, analizando el rendimiento de la mano de obra, así como del material, equipos, maquinarias, herramientas menores, con un 15% para indirectos y utilidades del valor de cada rubro para la construcción del reservorio.

Tabla 45

Análisis de precios unitarios del rubro 1 Cartel de Obra.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	1				UNIDAD:	U
DETALLE:	Cartel de obra					
EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	CAN T. A	TARIFA B	COSTO HORA C = A * B	REND. R	COSTO D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,00	\$ 0,00	1,00	\$ 0,00	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,00	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CAN T. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C = A * B	REND. R	COSTO D=C*R	
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 4,01	\$ 4,01	0,02	\$ 0,08	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,08	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
LETRERO DE OBRA	u	1,00	\$ 150,00	\$ 150,00		
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 150,00	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
				\$ -		
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 150,08	
INDIRECTOS Y					\$ -	
UTILIDADES					15,00 %	
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ 22,51	
VALOR OFERTADO					\$ 172,60	

Tabla 46

Análisis de precios unitarios del rubro 2 Limpieza y desbroce

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2			UNIDAD:	M2	
DETALLE:	Limpieza y Desbroce					
EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIE NTO R	COSTO D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,01	\$ 0,01	1,00	\$ 0,01	
RETROEXCAVADORA	1,0	\$ 30,00	\$ 40,00	0,02	\$ 0,80	
				<i>SUBTOTAL M</i>	\$ 0,81	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIE NTO R	COSTO D=C*R	
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 4,01	\$ 4,01	0,02	\$ 0,08	
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA	1,00	\$ 3,83	\$ 3,83	0,02	\$ 0,08	
				<i>SUBTOTAL N</i>	\$ 0,16	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD D A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
	u	0,00	\$ -	\$ -		
				<i>SUBTOTAL O</i>	\$ -	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD D A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
				\$ -		
				<i>SUBTOTAL P</i>	\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 0,96	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					15,00 %	
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ 1,11	
VALOR OFERTADO					\$ 1,11	

Tabla 48

Análisis de precios unitarios del rubro 4 Trazado y replanteo

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	4				UNIDAD:	M2
DETALLE	Trazado y replanteo					
:						
EQUIPO						
DESCRIPCION	CANTIDAD		COSTO	RENDIMIE	COSTO	
	AD	TARIFA	HORA	NTO		
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,02	\$ 0,02	1,00	\$ 0,02	
Equipo topográfico	1,0	\$ 4,00	\$ 4,00	0,04	\$ 0,16	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,18	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/	COSTO	RENDIMIE	COSTO	
	AD	HR	HORA	NTO		
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
PEON (EO E2)	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,050	\$ 0,17	
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,020	\$ 0,08	
TOPOGRAFO	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,020	\$ 0,08	
CADENERO	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,020	\$ 0,07	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,39	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	PRECIO	COSTO		
		D	UNIT.			
		A	B	C=A*B		
TABLAS DE ENCOFRADO SEMIDURAS	u	0,01	\$ 5,00	\$ 0,035		
CUARTON SEMIDURAS	u	0,02	\$ 3,00	\$ 0,051		
PINTURA DE CAUCHO	Gln	0,00	\$ 15,62	\$ 0,004		
CLAVO DE 2" x 8	Lb	0,00	\$ 0,85	\$ 0,002		
CEMENTINA (25 Kg)	sc	0,00	\$ 1,60	\$ 0,0001		
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 0,092		
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	TARIFA	COSTO		
		D	B			
		A	B	C=A*B		
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 0,66	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 %					\$ 0,10	
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ 0,76	
VALOR OFERTADO					\$ 0,76	

Tabla 49

Análisis de precios unitarios del rubro 5 Excavación y desalojo a máquina.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	5				UNIDAD:	M2
DETALLE:	Excavación y Desalojo a máquina (Cimentación Reservorio)					
EQUIPO						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,01	\$ 0,01	1,00	\$ 0,01	
VOLQUETA 8M3	1,0	\$ 30,00	\$ 30,00	0,200	\$ 6,00	
RETROEXCAVADORA 75 HP	1,0	\$ 25,00	\$ 25,00	0,030	\$ 0,75	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 6,76	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
PEON (EO E2)	1,00	\$ 3,58	\$ 3,41	0,01600	\$ 0,05	
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 4,01	\$ 3,82	0,00160	\$ 0,01	
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA	1,00	\$ 3,83	\$ 3,82	0,01600	\$ 0,06	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,12	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
		D	B	C=A*B		
		A				
		0,00	\$ -	\$ -		
		0,00	\$ -	\$ -		
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ -	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		D	B	C=A*B		
		A				
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 6,88	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					15,00 %	
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ 7,91	
VALOR OFERTADO					\$ 7,91	

Tabla 50

Análisis de precios unitarios del rubro 6 Relleno compactado con material del sitio.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	6	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Relleno compactado con material de sitio				
EQUIPO					
DESCRIPCION	CANT.	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 0,19	\$ 0,19	1,00	\$ 0,19
PLANCHA VIBROAPISONADORA	1,0	\$ 2,20	\$ 2,20	0,530	\$ 1,17
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 1,36
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
PEON (EO E2)	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,53000	\$ 1,81
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,05000	\$ 0,19
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	1,00	\$ 3,50	\$ 3,50	0,53000	\$ 1,86
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 3,85
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
		0,00	\$ -	\$ -	
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
				\$ -	
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 5,21
INDIRECTOS Y UTILIDADES					
				15,00 %	\$ 0,78
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ 5,99
VALOR OFERTADO					\$ 5,99

Tabla 51

Análisis de precios unitarios del rubro 7 Desalojo del material sobrante.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	7				UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Desalojo de material sobrante					
EQUIPO						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,02	\$ 0,02	1,00	\$ 0,02	
VOLQUETA DE 8 M3	1,0	\$ 30,00	\$ 30,00	0,03	\$ 0,90	
RETROEXCAVADORA 75HP	1,0	\$ 25,00	\$ 25,00	0,03	\$ 0,75	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 1,67	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
PEON (EO E2)	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,03000	\$ 0,10	
OPERADORES DE EQUIPO PESADO	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,03000	\$ 0,11	
CHOFER PROFESIONAL LICENCIA E	1,00	\$ 3,89	\$ 3,89	0,03000	\$ 0,12	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,33	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
		A	B	C=A*B		
				\$ -		
			\$ -	\$ -		
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ -	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C=A*B		
				\$ -		
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	

			\$
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2,00	\$
INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00		\$
	%	0,30	\$
COSTO TOTAL DE RUBRO		2,30	\$
VALOR OFERTADO		2,30	\$

Tabla 52

Análisis de precios unitarios del rubro 8 Hormigón de losa de cimentación f'c =280 kg/cm2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	8			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Hormigón de losa de cimentación f'c =280 kg/cm ²				
EQUIPO					
DESCRIPCION	CANT.	TARIFA	COSTO HORA	REND.	COSTO D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
H MENOR	1,0	\$ 2,15	\$ 2,15	1,00	\$ 2,15
CONCRETERA DE 1 SACO	1,0	\$ 2,10	\$ 2,10	1,00	\$ 2,10
VIBRADOR DE MANGUERA	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 5,25
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD AD	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO O D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
PEON (EO E2)	10,00	\$ 3,41	\$ 34,10	1,00000	\$34,10
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,50000	\$ 1,91
ALBAÑIL	2,00	\$ 3,45	\$ 6,90	1,00000	\$ 6,90
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 42,91
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO C=A* B	
		A	B	B	
CEMENTO TIPO GU SACO 50 KG	SACO	8,25	\$ 7,90	\$65,18	
ARENA	M3	0,65	\$ 11,00	\$ 7,15	

RIPIO	M3	0,95	\$ 18,00	\$17,10
AGUA	m3	0,18	\$ 0,66	\$ 0,12
		0,00	\$ -	\$ -
<i>SUBTOTAL O</i>				\$89,54

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A* B
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -
				\$
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				137,70
INDIRECTOS Y UTILIDADES			15,00 %	\$20,65
COSTO TOTAL DE RUBRO				\$158,35
VALOR OFERTADO				\$ 158,35

Tabla 53

*Análisis de precios unitarios de rubro 9 Acero de refuerzo losa de cimentación
fy=4200 kg/cm²*

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:	9	UNIDAD:	Kg
DETALLE:	Acero de refuerzo losa de cimentación fy=4200 kg/cm ²		

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COST O D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
H MENOR	1,0	\$ 0,02	\$ 0,02	1,00	\$ 0,02
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,02

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COST O D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
PEON	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,0500	\$ 0,17
ALBAÑIL	1,00	\$ 3,45	\$ 3,45	0,0500	\$ 0,17
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,34

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COST O
		A	B	C=A*B
ALAMBRE DE AMARRE #18	kg	0,05	\$ 0,80	\$ 0,04
ACERO DE REFUERZO f'c = 4200 Kg/cm2	kg	1,05	\$ 0,81	\$ 0,85
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 0,89
TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COST O
		A	B	C=A*B
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				\$ 1,25
INDIRECTOS Y UTILIDADES			15,00 %	\$ 0,19
COSTO TOTAL DE RUBRO				\$ 1,44
VALOR OFERTADO				\$ 1,44

Tabla 54

*Análisis de precios unitarios de rubro 10 Replanteo de H.S. f'c=140 kg/cm²
e=5cm*

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	10			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Replanteo de H.S. fy = 140 Kg/cm ² e=5 cm				
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANT.	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 2,15	\$ 2,15	1,00	\$ 2,15
CONCRETERA 1	1,0	\$ 2,10	\$ 2,10	1,00	\$ 2,10
SACO	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
VIBRADOR DE MANGUERA	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 5,25
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANT.	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO

	A	B	C = A * B	R	D=C*R
PEON (EO E2)	10,00	\$ 3,41	\$ 34,10	1,00000	\$ 34,10
ALBAÑIL (EO D2)	2,00	\$ 3,45	\$ 6,90	1,00000	\$ 6,90
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,50000	\$ 1,91
				<i>SUBTOTAL N</i>	\$ 42,91

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	PRECIO	COSTO	
		D	UNIT.		
		A	B	C=A*B	
CEMENTO FUERTE TIPO GU SACO 50 KG	saco	6,18	\$ 7,90	\$ 48,82	
ARENA	m3	0,65	\$ 11,00	\$ 7,15	
RIPIO	m3	0,95	\$ 18,00	\$ 17,10	
AGUA	m3	0,24	\$ 0,66	\$ 0,16	
				<i>SUBTOTAL O</i>	\$ 73,23

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	TARIFA	COSTO
		D	B	
		A	B	C=A*B
				\$ -
			<i>SUBTOTAL P</i>	\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 121,39
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 %	\$ 18,21
COSTO TOTAL DE RUBRO	\$ 139,59
VALOR OFERTADO	\$ 139,59

Tabla 55

*Análisis de precios unitarios de rubro 11 hormigón premezclado para muros
f'c=280 kg/cm²*

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	11			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Hormigón premezclado muros f'c = 280 kg/cm ²				
DESCRIPCION	CANT.	TARIFA	COSTO	RENDIMIEN	COST
			HORA	TO	O
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 2,15	\$ 2,15	1,00	\$ 2,15
CONCRETERA DE 1 SACO	1,0	\$ 2,10	\$ 2,10	1,00	\$ 2,10

VIBRADOR DE MANGUERA	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
				<i>SUBTOTAL M</i>	\$ 5,25

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/	COSTO	RENDIM.	COSTO
	AD	HR	HORA		
	A	B	C = A * B	R	D=C* R
PEON (EO E2)	10,00	\$ 3,41	\$ 34,10	1,0000	\$ 34,10
ALBAÑIL (EO D2)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,5000	\$ 1,91
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	2,00	\$ 3,45	\$ 6,90	1,0000	\$ 6,90
				<i>SUBTOTAL N</i>	\$ 42,91

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	COSTO	
		A	UNIT. B		
		A	B	C=A* B	
CEMENTO TIPO GU SACO 50 KG	SACO	8,25	\$ 7,90	\$ 65,18	
ARENA	M3	0,65	\$ 11,00	\$ 7,15	
RIPIO	M3	0,95	\$ 18,00	\$ 17,10	
AGUA	m3	0,18	\$ 0,66	\$ 0,12	
				\$ -	
				<i>SUBTOTAL O</i>	\$ 89,54

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A* B	
				\$ -	
				<i>SUBTOTAL P</i>	\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 137,70
INDIRECTOS Y UTILIDADES	\$ 20,65
COSTO TOTAL DE RUBRO	\$ 158,35
VALOR OFERTADO	\$ 158,35

Tabla 56

Análisis y precios unitarios de rubro 12 Encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 12

UNIDAD: m²

DETALLE: Encofrado y desencofrado

EQUIPO

DESCRIPCION	CANT.	TARIFA	COSTO HORA	RENDIM.	COSTO D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
H MENOR	1,0	\$ 0,47	\$ 0,47	1,00	\$ 0,47
	0,0	\$ -	\$ -	1,00	\$ -
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,47

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTID AD	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO D=C* R
	A	B	C = A * B	R	R
PEON (EO E2)	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,4000	\$ 1,36
CARPINTERO (EO D2)	1,00	\$ 3,45	\$ 3,45	2,2000	\$ 7,59
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,1000	\$ 0,38
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 9,34

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
TABLA DURA DE ENCOFRADO DE 0,3 M	u	4,07	\$ 1,95	\$ 7,94
ALAMBRE GALVANIZADO #18	Kg	0,12	\$ 2,54	\$ 0,30
CLAVOS	Kg	0,22	\$ 0,67	\$ 0,15
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 8,39

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

	\$
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	18,19
INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00 % \$ 2,73
	\$
COSTO TOTAL DE RUBRO	20,92
VALOR OFERTADO	\$ 20,92

Tabla 57

Análisis de precios unitarios de rubro 13 Acero de refuerzo muros $f_y=4200$ kg/cm²

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	13				UNIDAD:	Kg
DETALLE:	Acero de refuerzos muros $f_y = 4200$ kg/cm ²					
EQUIPO						
DESCRIPCION	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIEN	COSTO	
	D		HORA	TO		
	A		C = A * B	R	D=C*R	
H MENOR	1,0	\$ 0,02	\$ 0,02	1,00	\$ 0,02	
	0,0	\$ -	\$ -	1,00	\$ -	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,02	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	JORNAL/	COSTO	RENDIMIEN	COSTO	
	D	HR	HORA	TO		
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
PEON	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,0500	\$ 0,17	
ALBAÑIL	1,00	\$ 3,45	\$ 3,45	0,0500	\$ 0,17	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,34	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		COSTO	
			UNIT.	C=A*B		
		A	B		C=A*B	
ALAMBRE DE AMARRE #18	kg	0,05	\$ 0,80		\$ 0,04	
ACERO DE REFUERZO $f_c = 4200$ Kg/cm ²	kg	1,05	\$ 0,81		\$ 0,85	
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 0,89	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C=A*B		
					\$ -	
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 1,25	

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00 %	\$ 0,19
COSTO TOTAL DE RUBRO		\$ 1,44
VALOR OFERTADO		\$ 1,44

Tabla 58

Análisis de precios unitarios de rubro 14 Hormigón premezclado para losa de tapa f'c=280 kg/cm²

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	14				UNIDAD:	m ³
DETALLE	Hormigón premezclado para losa de tapa f'c = 280 kg/cm ²					
:						
EQUIPO						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIE	COSTO	
	AD		HORA	NTO	D=C*R	
	A	B	C = A * B	R		
H MENOR	1,0	\$ 2,15	\$ 2,15	1,00	\$ 2,15	
CONCRETERA DE 1 SACO	1,0	\$ 2,10	\$ 2,10	1,00	\$ 2,10	
VIBRADOR DE MANGUERA	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00	
						\$
					<i>SUBTOTAL M</i>	5,25
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/	COSTO	RENDIMIE	COSTO	
	AD	HR	HORA	NTO	D=C*R	
	A	B	C = A * B	R		
PEON (EO E2)	10,00	\$ 3,41	\$ 34,10	1,00000	\$ 34,10	
ALBAÑIL (EO D2)	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,50000	\$ 1,91	
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	2,00	\$ 3,45	\$ 6,90	1,00000	\$ 6,90	
						\$
					<i>SUBTOTAL N</i>	42,91
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	COSTO		
		D	UNIT.	C=A*B		
		A	B			
CEMENTO TIPO GU SACO 50 Kg	SACO	8,25	\$ 7,90	\$ 65,18		
ARENA	m ³	0,65	\$ 11,00	\$ 7,15		
RIPIO	m ³	0,95	\$ 18,00	\$ 17,10		
AGUA	m ³	0,18	\$ 0,66	\$ 0,12		

					\$
				<i>SUBTOTAL O</i>	89,54
TRANSPORTE					
					\$
					-
					\$
				<i>SUBTOTAL P</i>	-
					\$
				TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	137,70
					\$
				INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00 %
					20,65
					\$
				COSTO TOTAL DE RUBRO	158,35
					\$
				VALOR OFERTADO	158,35

Tabla 59

Análisis de precios unitarios de rubro 15 Acero de refuerzo de losa de tapa

fy=4200 kg/cm²

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	15			UNIDAD:	Kg
DETALLE:	Acero de refuerzo losa de tapa fy=4200 kg/cm ²				
EQUIPO					
					\$
					0,02
					\$
				<i>SUBTOTAL M</i>	0,02
MANO DE OBRA					
					\$
					0,17
					\$
					0,17

\$
SUBTOTAL N 0,34

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD		PRECIO	COSTO
		A	B	UNIT.	
				B	C=A*B
ALAMBRE DE AMARRE #18	kg	0,05		\$ 0,80	\$ 0,04
ACERO DE REFUERZO f'c = 4200 Kg/cm ²	kg	1,05		\$ 0,81	\$ 0,85
SUBTOTAL O					\$ 0,89

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD		TARIFA	COSTO
		A	B	B	
					C=A*B
					\$ -
SUBTOTAL P					\$ -

\$
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) 1,25
\$
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 % 0,19
\$
COSTO TOTAL DE RUBRO 1,44
\$
VALOR OFERTADO 1,44

Tabla 60

Análisis de precios unitarios para rubro 16 Escalera de acceso al interior del tanque.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:	16	UNIDAD:	mL
DETALLE:	Escalera de acceso al interior al tanque		

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD		COSTO	RENDIMIE	COSTO
	AD	TARIFA	HORA	NTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 0,01	\$ 0,01	1,00	\$ 0,01
ANDAMIO	0,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
SUBTOTAL M					\$ 1,01

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/	COSTO	RENDIMIE	COSTO
	AD	HR	HORA	NTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
AYUDANTE (EO E2)	2,00	\$ 3,83	\$ 7,66	0,00500	\$ 0,04
ALBAÑIL (EO D2)	1,00	\$ 3,87	\$ 3,87	0,05000	\$ 0,19
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	0,20	\$ 4,29	\$ 0,86	0,00100	\$ 0,00
					\$
				<i>SUBTOTAL N</i>	0,23

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO	COSTO
		A	UNIT.	C=A*B
			B	
ESCALERA DE TUBO CON PARANTES 1 1/2 " PELDAÑOS DE 1 "	mL	1,00	\$ 15,00	\$ 15,00
		0,00	\$ -	\$ -
CEMENTO	SACO	0,01	\$ 7,90	0,079
ARENA	m3	0,01	\$ 11,00	\$ 0,11
AGUA	m3	0,00	\$ 0,66	\$ 0,00
				\$
			<i>SUBTOTAL O</i>	15,19

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
				\$
				-
				\$
			<i>SUBTOTAL P</i>	-
				\$
			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	16,43
			INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 %	\$ 2,47
			COSTO TOTAL DE RUBRO	\$ 18,90
			VALOR OFERTADO	\$ 18,90

Tabla 61

Análisis de precios unitarios del rubro 17 Escalera exterior tanque

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS			
RUBRO:	17	UNIDAD:	mL
DETALLE:	Escalera exterior del tanque		

EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIE	COSTO
	AD		HORA	NTO	
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 0,01	\$ 0,01	1,00	\$ 0,01
ANDAMIO	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 1,01

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANT.	JORNAL/	COSTO	REND.	COSTO
		HR	HORA		
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
AYUDANTE (EO E2)	2,00	\$ 3,83	\$ 7,66	0,00500	\$ 0,04
ALBAÑIL (EO D2)	1,00	\$ 3,87	\$ 3,87	0,05000	\$ 0,19
MAESTRO DE OBRA (EO C1)	0,20	\$ 4,29	\$ 0,86	0,00100	\$ 0,00
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,23

MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO		COSTO
			UNIT.	C=A*B	
		A	B		
ESCALERA DE TUBO CON PARANTES 1 1/2 " PELDAÑOS DE 1 "	mL	1,00	\$ 15,00		\$ 15,00
CEMENTO	SACO	0,01	\$ 7,90		\$ 0,079
ARENA	m3	0,01	\$ 11,00		\$ 0,11
AGUA	m3	0,00	\$ 0,66		\$ 0,00
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 15,19

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	TARIFA	COSTO
		A	B	
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 16,43
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 %	\$ 2,47
COSTO TOTAL DE RUBRO	\$ 18,90
VALOR OFERTADO	\$ 18,90

Tabla 62

Análisis de precios unitarios del rubro 18 Enlucido con mortero impermeabilizante

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	18			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Enlucido con mortero con impermeabilizante				
EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 0,34	\$ 0,34	1,00	\$ 0,34
ANDAMIO	1,0	\$ 1,00	\$ 1,00	1,00	\$ 1,00
					\$
				<i>SUBTOTAL M</i>	1,34
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/ HR	COSTO HORA	RENDIMIE NTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
PEON	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,65000	\$ 2,22
ALBAÑIL	1,00	\$ 3,87	\$ 3,87	1,00000	\$ 3,87
MAESTRO DE OBRA	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,18000	\$ 0,69
					\$
				<i>SUBTOTAL N</i>	6,77
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
CEMENTO TIPO GU SACO 50 KG	u	0,15	\$ 7,68	\$ 1,15	
IMPERMEABILIZANTE PARA MORTERO SIKA 1	2kg	0,50	\$ 2,58	\$ 1,29	
ARENA	m ³	0,02	\$ 13,50	\$ 0,31	
AGUA	m ³	0,01	\$ 0,85	\$ 0,01	
					\$
				<i>SUBTOTAL O</i>	\$ 2,76
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	

		\$ -
	<i>SUBTOTAL P</i>	\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 10,87
INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00 %	\$ 1,63
COSTO TOTAL DE RUBRO		\$ 12,50
VALOR OFERTADO		\$ 12,50

Tabla 63

Análisis de precios unitarios del rubro 19 Tapa sanitaria metálica en boca de visita.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	19			UNIDAD:	U
DETALLE:	Tapa sanitaria metálica en boca de visita				
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIEN T O R	COST O D=C*R
H MENOR	1,0	\$ 0,01	\$ 0,01	1,00	\$ 0,01
	0,0	\$ -	\$ -	1,00	\$ -
				<i>SUBTOTAL M</i>	\$ 0,01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/H R B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIEN T O R	COST O D=C*R
PEON	1,00	\$ 3,41	\$ 3,41	0,05000	\$ 0,17
MAESTRO DE OBRA	1,00	\$ 3,82	\$ 3,82	0,01000	\$ 0,04
			\$ -		\$ -
				<i>SUBTOTAL N</i>	\$ 0,21
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COST O C=A*B	
	u	1,00	\$ 80,00	\$ 80,00	
				<i>SUBTOTAL O</i>	\$ 80,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COST O	

	A	B	C=A*B
			\$ -
		<i>SUBTOTAL P</i>	\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			\$ 80,22
INDIRECTOS Y UTILIDADES		15,00 %	\$ 12,03
COSTO TOTAL DE RUBRO			\$ 92,25
VALOR OFERTADO			\$ 92,25

4.3.2. Resultados del presupuesto general.

Los resultados del presupuesto general estimaron un valor de \$ 35793,18 para la construcción del reservorio en su parte estructural, en este presupuesto no está incluido nada de acabados arquitectónicos, ya que este proyecto de investigación solo se enfoca al diseño estructural.

Tabla 64

Presupuesto final de la construcción de la estructura del reservorio.

PRESUPUESTO					
OBRA:	RESERVORIO DE AGUA DE 120 m ³				
UBICACIÓN:	UPSE	CONTRATO:	TESIS		
		MONTO:	\$ 35.793,18		
TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS					
Item Nº	DESCRIPCIÓN	Und.	Cantidad	Precios	
				Unit.	Total
OBRAS PROVISIONALES					
1	Cartel de obra	U	1,00	\$ 172,60	\$ 172,60
TRABAJOS PRELIMINARES GENERALES					
2	Limpieza y Desbroce	m ²	42,25	\$ 1,11	\$ 46,90
3	Construcción caseta de guardianía	m ²	16,00	\$ 57,54	\$ 920,70
4	Trazado y replanteo	m ²	54	\$ 0,76	\$ 41,04
MOVIMIENTO DE TIERRA					
5	Excavación y Desalojo a máquina (Cimentación Reservorio)	m ³	54	\$ 7,91	\$ 427,14
6	Relleno compactado con material de sitio	m ³	8,1	\$ 5,99	\$ 48,52
7	Desalojo de material sobrante	m ³	5,4	\$ 2,30	\$ 12,42
CIMENTACION					

8	Hormigón losa de cimentación $f'c = 280$ kg/cm^2	m^3	18,9	\$ 158,35	\$ 2992,82
9	Acero de refuerzo losa de cimentación $fy=4200$ kg/cm^2	Kg	1199,52	\$ 1,44	\$ 1.727,31
10	Replanteo de H.S. $fy = 140$ Kg/cm^2 $e=5$ cm	m^3	2,7	\$ 139,59	\$ 376,89
MUROS					
11	Hormigón premezclado muros $f'c = 280$ kg/cm^2	m^3	41,27	\$ 158,35	\$ 6535,11
12	Encofrado y desencofrado	m^2	293	\$ 20,92	\$ 6129,56
13	Acero de refuerzos muros $fy = 4200$ kg/cm^2	Kg	5200,02	\$ 1,44	\$ 7488,03
LOSA DE TAPA					
14	Hormigón premezclada losa de tapa $f'c =$ 280 kg/cm^2	m^3	9,11	\$ 158,35	\$ 1442,56
15	Acero de refuerzo losa de tapa $fy=4200$ kg/cm^2	Kg	1147,86	\$ 1,44	\$ 1652,92
ESCALERA					
16	Escalera de acceso al interior al tanque	mL	4,57	\$ 18,90	\$ 86,37
17	Escalera exterior del tanque	mL	4,57	\$ 18,90	\$ 86,37
ENLUCIDOS					
18	Enlucido con mortero con impermeabilizante	m^2	4,57	\$ 12,50	\$ 57,13
BOCA DE VISITA					
19	Tapa sanitaria metálica en boca de visita	u	2,00	\$ 92,25	\$ 184,50
SUBTOTAL					31.958,20
IVA 12%					3.834,98
TOTAL					35.793,18

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el desarrollo del proyecto “Diseño estructural de reservorio de agua rectangular de 120 m³ aplicando la normativa ACI 350-06 para un suelo tipo D” se ejecutó el diseño estructural del reservorio planteado en el título, donde se analizó los componentes estructurales como muros, losa de fondo y losa de tapa para determinar su refuerzo.

Para el diseño de muros se analizaron los casos de carga 1 donde solo se analizó el tanque cuando está lleno y solo el agua dentro del tanque ejerce presión desde dentro de las paredes hacia el exterior, donde se obtuvo que para la cara interna del reservorio un refuerzo para el muro corto en el sentido horizontal de $\phi 12mm @ 0,175$ m y en el sentido vertical un refuerzo de $\phi 12mm @ 0,16$ m, mientras que

para el muro largo un refuerzo en el sentido horizontal de $\phi 12\text{mm} @ 0,18 \text{ m}$ y en el sentido vertical un refuerzo de $\phi 12\text{mm} @ 0,10 \text{ m}$; para el caso de carga 2 que solo se analizó las paredes del muro cuando solo el suelo ejerce fuerzas desde afuera del muro hacia adentro dando como resultado un refuerzo en la cara exterior del reservorio, en el muro largo un refuerzo en el sentido horizontal de $\phi 12\text{mm} @ 0,175 \text{ m}$ y en el sentido vertical de $\phi 12\text{mm} @ 0,175 \text{ m}$, mientras que para el muro corto un refuerzo en sentido horizontal de $\phi 12\text{mm} @ 0,175 \text{ m}$ y en el sentido vertical un refuerzo de $\phi 12\text{mm} @ 0,175 \text{ m}$. En la tesis presentada por Perleche Otiniano & Tamayo Rodríguez, (2021) obtuvo un refuerzo en los muros de una doble malla con $\phi 16\text{mm} @ 0,25 \text{ m}$ para un volumen de agua de 5 m^3 siendo este un refuerzo menor en comparación con el diseño propuesto, además el ACI 350-06 recomienda como mínimo un acero de 12mm para estructuras que almacenen líquidos lo cual no está cumpliendo.

Para la losa de tapa se necesitó un refuerzo de acero negativo de $\phi 12\text{mm} @ 0,30 \text{ m}$, un acero positivo de $\phi 12\text{mm} @ 0,20 \text{ m}$, mientras que el acero a retracción y temperatura un refuerzo de $\phi 12\text{mm} @ 0,30 \text{ m}$ en cada cara de la losa que se hallaron para los momentos más críticos que se presentaron en los apoyos y en la zona central de la losa de tapa por las cargas que se aplicaron en ella.

En la losa de fondo del reservorio se calculó un refuerzo de acero negativo de $\phi 12\text{mm} @ 0,15 \text{ m}$ y un acero positivo de $\phi 16\text{mm} @ 0,175 \text{ m}$, con un acero a retracción y temperatura de $\phi 12\text{mm} @ 0,225 \text{ m}$ en cada cara de la losa, que resisten la aplicación de cargas vivas y muertas con una distribución uniforme y constante de estas cargas.

La tesis presentada por Orihuela Canchari, (2017) obtuvo un espesor de paredes de 20 cm y aplicaron los requerimientos del ACI 350 junto con la norma NTE E.060, mientras que el diseño del presente proyecto obtuvo un espesor de los muros de 30 cm debido a que la altura de los muros es mayor de 3 metros siguiendo la normativa ACI 350 para poder soportar las fuerzas aplicadas en los muros.

El presupuesto final de la tesis de Perleche Otiniano & Tamayo Rodríguez, (2021) obtuvo un valor calculado con el software S10 presupuesto de S/. 164680,66 equivalente en dólares de \$ 44191,78, mientras que para el presente proyecto se tiene un valor de \$ 35793,18, valor que cubre solo la parte estructural, no cubre acabados finales de la estructura, ni las instalaciones sanitarias.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

En conclusión, del objetivo general se tiene que es importante aplicar la normativa ACI 350-06 para el diseño de reservorios, ya que utiliza coeficientes que mejoran las cargas aplicadas al reservorio, obteniendo un diseño más eficiente y capaz de resistir de manera óptima estos esfuerzos.

Se obtuvo un diseño del reservorio de agua de hormigón armado, doble pozo, capacidad 120 m³, con espesores de muros constantes de 30 cm, losas de tapa de 20 cm, losa de fondo de 35 cm, un espaciamiento mínimo de acero de refuerzo vertical de 12 mm en la cara interior y exterior de cada 10 cm, el cual es necesario para soportar las condiciones de carga cuando el agua ejerce fuerza desde adentro hacia afuera y cuando la tierra ejerce fuerza desde afuera hacia adentro de los muros. Este diseño de reservorio en condiciones de servicio no se afectará estructuralmente a largo plazo, además el uso de las tablas de PCA son de mucha ayuda para el cálculo de momentos actuantes necesarios para determinar el acero refuerzo estructural del reservorio.

Al comparar los momentos últimos en los muros del reservorio de agua del método manual ACI 350-06 y el análisis en SAP 2000 con cargas estáticas y dinámicas se obtuvo que el diseño por el método manual ACI 350 – 06 tiene momentos últimos a flexión un 20% mayores al análisis estructural en SAP 2000, siendo este método seguro y con un mayor acero de refuerzo, proporcionando mayor resistencia a la estructura a los distintos esfuerzos que se someterá cuando esté en servicio. Al realizar el modelo dinámico se comprobó que se requerirá un mayor refuerzo en los muros para soportar las cargas dinámicas provocadas por la masa convectiva con un espaciamiento vertical mínimo de las varillas de 12 mm de 10 cm.

En la valoración económica del reservorio de hormigón se tiene un presupuesto de construcción que requerirá de aproximadamente \$ 35.793,18, valor que podría modificarse al pasar el tiempo por efectos de variación en el costo de los materiales y costo de mano de obra.

5.2. RECOMENDACIONES

Es importante aplicar las especificaciones establecidas por la normativa ACI 350 – 06 que es específica para el diseño de estructuras de almacenamiento de líquidos, que permite aplicar un diseño por resistencia y que es mayorado por coeficientes de durabilidad sanitaria “S” (1,3 en el caso de flexión y 1,65 para tracción), además que permite realizar un control de fisuras para evitar contratiempos en la construcción generados por agrietamientos y fugas de líquidos.

Se recomienda el uso y aplicación de las tablas de la PCA empleadas para el diseño de reservorios, para calcular los momentos actuantes en los muros, además de incluir en la malla curricular una materia que se especifique el diseño de estructuras de almacenamiento de líquidos.

Debido a que en la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) no existen especificaciones definidas para el diseño de reservorios de agua, se recomienda considerar para los próximos diseños un concreto de resistencia mínima $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, además de un acero de refuerzo mínimo de 12mm y una cuantía de acero mínima de 0,0030 como lo dice la normativa ACI 350 -06, que es un criterio más conservador para el diseño, siguiendo los lineamientos para un modelo dinámico del reservorio y diseño adecuado del refuerzo estructural.

Se recomienda el uso de nuevos softwares de diseño estructurales aplicados para reservorios, ya que nos ayudarán a optimizar y maximizar el tiempo aplicado en el diseño de este, a la vez favoreciendo a la actualización de conocimientos con las nuevas metodologías en el área de las estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acero Martínez, J., & Mejia Zúñiga, J. (2005). *Análisis dinámico de tanques superficiales, circulares y rectangulares*. www.construccion.org.pe
- Agüero, R. (2004). *GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE RESERVORIOS APOYADOS*.
- Álamo Tarazona, L. A. (2020). *Diseño estructural reservorio circular apoyado 775 m³ para servicio de agua potable y saneamiento en 12 localidades de Jaén-Cajamarca*. Facultad de Ingeniería y Arquitectura.
- Arocha, S. R. (1979). *Abastecimientos de agua: Teoría y diseño*.
- Ballesteros Cristancho, H. (2014). *DISEÑO ESTRUCTURAL TANQUE API*. Universidad De Los Andes.
- Baque Baque, W. J. (2019). *“ESTUDIO PATOLÓGICO DEL TANQUE RESERVORIO DE 800 m³ UBICADO EN EL BARRIO CRISTO DEL CONSUELO EN EL CANTÓN JIPIJAPA.”* Universidad Estatal del Sur de Manabí.
- Carrasco Díaz, S. (2005). *Metodología de la investigación científica*. (A. J. Paredes Galván, Ed.; Primera). Editorial San Marcos.
- Carrión Janampa, L. V. D., & Corpus Chirinos, B. E. (2015). *PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO CIRCULAR APOYADO DE CONCRETO ARMADO CUMPLIENDO LOS PARÁMETROS DE LA NORMA E030 2014 PARA LA ZONA DE CAJAMARQUILLA*. Universidad Ricardo Palma.
- CSI COMPUTERS & STRUCTURES. (n.d.). *SAP 2000 Modelado y cálculo de estructuras a través de elementos finitos*.
- Evangelista Ruiz, R. A. (2017). *“PROPUESTA DE DISEÑO DE RESERVORIO APOYADO USANDO SOFTWARE SAP2000 PARA EL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO RURAL EN EL CASERIO EL ALIZAR -*

CHUGAY - SANCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD 2017.” Universidad Privada de Trujillo.

Fernandez Reynoso, D., Zamora Cruz, E., Barajas López, J., & Martínez Menes, M. (2013). *Tanques de almacenamiento en concreto y mampostería*. Universidad Autónoma de Chapingo.

Galizia Tundisi, J. (2018). Reservoirs: New challenges for ecosystem studies and environmental management. In *Water Security* (Vols. 4–5, pp. 1–7). Elsevier B.V. <https://doi.org/10.1016/j.wasec.2018.09.001>

Harmsen, T. E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial PUCP.

Hermosa Castro, E. (2021). *Análisis y diseño estructural sismo resistente de reservorios rectangulares de hormigón armado de gran volumen, con la aplicación de las normativas nec2015 - aci350 y la utilización del programa computacional SAP 2000*. <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/11646>

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., Baptista Lucio, M., Méndez Valencia, S., & Mendoza Torres, C. (2014). *Metodología de la investigación* (Sexta). McGraw Hill Education.

Housner, G. W. (1963). THE DYNAMIC BEHAVIOR OF WATER TANKS. In *Bulletin of the Seismological Society of America* (Vol. 53, Issue 2).

Javeed, M. (1998). *PCA Rectangular concrete tanks: Vol. 5 Editions* (5th ed.).

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, Á., & Morán Cabré, F. (2001). *Hormigón armado* (14th ed.). Editorial Gustavo Gili, SA.

López Bautista, M. J., Portillo Huamani, E., Usca Sarmiento, A. A., & Vilca Sivirichi, C. A. (2021). *PROYECTO DE DISEÑO DE UN RESERVORIO PARA ABASTECIMIENTO CON AGUA POTABLE AL SECTOR DE NUEVA RINCONADA DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE MIRAFLORES - LIMA*. Universidad San Ignacio de Loyola.

Medhat Ahmed, H. (1980). DYNAMIC ANALYSES OF LIQUID STORAGE TANKS. *California Institute of Technology Earthquake Engineering*

Research Laboratory. <https://resolver.caltech.edu/CaltechEERL:1980.EERL-80-04>

Moslemi, M., & Kianoush, R. (2012). Parametric study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks. *Engineering Structures*, 42, 214–230. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.026>

Murillo Sánchez, E. C. (2020). *DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN (RED PRIMARIA Y SECUNDARIA) Y RESERVORIO PARA EL PROYECTO DE RIEGO DE LA COMUNA DE TALATAC, PARROQUIA ZUMBAHUA, COTOPAXI AUTORA*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

NEC NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2014a). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE P1*.

NEC NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2014b). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE P2*.

Orellana, E. P. (2009). Análisis y diseño para las estructuras de hormigón armado en tanques elevados. *Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala*.

Orihuela Canchari, J. (2017). *Análisis y diseño para estructuras de concreto armado en tanques rectangulares y sus aplicaciones en las obras civiles*. [Universidad Continental]. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/4098>

Orihuela, J., & Sánchez, N. (2016). Diseño estructural de tanques rectangulares y sus aplicaciones. *Ingenium*, 01(02). <https://doi.org/10.18259/ing.2016009>

Orler, R., & Donini, H. J. (2011). *Introducción al cálculo de hormigón estructural*.

Paglia, C. (2022). The deterioration asymmetry of engineering structures. *Case Studies in Construction Materials*, 16. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00980>

Pavón Rodríguez, V. M. (2001). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA CONTENER LÍQUIDOS*.

Perleche Otiniano, L. F., & Tamayo Rodríguez, E. A. (2021). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO APOYADO DE CONCRETO ARMADO PARA EL*

CASERIO DE AYANGAY, DISTRITO DE JULCÁN, PROVINCIA DE JULCÁN, LA LIBERTAD, 2021.

Rivera Feijoó, J. (2000). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS HIDRÁULICAS*.

Rodríguez Jiménez, A., & Pérez Jacinto, A. O. (2017). Métodos científicos de indagación y de construcción del conocimiento. *Revista Escuela de Administración de Negocios*, 82, 175–195.
<https://doi.org/10.21158/01208160.n82.2017.1647>

Sáenz Campos, D., & Tinoco Mora, Z. (1999). *INTRODUCCIÓN A LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA* (Vol. 12).

Terzaghi, K., & Peck, R. (1972). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica* (O. Moretto, Ed.; Vol. 2). EDITORIAL “EL ATENEO” S.A. www.freelibros.org

Vargas Cordero, Z. R. (2009). LA INVESTIGACIÓN APLICADA: UNA FORMA DE CONOCER LAS REALIDADES CON EVIDENCIA CIENTÍFICA. *Revista Educación*.

ANEXOS

Anexo 1

Estudio de suelo realizado en el área de cimentación del reservorio.



"CONSTRUCCION DE EDIFICIO UPSE"



INFORME GEOTECNICO N° 01

FEBRERO 2023

Informe Geotécnico

El único documento para certificar estos resultados es el original con firma y sello.

Dirección: Los coracales manz. 1B solar 07

Cel.: 0981572554 - 042953750

Correo: ingeotop@hotmail.es

 INGEOTOP S.A <small>Estudios técnicos - laboratorio de suelos - perforaciones diseño de cimientos - control geotécnico/estructuras - tpo 305250</small>	Código #.:	ING-LAB400-IG01
	Fecha de Emisión:	01/02/2023
	Página 2 de 21	

INDICE

1.	ANTECEDENTES	3
2.	OBJETIVOS.....	3
3.	UBICACIÓN	3
4.	GEOLOGÍA.....	4
5.	EXPLORACIÓN IN SITU Y METODOLOGÍA APLICADA.	5
6.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	6
7.	NIVEL FREÁTICO.....	6
8.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.....	6
8.1	Perforaciones “Método Percusión y Lavado”	6
9.	CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA.....	8
9.1	Peligrosidad sísmica	9
9.2	Tipo de Suelo de acuerdo con la NEC para Diseño Sismo Resistente.....	9
9.3	Coefficientes sísmicos de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	10
10.	CONCLUSIONES	12
10.1	Peso específico del suelo (γ).....	12
10.2	Ángulo de rozamiento interno (φ).....	12
10.3	Cohesión (c)	13
10.4	Probabilidad de expansión de los suelos	14
10.5	Capacidad de Carga.....	14
10.6	Coefficiente de Balasto k_s	16
10.7	Análisis de Asentamiento	17
10.7.1	Asentamiento Inmediato	17
11.	RECOMENDACIÓN.....	18
11.1	Descapote y Limpieza.....	18
11.2	Excavación y Relleno	18
11.3	Cimentación	20
11.4	Medidas preventivas de drenaje superficiales.....	21

“CONSTRUCCION DE EDIFICIO UPSE”

1. ANTECEDENTES.

En la etapa preparatoria del proyecto “CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO UPSE”, se encuentra el desarrollo del Estudio Geotécnico, el cual tiene como objetivo principal determinar las condiciones geomecánicas del terreno de fundación, con este fin la UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA entidad contratante del proyecto procede a la contratación de los servicios de “INGEOTOP S.A”, para realizar el respectivo estudio de geotécnico en el área del proyecto ubicada dentro de las instalaciones del Campus Universitario del cantón La Libertad en la provincia de Santa Elena.

El proyecto consta de una edificación de una planta baja y 2 planta alta. Para la realización del estudio de suelo se ha llevado a cabo un programa de exploración geotécnicas que consistieron en la realización de sondeos, ensayos de campo y muestreo de suelos para su posterior evaluación en ensayos de laboratorio, esto se realiza con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas del suelo existente en la zona, obtener la clasificación geomecánica y determinar el comportamiento del suelo frente a las intervenciones de obra a construirse en el presente proyecto.

El estudio geotécnico comprende la caracterización del tipo de material y las condiciones geotécnicas del terreno de fundación. El presente estudio documenta los resultados de los trabajos de campo realizados la tercera semana del mes de diciembre del año 2022.

2. OBJETIVOS.

Determinar y Evaluar las características geomecánicas del suelo donde se implantará el proyecto mediante las siguientes actividades:

- Cuatro perforaciones de profundidad variable (8.0 m – 9.0 m).
- Ensayos de laboratorio según su respectiva norma ASTM.
- Determinar el perfil estratigráfico del suelo de fundación.
- Evaluación de las características mecánicas de los suelos de fundación.
- Recomendaciones técnicas.

3. UBICACIÓN

El área del proyecto se encuentra ubicada dentro de la ciudadela universitaria en el cantón La Libertad.



Ilustración 1. Implantación del área del proyecto

Previo a la ejecución de los trabajos el responsable del proyecto en conjunto con el personal técnico del laboratorio y en cumplimiento con el alcance del servicio contratado se ubicó el sitio donde se procedió a realizar los sondeos de investigación geotécnica. A continuación, se detalla el elenco de coordenadas UTM WGS 84 ZONA 17

COORDENADAS DE PERFORACIÓN			
PERFORACIÓN	PROFUNDIDAD	COORDENADAS	
		Norte	Este
P1	8.0 m	9753278.94	513875.165
P2	9.0 m	9753275.65	513863.89
P3	8.0 m	9753261.05	513880.82
P4	8.0 m	9753263.22	513853.86

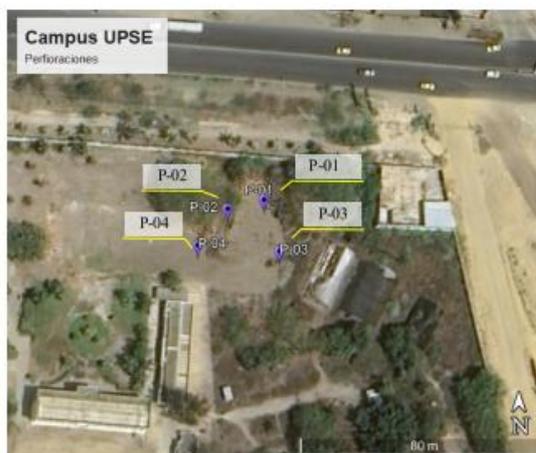


Ilustración 2. Implantación general de las perforaciones realizadas

4. GEOLOGÍA

En general gran parte del cantón La Libertad se encuentra cubierto por sedimentos cuaternarios de origen marino perteneciente a la formación Tablazo.

Tabla 1. Matriz Descriptiva de formaciones Geológicas.

Formaciones Geológicas	Descripción
Formación Tablazo (Pleistoceno)	En los lugares que aflora la formación Tablazo se observa un ligero buzamiento, de acuerdo con lo que se puede afirmar la inexistencia de los niveles de Tablazo y precisar que se trata de un solo nivel de depositación el cual se encuentra moldeando las estructuras antiguas a alturas variables, por encontrarse afectado por la tectónica de fallas cuaternarias. Litológicamente el Tablazo está compuesto de areniscas calcáreas y conglomerados finos conteniendo abundantes megafósiles y presenta un espesor máximo de 40m.

Tabla 2. Formaciones Geológicas.

Form. Geológicas	Descripción
Depósitos Aluviales (Holoceno)	Los materiales componentes de estos depósitos son muy variables de acuerdo con la zona de aporte: arenas y rodados grandes provenientes del grupo Azúcar; arenas sueltas y arcillas removidas ligadas al grupo Ancón
Depósitos Coluvio Aluviales (Holoceno)	De edad cuaternaria, están compuestos por limos, arenas y clastos y depósitos aluviales compuestos de gravas, arenas y limos, que rellenan los valles formados por los ríos y parte de las cuencas hidrográficas.
Depósitos Marinos (Holoceno)	Se encuentran paralelos a la línea de costa, comprende materiales arenosos y limo arcillosos

5. EXPLORACIÓN IN SITU Y METODOLOGÍA APLICADA.

La investigación geotécnica para la exploración del subsuelo del área de estudio se llevó a cabo acorde a las indicaciones y la necesidad para determinar los parámetros para el estudio, se realizó 4 perforaciones de profundidad variable, entre 8.0 m a 9.0 m, distribuida adecuadamente en el área del proyecto. Los trabajos de perforación fueron ejecutados haciendo uso de un equipo de perforación que consiste básicamente en una maquina con un sistema de percusión y lavado misma que opera con motor Briggs & Stratton de 16 HP, bombas, tuberías, muestreadores y herramientas menores.

Se tomó muestras cada metro de profundidad y dependiendo del tipo de suelo se utilizó la herramienta correspondiente. En suelos cohesivos de consistencia blanda se utilizó el tubo de pared delgada, llamado también Tubo Shelby, obteniendo muestras inalteradas de acuerdo con la norma ASTM D-1587. Para suelos granulares y cohesivos de consistencia dura se efectuó el ensayo de Penetración Estándar (S.P.T), con un martillo de 63,5 Kg (140 lbs) y con una caída libre de 0,76m (30 in), obteniendo muestras alteradas de acuerdo se a la norma ASTM D-1586. Durante la ejecución de SPT se anotó el número de golpes por cada 0.15m (6 in) de hincado.

Las muestras fueron clasificadas visualmente en campo de acuerdo con la norma ASTM-D2488, siendo esta clasificación verificada y/o corregida de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las muestras fueron debidamente etiquetadas y protegidas para prevenir pérdidas de su contenido de humedad, las mismas que posteriormente fueron trasladadas al laboratorio, norma ASTM D 4220, para la ejecución de los ensayos de clasificación y resistencia. Todos los ensayos han sido realizados conforme lo indicado en las Especificaciones de la ASTM.

Para determinar la consistencia de los suelos cohesivos y la compacidad relativa de la arena, Terzaghi & Peck, (El Ateneo, Barcelona, 1975), determinaron escalas en función del número de golpes N del ensayo de Penetración Estándar (SPT) y que nos permiten clasificar a los suelos.

Compacidad	Densidad relativa	N(SPT)
Muy suelto	< 0,15	< 4
Suelto	0,15 - 0,35	4- 10
Medianamente denso	0,35 - 0,65	10-30
Denso	0,65 - 0,85	30-50
Muy denso	0,85 - 1,00	> 50

Correlaciones para suelos no cohesivos entre la densidad relativa y la resistencia a la penetración estándar (Hunt, 2005).

Informe Geotécnico. El único documento para certificar estos resultados es el original con firma y sello.

Dirección: Los caracoles manz. 1B solar 07 Cel.: 0981572554 – 0998157264- 042953750
Correo: ingeotop@hotmail.es - lucremorenoa@hotmail.com

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (Kg/cm ²)		
Número de N (SPT)	q _u	Consistencia
< 2	<0,25	Muy blanda
2 – 4	0,25 - 0,50	Blanda
4 – 8	0,50 - 1,00	Mediana y Compacta
8 – 15	1,00 - 2,00	Compacta
15 – 30	2,00 - 4,00	Muy Compacta
> 30	> 4,00	Dura

Correlaciones para suelos cohesivos entre la compresión simple y la resistencia a la penetración estándar (Hunt, 2005).

En el perfil estratigráfico de la sección de anexos de ensayos del presente estudio, se detalla la consistencia y/o compactad relativa de los suelos detectados en el área del proyecto.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Se realizaron los ensayos respectivos para clasificar a los suelos de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.). Este Sistema fue propuesto por Casagrande y en la actualidad es el más usado para expresar de una forma clara las características generales de los suelos y su incidencia en el comportamiento ingenieril. Los criterios que se aplican para llevar a cabo esta clasificación son la distribución granulométrica y los límites de Atterberg.

Para determinar la Clasificación de Suelos de acuerdo con este sistema se realizaron los siguientes ensayos, los mismos que fueron ejecutados de acuerdo con las normas ASTM.

ENSAYO	NORMA
Contenido natural de humedad	ASTM D – 2216
Límites de Atterberg	ASTM D – 4318
Granulometría	ASTM D – 422
Clasificación de suelos	ASTM D – 2487
Standard Penetración Test (SPT)	ASTM D – 1586
Compresión Simple	ASTM D – 2126

Normas de ensayos de Laboratorio y Campo

7. NIVEL FREÁTICO.

Durante el día que se realizó la exploración de campo no se registró nivel freático.

8. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Las investigaciones de campo y de laboratorio permiten determinar las características de los diferentes estratos existentes hasta la profundidad indagada en el área de estudio. Dependiendo del tipo de proyecto se selecciona el método de exploración y la profundidad.

8.1 Perforaciones “Método Percusión y Lavado”

Se realizó una perforación en el área de estudio, los resultados se reflejan en las hojas adjuntas de ensayos laboratorio, se puede evidenciar los siguientes estratos:

Perforación N° 1

0.00m – 1.00m de profundidad. –

Arcilla con presencia de arena fina color café claro con materia orgánica (restos de raíces), humedad baja de consistencia compacta; clasificación SUCS: CL. Humedad natural del 27.44%,

índice de plasticidad del 32% y pasante del tamiz #200 de 62.56%.

1.00m – 5.00m de profundidad. –

Arena fina limosa color beige con algo de conchilla, humedad baja de compacidad suelta a muy densa, humedad baja de compacidad medianamente densa a muy densa; clasificación SUCS: SM. Humedad natural del 19.93% al 28.54%, carente de plasticidad a índice de plasticidad del 6% y pasante del tamiz #200 de 26.66% a 29.94%.

5.00m – 8.00m de profundidad. –

Arcilla gris claro con pintas de oxidación y algo de arena fina, humedad baja de consistencia dura; clasificación SUCS: CH. Humedad natural del 24.40% al 26.33%, índice de plasticidad del 30% a 39% y pasante del tamiz #200 de 72.82% a 98.38%.

Perforación N° 2

0.00m – 1.00m de profundidad. –

Arcilla café claro con presencia de arena fina y algo de materia orgánica (raíces), humedad baja de consistencia compacta; clasificación SUCS: CH. Humedad natural del 21%, índice de plasticidad del 47% y pasante del tamiz #200 de 63.27%.

1.00m – 2.00m de profundidad. –

Grava (fragmentos de roca) con presencia de arena fina y arcilla color beige, humedad baja compacidad medianamente densa; clasificación SUCS: GC. Humedad natural del 17.22%, índice de plasticidad del 16% y pasante del tamiz #200 de 25.09%.

2.00m – 6.00m de profundidad. –

Arena fina limosa color café claro con fragmentos de roca, humedad baja de compacidad medianamente densa a muy densa; clasificación SUCS: SM. Humedad natural del 17.08% al 27.16%, carente de plasticidad y pasante del tamiz #200 de 16.63% a 28.02%.

5.00m – 8.00m de profundidad. –

Arcilla gris claro con pintas de oxidación, humedad baja de consistencia muy compacta a dura; clasificación SUCS: CH. Humedad natural del 24.48% al 34.47%, índice de plasticidad del 38% a 43% y pasante del tamiz #200 de 97.34% a 99.48%.

Perforación N° 3

0.00m – 1.00m de profundidad. –

Arcilla café claro con presencia de arena fina, humedad baja de consistencia compacta; clasificación SUCS: CH. Humedad natural del 19.44%, índice de plasticidad del 35% y pasante del tamiz #200 de 51.72%.

1.00m – 6.00m de profundidad. –

Arena fina limosa color beige claro con fragmentos de roca, humedad baja de compacidad medianamente densa a muy densa; clasificación SUCS: SM. Humedad natural del 19.75% al 27.92%, con índice plástico de 7% a carente de plasticidad y pasante del tamiz #200 de 24.18% a 29.94%.

6.00m – 8.00m de profundidad. –

Arcilla gris claro con pintas de oxidación, humedad baja de consistencia compacta; clasificación SUCS: CH. Humedad natural del 30.75% al 32.86%, índice de plasticidad del 32% a 33% y pasante del tamiz #200 de 95.75% a 98.49%.

Perforación N° 4

0.00m – 1.00m de profundidad. –

Arcilla café claro con presencia de arena fina, humedad baja de consistencia compacta; clasificación SUCS: CL. Humedad natural del 15.42%, índice de plasticidad del 24% y pasante del tamiz #200 de 60.36%.

1.00m – 6.00m de profundidad. –

Arena fina limosa color beige claro con fragmentos de roca, humedad baja de compacidad medianamente densa a muy densa; clasificación SUCS: SM. Humedad natural del 19.24% al 25.90%, con índices de plasticidad de 5% a carente de plasticidad y pasante del tamiz #200 de 21.84% a 29.75%.

6.00m – 8.00m de profundidad. –

Arcilla gris claro con pintas de oxidación, humedad baja de consistencia muy compacta; clasificación SUCS: CL - CH. Humedad natural del 22.30% al 34.35%, índice de plasticidad del 32% a 38% y pasante del tamiz #200 de 40.47% a 99.08%.

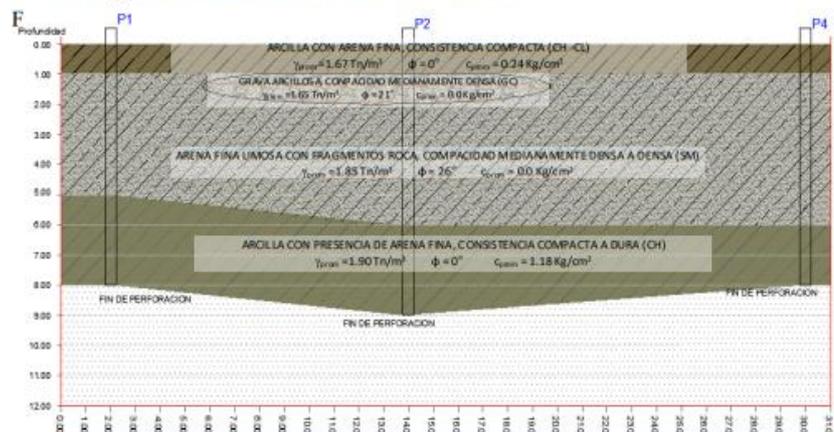


Ilustración 3. Perfil de estratos de suelo del área del proyecto

9. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA

La NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE-DS PELIGRO SISMICO, proporciona los criterios que han de seguirse para la consideración de la acción sísmica en la construcción, en reforma o rehabilitación de obras existentes en el área del proyecto.

Informe Geotécnico. El único documento para certificar estos resultados es el original con firma y sello.

Dirección: Los caracoles manz. 1B solar 07 Cel.: 0981572554 – 0998157264- 042953750
 Correo: ingeatop@hotmail.es - lucremoreno@hotmail.com

9.1 Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de zonificación sísmica dada en la Norma NEC-SE-DS PELIGRO SISMICO, que suministra para cada región del territorio, el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad como se muestra a continuación.

Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

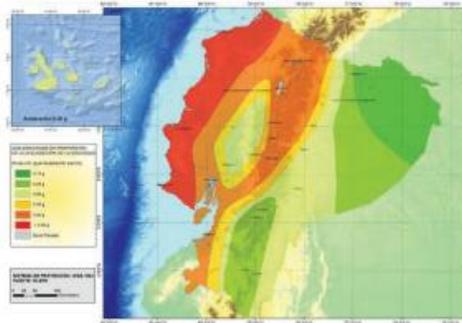


Ilustración 4. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE-DS

De acuerdo con esta normativa, el coeficiente de aceleración en roca Z para esta zona tiene un valor de $Z=0.50$, es decir que se encuentran en una zona de intensidad sísmica de VI grado, con la caracterización de la amenaza sísmica de muy alta.

9.2 Tipo de Suelo de acuerdo con la NEC para Diseño Sismo Resistente

En la Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC, se presentan los requerimientos y metodologías que deberán ser aplicados para el diseño sismo resistente de edificaciones, en la cual se definen seis tipos de perfil de suelo:

- Tipo A, B, C, D, E y F.

Realizado el respectivo análisis con el valor del número de golpes del SPT se observa cual es el tipo de suelo q más se asemeja con las características obtenidas de la perforación realizada de acuerdo con la tabla de clasificación de suelo de la NEC.

Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Perfil de suelo tipo F requieren una evaluación realizada en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Como se puede observar en los respectivos perfiles de las perforaciones los estratos de suelos encontrados en el área de estudio se clasificaron de la siguiente manera:

- ✓ P1: Tipo de suelo D en los estratos presentes hasta los 4.0 m de profundidad, excepción el primer estrato tipo de suelo E, y tipo de suelo C en los estratos presente hasta la profundidad del sondeo (8.0 m).
- ✓ P2: Tipo de suelo D en los estratos presentes hasta los 3.0 m de profundidad, excepción el primer estrato tipo de suelo E, y tipo de suelo C en los estratos presente hasta la profundidad del sondeo (9.0 m).
- ✓ P3: Tipo de suelo D en los estratos presentes hasta los 4.0 m de profundidad, excepción el primer estrato tipo de suelo E, y tipo de suelo C en los estratos presente hasta la profundidad del sondeo (8.0 m).
- ✓ P4: Tipo de suelo D en los estratos presentes hasta los 4.0 m de profundidad, excepción el primer estrato tipo de suelo E, y tipo de suelo C en los estratos presente hasta la profundidad del sondeo (8.0 m).

9.3 Coeficientes sísmicos de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

- ✓ Coeficiente de amplificación de suelo (Fa)

En la tabla propuesta por la NEC se detallan los valores del coeficiente Fa de acuerdo con el tipo de suelo y la zona sísmica del área de exploración.

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

Para el presente proyecto los valores de F_a de acuerdo con el tipo de suelo encontrado en sitio se detallan a continuación:

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z
	VI (≥ 0.5)
C	1.18
D	1.12

✓ Coefficiente de amplificación de suelo (F_d)

En la tabla propuesta por la NEC se detallan los valores del coeficiente F_d de acuerdo con el tipo de suelo y la zona sísmica del área de exploración.

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Para el presente proyecto los valores de F_a de acuerdo con el tipo de suelo encontrado en sitio se detallan a continuación:

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z VI (≥ 0.5)
C	1.06
D	1.11

✓ Coefficiente de amplificación de suelo (F_s)

En la tabla propuesta por la NEC se detallan los valores del coeficiente F_d de acuerdo con el tipo de suelo y la zona sísmica del área de exploración.

Tabla 6. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI ≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Para el presente proyecto los valores de F_s de acuerdo con el tipo de suelo encontrado en sitio se detallan a continuación:

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z VI (≥ 0.5)
C	1.23
D	1.40

10. CONCLUSIONES

De acuerdo con los análisis de los resultados de las perforaciones realizadas se pudo obtener los siguientes parámetros:

10.1 Peso específico del suelo (γ)

✓ Correlaciones de acuerdo con el Número de golpes del SPT

Para determinar el peso específico de las muestras, Hunt (1984), propuso una tabla con el tipo de suelo y en función del número de golpes N del ensayo de Penetración Estándar (SPT) estima este valor.

Tipo de Suelo	N(SPT)	γ (t/m ³)
Granulares (Compacidad)		
Muy suelto	< 4	1.1 – 1.6
Suelto	4-10	1.45 – 1.8
Mediana mente denso	10-30	1.75 – 2.03
Denso	30-50	1.8 – 2.23
Muy denso	> 50	2.08 – 2.4
Cohesivos (Consistencia)		
Dura	> 30	1.95 – 2.2
Muy Compacta	15-30	1.8 – 2.2
Compacta	8-15	1.75 -2.1
Blanda	2-8	1.6 – 1.8
Muy Blanda	< 2	1.5 - 1.4

Correlaciones entre la resistencia a la penetración estándar y el peso específico.

A continuación, se resumen los resultados del análisis.

Peso Especifico (t/m ³)											
P1			P2				P3		P4		
M ₁	M ₂ – M ₅	M ₆ – M ₇	M ₁	M ₂	M ₃ – M ₆	M ₇	M ₁	M ₂ – M ₆	M ₁	M ₂ – M ₆	M ₈
1.65	1.82	1.89	1.65	1.72	1.89	1.89	1.65	1.84	1.69	1.85	1.87

✓ Ensayo de Compresión Simple, Norma ASTM D-2126

Del del ensayo de compresión simple (Norma ASTM D-2126), se puede obtener el valor de peso específico de las muestras inalteradas (Tubo Shelby). Estos valores se presentan resumidos a continuación.

Peso Especifico (ton/m ³)			
P2		P3	P4
M ₆	M ₆	M ₇ – M ₆	M ₇
1.87	1.85	1.95	1.88

Estos valores se presentan en la sección del perfil estratigráfico del anexo de ensayos del presente estudio.

10.2 Ángulo de rozamiento interno (ϕ)

✓ Correlaciones de acuerdo con el Número de golpes del SPT

Los datos que se obtienen del ensayo SPT permiten indirectamente estimar el ángulo de rozamiento interno de los materiales calculando el $(N_1)_{60}$, para este cálculo se utilizó la

fórmula propuesta por Wolf 1980, además se consideró las recomendaciones de Terzaghi que indica que como las condiciones de campo son diferentes a las de laboratorio se debe emplear $2/3\phi$.

$$\phi' = 27.1 + 0.3 * (N_1)_{60} - 0.00054 * (N_1)_{60}^2$$

A continuación, se muestra un resumen de resultado.

Angulo de fricción Φ				
P1	P2	P3	P4	
$M_2 - M_3$	M_1	$M_3 - M_6$	$M_2 - M_5$	$M_4 - M_8$
24°	21°	27°	25°	26°

Este valor se presenta en la sección del perfil estratigráfico del anexo de ensayos del presente estudio

10.3 Cohesión (c)

✓ Correlaciones de acuerdo con el Número de golpes del SPT

A partir del número de golpes N corregidos del ensayo de Penetración Estándar; N_{60} (suelos cohesivos); con la fórmula propuesta por Stroud (1974) se puede estimar el valor de la cohesión.

cohesión	Stroud, 1974	$c = 4.4 N_{60} \text{ KN/m}^2$
----------	--------------	---------------------------------

Por ser estimaciones el valor de la cohesión se trabaja con $2/3$ del valor estimado debido a las condiciones de campo, para de esta manera obtener datos más conservadores. A continuación, se resumen los valores obtenidos.

Cohesión (kg/cm ²)						
P1		P2		P3	P4	
M_1	$M_6 - M_8$	M_1	M_7	M_1	M_1	M_8
0.20	1.20	0.22	1.15	0.22	0.31	1.09

✓ Ensayo de Compresión Simple, Norma ASTM D-2126

De los muestreos con Tubo Shelby (P2 – M8, P2–M9), se realizó el ensayo de compresión simple de acuerdo con la norma ASTM D-2126, obteniendo los siguientes valores de compresión inconfiada q_u

P2				P3				P4	
M_8	M_9	M_8	M_9	M_7	M_8	M_8	M_9	M_7	M_8
q_u	ϵ								
(Kg/cm ²)	(%)								
2.17	6.84	2.96	5.03	2.10	4.35	3.12	5.80	1.71	6.52

Se puede obtener el valor de cohesión dividiendo q_u del ensayo para dos.

cohesión (Kg/cm ²)				
P2		P3		P4
M_8	M_9	M_7	M_8	M_7
1.09	1.48	1.05	1.56	0.86

- ✓ De acuerdo con información proporcionada, se considera para el análisis un tipo de cimentación de Zapata corrida con un valor de ancho B = 4.40 m con una longitud L= 12.2 m
- ✓ Nivel de Desplante mínimo de Df = 1.0 m
- ✓ Factor de seguridad = 3
- ✓ Parámetros si la cimentación fuera desplanta en el material de sitio, se consideran los siguientes valores de peso específico, cohesión y ángulo de fricción promedio

$$\gamma_{prom} = 1.73 \text{ Tn/m}^3$$

$$\phi_{prom} = 21^\circ$$

$$C_{prom} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

- ✓ Como se prevé que la cimentación estará desplantada sobre el material de préstamo importado (Mejoramiento), se consideran los siguientes valores de peso específico, cohesión y ángulo de fricción.

$$\gamma_{prom} = 1.80 \text{ Tn/m}^3$$

$$\phi_{prom} = 32^\circ$$

$$C_{prom} = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Capacidad de carga para cimentaciones superficiales Método de Terzaghi

Una cimentación superficial es una subestructura que permite distribuir la carga de la estructura al suelo. El método propuesto por Terzaghi permite conocer la capacidad de carga última del suelo dependiendo del tipo de cimentación que se plantea construir y sus dimensiones. Por lo que para zapata corrida Terzaghi planteo la siguiente ecuación la cual ha demostrado ser lo suficiente aproximadas para su aplicación práctica.

$$q_u = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Donde Nc, Nq y Nγ son factores de capacidad de carga que dependen y varían de acuerdo con el ángulo de fricción del suelo y pueden ser consultadas en las tablas presentes en el libro de Brajas Das.

Analizando la cimentación propuesta de zapata corrida de B= 3.50 m con los parámetros geotécnicos considerados, se obtiene los siguientes resultados

Capacidad de carga (t/m ²)		
Nivel de desplante (m)	q _u	q _{adm}
1.0	30.69	10.23

Revisando los resultados existe una capacidad de carga admisible de manera general en sitio hasta un nivel de desplante de 1.0 m de 10.23 Tn/m², con ancho de zapata corrida de 3.50 m. Mientras que la capacidad de carga de la cimentación desplantada sobre la capa de material de Mejoramiento sería de 45.33 Tn/m². El cálculo se encuentra detallado en las hojas de anexos de ensayos.

10.6 Coeficiente de Balasto k_s

El módulo de Reacción o coeficiente de Balasto se define como el cociente entre la presión vertical aplicada en un determinado punto (q) y el asiento (s) que dicho punto experimenta.

$$k_s = \frac{q}{s}$$

Por lo tanto, el módulo de balasto permite calcular la interacción entre la cimentación de una estructura y el terreno existente, que depende de esos dos factores, terreno y tipo de cimentación diseñada. Braja Das, en su libro "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", expone en la Tabla 6.2, de acuerdo con el tipo de suelo valores comunes de módulo de reacción $k_{0.30}$, este módulo es la rigidez del terreno ante una placa de 30x30 cm y se puede expresar en MN/m³.

Tipo de suelo	$k_{0.3}$ (k_1) MN/m ³
Arena seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	> 50

Valores comunes de la reacción de la subrasante, $k_{0.3}$ (k_1)

Estos valores deben ser corregidos por las dimensiones de la cimentación. Para lo cual Terzaghi (1955) propuso las siguientes formulaciones:

Para cimentación rectangular

$$k_s = \frac{2}{3} k_{cuadrada} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

Para cimentación cuadrada

Suelos Cohesivos

$$k_s = k_{0.30} \frac{0.3}{B}$$

Suelos Granulares

$$k_s = k_{0.30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

Para el cálculo del módulo de balasto se consideran los datos de la cimentación propuesta en el análisis de capacidad de carga.

- ✓ El valor de $k_{0.30}$ se considera el promedio de los valores de una arena de compacidad medianamente densa 75 MN/m^3
- ✓ Se considera para el análisis un tipo de cimentación de Zapata corrida con un valor de ancho $B = 3.50 \text{ m}$ y $L = 12.20 \text{ m}$.

Para la cimentación rectangular propuesta se obtienen los siguientes datos

Suelo arenoso

Por lo tanto $k_{cuadrada} = 29.30 \text{ MN/m}^3$

El coeficiente de balasto calculado $k_s = 23.06 \text{ MN/m}^3$.

10.7 Análisis de Asentamiento

Las tensiones transmitidas por las cimentaciones al suelo dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asentamientos, los cuales, si se encuentran por encima de los tolerables, podrán originar una pérdida de la funcionalidad en la estructura y producir fisuras, agrietamientos, u otras patologías.

El asentamiento total por calcular será el resultado de la suma de los:

- Asentamientos inmediatos.
- Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria)

Al encontrarse con arcillas de consistencia compacta a dura y por la no presencia de nivel freático no se realiza el ensayo de consolidación realizando el análisis de asentamiento inmediato.

10.7.1 Asentamiento Inmediato

Los asentamientos inmediatos ocurren instantáneamente luego de que la carga es aplicada, y se asume que son elásticos. La deformación para cada elemento puede ser calculada mediante la siguiente formula.

$$S_i = q B \frac{(1 - \mu^2)}{E_s} * I_w$$

Se considera para una arena limosa un módulo de elasticidad de $E_s = 1759 \text{ ton/m}^2$, con un coeficiente de Poisson $\mu = 0.30$

Con los datos del análisis de capacidad carga la cimentación propuesta tiene un ancho $B = 4.40 \text{ m}$ y se vamos a considera solo para el cálculo un valor de $L = 12.20 \text{ m}$.

Se asume un valor aproximado de descarga de la estructura de 1.5 ton/m^2 por piso, suponiendo que sean tres pisos se obtiene una descarga de:

$$q = 4.5 \text{ Ton/m}^2$$

El valor del coeficiente de forma (I_w) se encuentra mediante tabla de acuerdo con la relación L/B.

forma	flexible		Rígidas
	Centro	Esquinas	
Circular	1	0.64	0.79
Cuadrado	1.32	0.56	0.82
Rectangular L/B			
1.5	1.36	0.68	1.06
2	1.53	0.77	1.20
3	1.78	0.89	1.42
4	1.96	0.98	1.50
5	2.11	1.05	1.70
10	2.54	1.27	2.10
100	4.01	2.01	3.47

L/B = 2.77
Mediante interpolación
 $I_w = 1.37$

El asentamiento inmediato

$S_i = 1.4 \text{ cm} = 14 \text{ mm}$.

11. RECOMENDACIÓN.

En referencia a los perfiles estratigráficos obtenidos de las perforaciones se evidencia que en el primer metro de profundidad de perforación se encuentran un estrato de arcilla de consistencia compacta seguido de arena limosa de compactación medianamente densa y a partir de los 5.0 m hasta la profundidad de perforación se encuentran arcillas de consistencia compacta a dura, la presente recomendación se las realiza de acuerdo con el requerimiento del proyecto.

11.1 Descapote y Limpieza

Previo a la ejecución de los trabajos se deberá acondicionar el terreno, eliminando cualquier material inapropiado como escombros, capa vegetal (maleza) o similares, procediéndose posteriormente a la realización de trabajos de excavación y relleno compactado en las correspondientes áreas de implantación hasta la referida cota de proyecto.

11.2 Excavación y Relleno

Se recomienda excavar y retirar de sitio en un espesor 1.50 m en toda la plataforma del área del proyecto; garantizando el retiro de las raíces que se encuentren en el área de implantación del proyecto. Este material de sitio se deberá sustituir con material que cumpla con las especificaciones de la norma del Ministerio de Obras Públicas como material de Sub-Base clase III; Colocado en capas no mayores a 30 cm cuya densidad mínima no deberá ser menor al 100%, de la densidad máxima obtenida en el laboratorio, mediante el

ensayo de Proctor modificado AASHTO T-180, método D. Adicional por las condiciones de desnivel del área de estudio se deberá rellenar un metro más para prevenir futuras inundaciones. (ver esquema).



Ilustración 5. Esquema de Cimentación

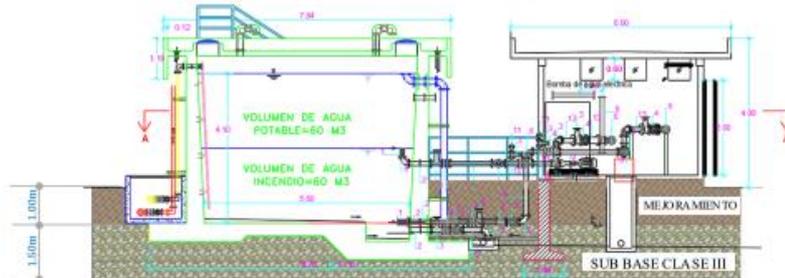


Ilustración 6. Esquema Estación de Bombeo

Material de Sub-Base Clase III

La Sub-Bases Clase III de agregados deberán cumplir con las especificaciones técnicas estipuladas en la sección 403 del Ministerio de Obras Públicas como son las siguiente: tener un coeficiente de desgaste máximo de 50% de acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles; la porción que pase el tamiz N° 40 deberá tener un índice de plasticidad menor que 6 y un límite líquido máximo de 25; La capacidad de soporte corresponderá a un CBR mayor del 30%.

El material de Subbases construido con agregados naturales y procesados que cumplan con los requerimientos establecidos en la Sección 816, y graduados uniformemente dentro de los límites indicados para la granulometría Clase III, en la Tabla 403-1.1.

Tabla 403-1.1

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada		
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
3" (76.2 mm.)	--	--	100
2" (50.4 mm.)	--	100	--
1 1/2 (38,1 mm.)	100	70 - 100	--
Nº 4 (4.75 mm.)	30 - 70	30 - 70	30 - 70
Nº 40 (0.425 mm.)	10 - 35	15 - 40	--
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 15	0 - 20	0 - 20

Material de Mejoramiento

A este material se deberá comprobar sus parámetros geomecánicos mediante ensayos de laboratorio antes de su colocación y cumplir con las especificaciones de la Norma MTOP, el mismo que deberá ser tipo granular, material rocoso o combinaciones de ambos, libre de material orgánico y escombros, estar constituidas por agregados gruesos cuyo tamaño máximo debe ser inferior a la criba 4" (100 mm) y el pasante del tamiz Nº200 (0.075 mm) debe estar comprendido en un rango del 0 al 20%. Si se presentara, tamaños máximos superiores deberán ser retirados antes de que se incorpore el material en la obra.

La parte del material que pase el tamiz N.º 40 (0.425 mm) deberá tener un índice de plasticidad no mayor de nueve (9) y límite líquido hasta 35% siempre que el valor del C.B.R sea mayor o igual al 20%.

Consideraciones en la compactación

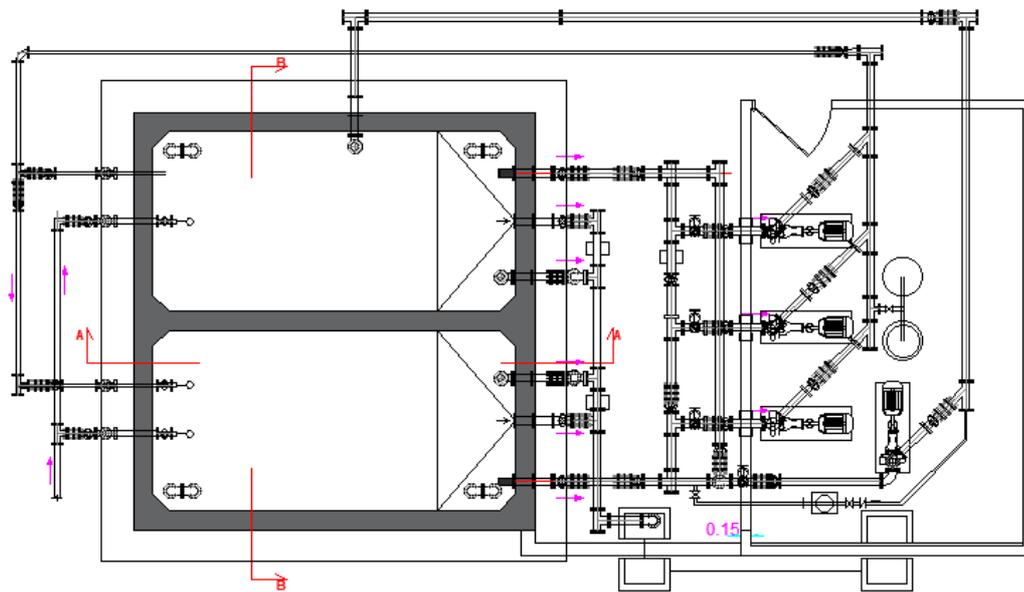
- Su colocación se deberá efectuar en capas no mayores de 0.30 cm hasta completar la cota de proyecto, compactando cada capa con la humedad óptima hasta obtener la densidad seca máxima.
- Para comprobar la calidad de la construcción en sitio, se deberá realizar en todas las capas los ensayos de densidad de campo, usando equipo nuclear debidamente calibrado o mediante el ensayo AASHTO T -147. En todo caso, la densidad mínima del mejoramiento no será menor que el 95 % de la densidad máxima obtenida en laboratorio.

11.3 Cimentación

Para el análisis de capacidad de carga se debe tener cuenta que se ha considerado la cimentación de zapata corrida Z5 de los planos de cimentación proporcionados por la universidad, el ingeniero estructurista queda en libertad de optar salvo su mejor criterio otra sección de cimentación, tomando en consideración que la resistencia admisible del suelo está en función, de la profundidad de desplante y del ancho de la zapata. Se recomienda que se considere el nivel de desplante máximo de 1.0 m, debido a que por los

Anexo 2

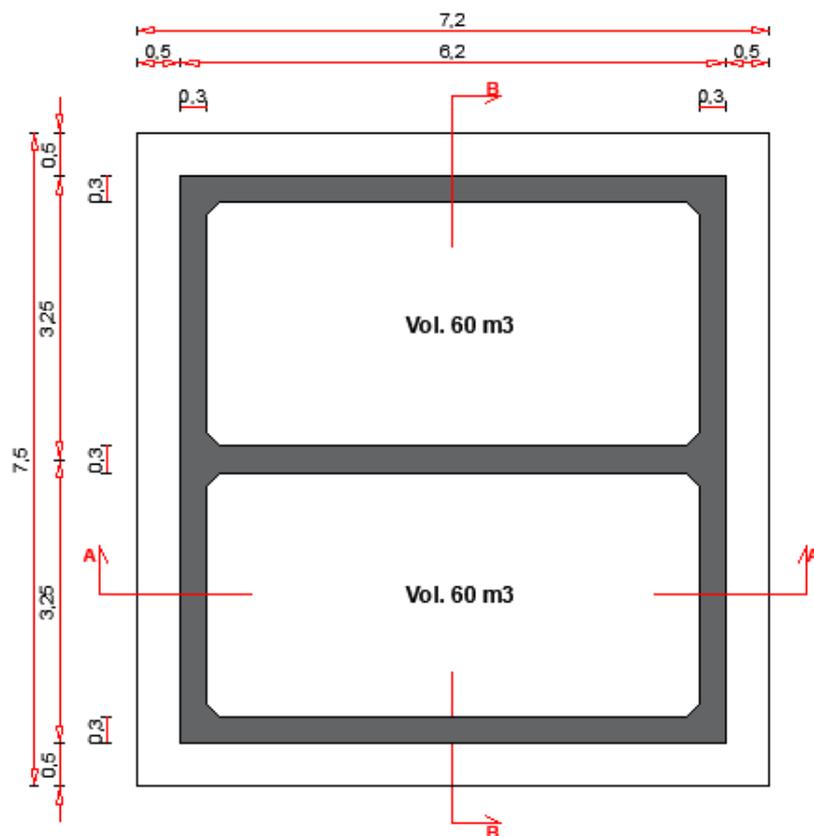
Planta del reservorio con instalaciones sanitarias.



PLANTA RESERVORIO

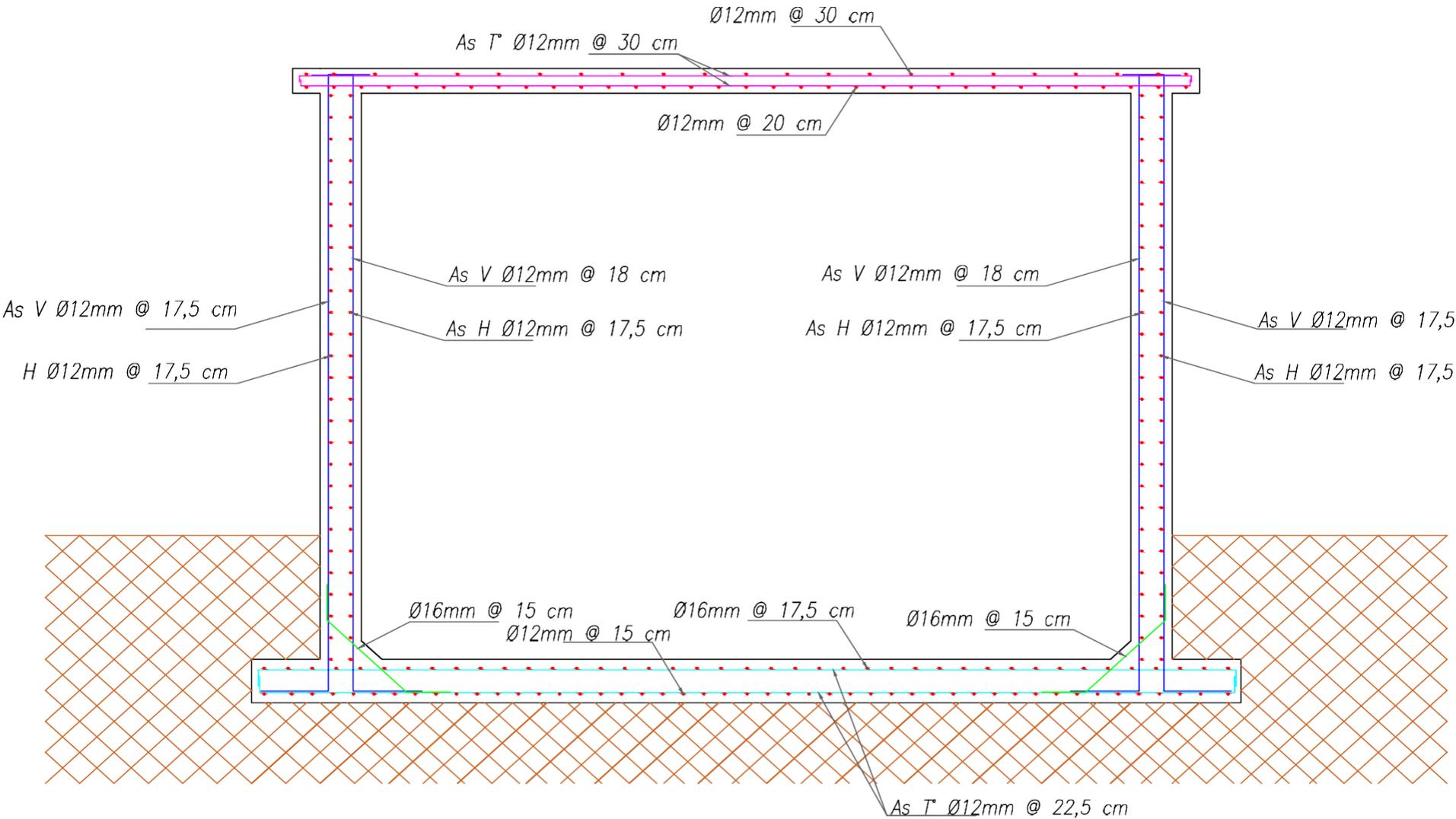
Anexo 3

Vista en planta del reservorio.



PLANTA RESERVORIO

CORTE A-A, detalles de acero de refuerzo en muros cortos.



CORTE B-B, detalles de acero de refuerzo en muros largos.

