

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

INGE-2563

Diseño Estructural de un Reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus

Gustavo Galindo.

Proyecto Integrador

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Héctor Omar Quinde Yépez

Emmanuel Elías Tenempaguay Borja

Guayaquil - Ecuador

Año: 2024

Dedicatoria

Dedico este proyecto a mis padres, William Tenempaguay y Yolanda Borja. A mis hermanos Sueanny, Jenniffer, Adriana, Juan, William, David y Santiago que me han apoyado incondicionalmente, además de confiar en mí e inspirarme a ser mejor persona cada día.

A mis amigos, que han estado para mí en todo momento, ya sea aconsejándome, siendo comprensivos, acompañándome en cada paso de mi recorrido, y creyendo en mi proceso. Su apoyo y amistad han sido fundamentales en esta etapa.

Emmanuel Tenempaguay

Dedicado a mis padres, Rosa y Hector, pilares fundamentales en mi vida, a mis hermanas, Ruddy y Cindy, ayudas indispensables en mi vida, y a mi novia, Joey, amor y apoyo incondicional en todo momento de mi vida.

Hector Quinde

Agradecimientos

Agradecer principalmente a Dios por permitirnos culminar un proyecto más en nuestras vidas.

A nuestros padres, hermanos y amigos, quienes formaron parte esencial de este proceso, nos apoyaron y confiaron en nosotros durante nuestra etapa académica.

A nuestras compañeras de universidad, Génesis Tábara y Stephanie Rosales por su amistad y compañía constante. Gracias por las experiencias inolvidable que hemos compartido, este logro es tanto de ustedes como nuestro.

Asimismo, este proyecto no habría sido posible sin la ayuda de nuestro tutor, el Msc. Walter Hurtares, quien nos guió y aconsejó con dedicación para llevarlo a cabo con éxito y profesionalismo.

Agradecemos a los profesores de la facultad quiénes contribuyeron en nuestra formación académica.

Héctor Quinde - Emmanuel Tenempaguay

Declaración Expresa

Nosotros Héctor Omar Quinde Yépez y Emmanuel Elías Tenempaguay Borja acordamos y reconocemos que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores. La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por mí/nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me/nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de mi/nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 24 de mayo del 2024



Héctor Omar Quinde Yépez



Emmanuel Elías Tenempaguay Borja

Evaluadores



Firmado electrónicamente por:
LENIN ALEXANDER
DENDER AGUILAR

Ing. Lenín Dender MSc.

Profesor de Materia



Firmado electrónicamente por:
WALTER FRANCISCO
HURTARES ORRALA

Ing. Walter Hurtares MSc.

Tutor de proyecto

Resumen

El presente proyecto detalla el diseño estructural de un reservorio subterráneo destinado al riego de áreas verdes en el Campus Gustavo Galindo de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL). La necesidad de un reservorio que permita almacenar agua para riego surge debido a las pérdidas económicas asociadas con la dependencia de fuentes externas de agua. Esto ha llevado a la decisión de adaptar el agua tratada de la planta de tratamiento de ESPOL para su uso en el riego de las zonas verdes del campus.

Para llevar a cabo el diseño del reservorio, se aplicaron diversas normativas, tanto nacionales como internacionales, incluyendo la ACI 350, ACI 318 y la NEC 2015. Estas normativas fueron fundamentales para el análisis estático y dinámico del reservorio. Además, se utilizó el software SAP2000 para modelar las fuerzas y dimensionar los elementos estructurales, determinando así el acero necesario para cada componente. Los planos estructurales fueron elaborados con el software Revit.

Antes del análisis estructural, se realizó un estudio geotécnico para asegurar la estabilidad del talud cercano al sitio del reservorio. El estudio determinó que no existe riesgo de deslizamiento, ya que el factor de seguridad calculado mediante el programa Slide fue superior a 1.5, cumpliendo con los requisitos de seguridad establecidos por la NEC.

Asimismo, se llevó a cabo un análisis de impacto ambiental, identificando que el principal problema es la pérdida de vegetación y fauna en la zona. Sin embargo, se concluyó que este impacto puede ser reversible mediante la implementación de medidas correctivas adecuadas. Finalmente, se estimó un presupuesto referencial de \$139 mil dólares para la construcción del reservorio subterráneo y un periodo de construcción de 125 días. Este resumen refleja el enfoque integral del proyecto, que combina aspectos técnicos, geotécnicos y ambientales para garantizar una solución sostenible y eficiente para el riego en el campus.

Palabras Clave: Reservorio subterráneo, riesgo, estudio geotécnico, impacto ambiental.

Abstract

This project details the structural design of a subway reservoir for the irrigation of green areas at the Gustavo Galindo Campus of the Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL). The need for a reservoir to store water for irrigation arises due to the economic losses associated with dependence on external water sources. This has led to the decision to adapt the treated water from the ESPOL treatment plant for use in irrigating the campus green areas.

To carry out the design of the reservoir, various regulations, both national and international, were applied, including ACI 350, ACI 318 and NEC 2015. These standards were fundamental for the static and dynamic analysis of the reservoir. In addition, SAP2000 software was used to model the forces and dimension the structural elements, thus determining the steel required for each component. Structural drawings were prepared using Revit software.

Prior to the structural analysis, a geotechnical study was performed to ensure the stability of the slope near the reservoir site. The study determined that there was no risk of landslide, since the safety factor calculated using the Slide program was greater than 1.5, complying with the safety requirements established by the NEC.

An environmental impact analysis was also carried out, identifying that the main problem is the loss of vegetation and fauna in the area. However, it was concluded that this impact can be reversible through the implementation of appropriate corrective measures. Finally, a reference budget of \$139 thousand dollars was estimated for the construction of the subway reservoir and a construction period of 125 days. This summary reflects the comprehensive approach of the project, which combines technical, geotechnical and environmental aspects to ensure a sustainable and efficient solution for irrigation on the campus.

Key words: subway reservoir, risk, geotechnical study, environmental impact.

Índice general

Resumen	I
Abstract	II
Índice general	III
Abreviaturas	VII
Simbología	VIII
Índice de figuras	IX
Índice de tablas.....	XIII
Índice de planos.....	XV
Capítulo 1	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Descripción del Problema.....	3
1.3 Justificación del Problema.....	4
1.4 Objetivos.....	5
1.4.1 Objetivo general	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	6
Capítulo 2	7
2. MATERIALES Y MÉTODOS	8
2.1 Revisión de literatura.....	8
2.1.1 Áreas Verdes	8
2.1.2 Tipos de Reservorios de Almacenamiento.....	8
2.1.3 Estructuras de Hormigón Armado.....	9
2.1.4 Análisis Hidrostático	10
2.1.5 Análisis hidrodinámico	11
2.1.6 Pretratamiento (Decantador)	12
2.2 Área de estudio	13

2.2.1	Ubicación del Proyecto	15
2.2.2	Geología y condiciones del terreno	15
2.2.3	Características Climáticas	16
2.3	Trabajo de campo y laboratorio.....	16
2.3.1	Levantamiento topográfico	16
2.3.2	Excavación en el terreno	17
2.3.3	Estudios de laboratorio.....	19
2.4	Análisis de datos.....	19
2.4.1	Procesamiento de datos topográficos	19
2.4.2	Clasificación y parámetros mecánicos del suelo.....	21
2.5	Análisis de alternativas.....	30
2.5.1	Alternativa 1: Diseño estructural de hormigón armado	30
2.5.2	Alternativa 2: Tanque de polietileno de alta densidad	32
2.5.3	Alternativa 3: Tanques con fibra de vidrio reforzada (FRP).....	33
2.5.4	Criterios de selección de alternativa.....	35
Capítulo 3	39
3.	DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	40
3.1	Diseños	40
3.1.1	Estabilidad del talud	40
3.1.2	Dimensiones del reservorio de almacenamiento de agua.....	42
3.1.3	Capacidad Portante del Suelo (Estado Límite de Falla – ELU).....	43
3.1.4	Prediseño de elementos estructurales	47
3.1.5	Cargas gravitacionales.....	74
3.1.6	Carga sísmica	76
3.1.7	Cargas dinámicas.....	83
3.1.8	Modelado estático dinámico.....	95

3.1.9	Elección de momentos últimos y cortantes para los elementos estructurales mediante el programa de diseño	113
3.1.10	Diseño de losa de estacionamiento.....	117
3.1.11	Diseño de vigas	121
3.1.12	Diseño de muros.....	126
3.1.13	Diseño contrafuerte	140
3.1.14	Diseño de losa de cimentación.....	161
3.1.15	Deflexiones – Estado límite de servicio.....	165
3.1.16	Longitud de desarrollo, empalme, traslapes y ganchos.....	168
3.1.17	Diseño de decantador	173
3.2	Especificaciones Técnicas	177
Capítulo 4	180
4.	ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL	181
4.1	Descripción del proyecto	181
4.2	Línea base ambiental	182
4.3	Actividades del proyecto	183
4.4	Identificación de impactos ambientales.....	185
4.5	Valoración de impactos ambientales	189
4.6	Medidas de prevención/mitigación.....	192
Capítulo 5	195
5.	PRESUPUESTO	196
5.1	Estructura Desglosada de Trabajo	196
5.2	Rubros y análisis de precios unitarios (fusión).....	197
5.3	Descripción de cantidades de obra	198
5.4	Valoración integral del costo del proyecto	198
5.5	Cronograma de obra	199
Capítulo 6	201

6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	202
6.1	Conclusiones.....	202
6.2	Recomendaciones	204
	Referencias	205
	PLANOS Y ANEXOS	211

Abreviaturas

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
C1	Calicata 1
C2	Calicata 2
RTK	Real Time Kinematic
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
HDPE	High Density Polyethylene
FRP	Fibre-Reinforced Plastic
PCA	Portland Cement Association
ACI	American Concrete Institute
NEC	Normativa Ecuatoriana de la Construcción

Simbología

m	Metros
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascales
Kg	Kilogramos
s	segundos
kN	kilo Newton
Ton	Toneladas

Índice de figuras

Figura 2.1.4.1 <i>Presión Hidrostática</i>	11
Figura 2.1.5.1 <i>Fuerza impulsiva y fuerza convectiva</i>	12
Figura 2.1.6.1 <i>Forma de un decantador</i>	13
Figura 2.1.6.1 <i>Zonificación de ESPOL</i>	14
Figura 2.2.1.1 <i>Área de interés para la construcción del reservorio</i>	15
Figura 2.3.1.1 <i>Topografía del área de estudio con equipo RTK y estación total</i>	17
Figura 2.3.2.1 <i>Ubicación de las calicatas</i>	18
Figura 2.3.2.2 <i>Pozo de ambas calicatas</i>	19
Figura 2.4.1.1 <i>Modelo topográfico con curvas de nivel del terreno</i>	20
Figura 2.4.1.2 <i>Perfil topográfico del talud cercano</i>	20
Figura 2.4.2.1 <i>Curva granulométrica C1</i>	22
Figura 2.4.2.2 <i>Gráfica % humedad vs # Golpes C1</i>	23
Figura 2.4.2.3 <i>Curva granulométrica C2</i>	25
Figura 2.4.2.4 <i>Gráfica % humedad vs # Golpes C1</i>	26
Figura 2.4.2.5 <i>Carta de plasticidad SUCS</i>	27
Figura 2.4.2.6 <i>Clasificación del suelo según SUCS, material pasante tamiz 75</i>	28
Figura 2.4.2.7 <i>Grafica Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante</i>	29
Figura 2.5.1.1 <i>Tanque de hormigón armado</i>	31
Figura 2.5.2.1 <i>Sistema de almacenamiento de agua en tanque de HDPE</i>	33
Figura 2.5.3.1 <i>Tanque de fibra de vidrio en diferentes volúmenes</i>	34
Figura 3.1.1.1 <i>Estabilidad de talud</i>	40
Figura 3.1.1.2 <i>Factores de seguridad por corte mínimos</i>	41
Figura 3.1.2.1 <i>Medidas acotadas del reservorio de agua</i>	42
Figura 3.1.3.1 <i>Teoría de capacidad de carga Terzagui</i>	44
Figura 3.1.3.2 <i>Factores de capacidad de carga para Terzaghi</i>	45
Figura 3.1.4.1 <i>Detalle de espesores en el eje longitudinal</i>	49
Figura 3.1.4.2 <i>Detalle de espesores en el eje transversal</i>	50
Figura 3.1.4.3 <i>Coeficientes PCA para determinar momentos ($b/a=3$), caso 2</i>	52
Figura 3.1.4.4 <i>Coeficientes PCA para determinar cortantes, caso 2</i>	53

Figura 3.1.4.5 Coeficientes PCA para determinar momentos ($b/a=2.5$), caso 2.....	54
Figura 3.1.4.6 Coeficientes PCA para determinar momentos ($b/a=3$), caso 1.....	59
Figura 3.1.4.7 Coeficientes PCA para determinar cortantes, caso 1.....	59
Figura 3.1.4.8 Coeficientes PCA para determinar momentos ($b/a=3$), caso 1.....	60
Figura 3.1.4.9 Coeficientes PCA para determinar cortantes ($b/a=3$), caso 6.....	63
Figura 3.1.4.10 Coeficientes PCA para determinar cortantes, caso 6.....	63
Figura 3.1.4.11 Coeficientes PCA para determinar cortantes ($b/a=2.5$), caso 6.....	64
Figura 3.1.5.1 Primer caso de carga.....	74
Figura 3.1.5.2 Segundo caso de carga.....	75
Figura 3.1.5.3 Tercer caso de carga.....	75
Figura 3.1.5.4 Cargas puntuales ejercidas en la losa mediante los ejes del camión.....	75
Figura 3.1.6.1 Zonas sísmicas en base a la NEC.....	77
Figura 3.1.6.2 Valor de factor Z.....	77
Figura 3.1.6.3 Clasificación del suelo en base al tipo de perfil.....	78
Figura 3.1.6.4 Factor de sitio F_a	79
Figura 3.1.6.5 Factor de amplificación F_d	79
Figura 3.1.6.6 Factor de comportamiento no lineal F_c	79
Figura 3.1.6.7 Espectro elástico de diseño.....	81
Figura 3.1.6.8 Tipo de edificación y su uso en base a la NEC.....	81
Figura 3.1.6.9 Factor de modificación de respuesta R , ACI 350.....	82
Figura 3.1.6.10 Espectro elástico e inelástico de respuesta.....	83
Figura 3.1.7.1 Fuerzas dinámicas dentro de un tanque enterrado.....	83
Figura 3.1.7.2 Conexiones articuladas en base a la normativa ACI 350.....	84
Figura 3.1.7.3 Alturas de muro y agua.....	85
Figura 3.1.7.4 Factor de importancia mediante la ACI 350.....	87
Figura 3.1.7.5 Factor de modificación de respuesta.....	88
Figura 3.1.7.6 Espectro de diseño ASCE 7-16, con el tipo de suelo seleccionado.....	90
Figura 3.1.7.7 Distribución de alturas y fuerzas dinámicas establecidas por el ACI 350.....	93
Figura 3.1.7.8 Distribución de fuerzas dinámicas establecidas por el ACI 350.....	93
Figura 3.1.8.1 Grid System Data, SAP2000.....	96
Figura 3.1.8.2 Propiedades del concreto f'_c : 30 MPa.....	97

Figura 3.1.8.3 Acero de refuerzo con fluencia de 420 MPa.....	98
Figura 3.1.8.4 Elementos Shell para la estructura.....	99
Figura 3.1.8.5 Losa de fondo con espesor de 35 cm	100
Figura 3.1.8.6 Elemento tipo frame, viga de 40x80cm.....	100
Figura 3.1.8.7 Momento de inercia sobre el eje 3.....	101
Figura 3.1.8.8 Modelado en SAP2000.....	102
Figura 3.1.8.9 Combinaciones de cargas propuestas por el ACI 350	103
Figura 3.1.8.10 Combinaciones de carga	104
Figura 3.1.8.11 Combinación de carga.....	104
Figura 3.1.8.12 Envolvente de cargas mayoradas y de servicio	105
Figura 3.1.8.13 Sección visualizando las separaciones en los muros.....	105
Figura 3.1.8.14 Localización de las cargas vivas dentro de la losa	106
Figura 3.1.8.15 Cargas vivas en el programa.....	107
Figura 3.1.8.16 Envolvente de carga viva.....	108
Figura 3.1.8.17 Asignación del peso del fluido	108
Figura 3.1.8.18 Diafragma rígido para altura impulsiva	109
Figura 3.1.8.19 Creación de resortes	110
Figura 3.1.8.20 Resortes en el eje X.....	111
Figura 3.1.8.21 Propiedades del resorte X.....	112
Figura 3.1.8.22 Modelo dinámico propuesto por el ACI 350	113
Figura 3.1.9.1 Ejes en elementos discretizados.....	113
Figura 3.1.9.2 Ejemplo de momentos y fuerzas para un tramo de losa	114
Figura 3.1.9.3 Ejemplo de momentos y fuerzas para un tramo de losa de fondo	115
Figura 3.1.9.4 Fuerzas en muros mediante SAP2000	116
Figura 3.1.9.5 Tipo de acero a colocar, en base a la dirección.....	116
Figura 3.1.10.1 Espesores mínimos para losas macizas, ACI 318.....	117
Figura 3.1.11.1 Momento último en la viga	123
Figura 3.1.11.2 Separación de estribos por normativa.....	125
Figura 3.1.12.1 Frontal y posterior del reservorio	126
Figura 3.1.12.2 Acero exterior e interior	127
Figura 3.1.12.3 Distribución de acero en la pared de mayor longitud.....	133

Figura 3.1.12.4 <i>Distribución de acero en la pared de menor longitud</i>	138
Figura 3.1.13.1 <i>Partes del muro contrafuerte</i>	140
Figura 3.1.13.2 <i>Sección de Áreas</i>	144
Figura 3.1.13.3 <i>Dovelas p que se generan en el contrafuerte y pantalla</i>	147
Figura 3.1.13.4 <i>Momentos y Cortantes de la pantalla del contrafuerte</i>	148
Figura 3.1.13.5 <i>Máximo momento de la pantalla del contrafuerte en Sap2000</i>	150
Figura 3.1.13.6 <i>Resultante de Cortantes Máximos por dovelas</i>	153
Figura 3.1.13.7 <i>Momento máximo que actúa entre el contrafuerte y pantalla para el anclaje</i> ..	155
Figura 3.1.13.8 <i>Bosquejo de armadura de anclaje</i>	156
Figura 3.1.13.9 <i>Distribución de presiones del suelo y distancia “t” por dovela</i>	159
Figura 3.1.13.10 <i>Bosquejo de armadura y separación de contrafuerte</i>	161
Figura 3.1.15.1 <i>Deflexiones admisibles</i>	166
Figura 3.1.15.2 <i>Máxima deflexión de la viga</i>	167
Figura 3.1.16.1 <i>Longitud de desarrollo a tracción</i>	168
Figura 3.1.16.2 <i>Factores de modificación según sus condiciones</i>	169
Figura 3.1.16.3 <i>Longitud de desarrollo en sección crítica</i>	171
Figura 3.1.16.4 <i>Geometría de gancho estándar</i>	172
Figura 3.1.17.1 <i>Zonas de un decantador</i>	173
Figura 3.1.17.2 <i>Vista lateral en corte el decantador</i>	176
Figura 3.1.17.3 <i>Vista lateral del decantador</i>	176
Figura 5.1.1 <i>Diagrama esquematizado del proyecto</i>	196
Figura 5.2.1 <i>Análisis de precios unitarios para el rubro</i>	197
Figura 5.3.1 <i>Volumen de hormigón para contrafuertes</i>	198
Figura 5.4.1 <i>Presupuesto de obra</i>	199
Figura 5.5.1 <i>Cronograma valorado de obra</i>	199

Índice de tablas

Tabla 2.3.2.1 <i>Información de la ubicación de las calicatas</i>	18
Tabla 2.4.2.1 <i>Resultados de la granulometría calicata 1</i>	21
Tabla 2.4.2.2 <i>Porcentaje de humedad de las muestras</i>	22
Tabla 2.4.2.3 <i>Resultados del material fino</i>	23
Tabla 2.4.2.4 <i>Resultados granulometría calicata dos</i>	24
Tabla 2.4.2.5 <i>Porcentaje de humedad de las muestras</i>	25
Tabla 2.4.2.6 <i>Resultados del material fino</i>	26
Tabla 2.4.2.7 <i>Resultados del ensayo corte directo</i>	30
Tabla 2.5.4.1 <i>Comparativa Alternativas</i>	35
Tabla 2.5.4.2 <i>Escala de Likert</i>	36
Tabla 2.5.4.3 <i>Ponderación de la importancia del criterio de diseño</i>	36
Tabla 2.5.4.4 <i>Resultados de alternativas</i>	37
Tabla 2.5.4.5 <i>Total de puntaje para elección de alternativas</i>	37
Tabla 3.1.2.3.1.2.1 <i>Dimensiones del reservorio</i>	42
Tabla 3.1.4.1 <i>Comparación de resultados de las condiciones de estudio</i>	65
Tabla 3.1.4.2 <i>Selección de momentos y cortantes</i>	66
Tabla 3.1.7.1 <i>Valores iniciales para el análisis</i>	84
Tabla 3.1.7.2 <i>Alturas para el cálculo de las fuerzas dinámicas</i>	85
Tabla 3.1.10.1 <i>Luces libres y momentos del programa</i>	117
Tabla 3.1.10.2 <i>Acero requerido para losa maciza</i>	118
Tabla 3.1.10.3 <i>Acero colocado en un metro de ancho de losa</i>	119
Tabla 3.1.10.4 <i>Verificación de momentos cortantes con los determinados en SAP</i>	120
Tabla 3.1.11.1 <i>Dimensiones y propiedades de vigas</i>	121
Tabla 3.1.11.2 <i>Resumen de las vigas superiores, cimentación y para mampostería</i>	125
Tabla 3.1.12.1 <i>Momentos y cortantes máximos en Ton-m y Ton respectivamente, obtenidos de SAP2000</i>	127
Tabla 3.1.13.1 <i>Momentos Resistentes de las secciones</i>	145
Tabla 3.1.13.2 <i>Momentos y cortantes usando los coeficientes ACI</i>	150
Tabla 3.1.13.3 <i>Resumen de cortantes V_c</i>	152
Tabla 3.1.13.4 <i>Distribución de acero de anclaje entre contrafuerte y muro</i>	154

Tabla 3.1.13.5 <i>Distribución de acero de anclaje entre contrafuerte y viga cimentación</i>	158
Tabla 3.1.13.6 <i>Cálculo de momentos, presiones del suelo y distancia “t” por dovela en el contrafuerte</i>	159
Tabla 3.1.13.7 <i>Acero requerido por dovela en el contrafuerte</i>	160
Tabla 3.1.14.1 <i>Luces libres y momentos del programa, tapa fondo</i>	162
Tabla 3.1.14.2 <i>Acero requerido para losa maciza, fondo</i>	163
Tabla 3.1.14.3 <i>Acero colocado en un metro de ancho de losa, fondo</i>	163
Tabla 3.1.14.4 <i>Verificación SAP2000 cortantes máximos</i>	164
Tabla 3.1.15.1 <i>Deflexión máxima de a losa obtenida en SAP2000</i>	166
Tabla 3.1.16.1 <i>Propiedades y factores de los materiales para ld</i>	169
Tabla 3.1.16.2 <i>Longitud de desarrollo para los demás elementos estructurales</i>	170
Tabla 3.1.16.3 <i>Factores y propiedades de viga</i>	171
Tabla 3.1.16.4 <i>Longitudes en los demás elementos estructurales</i>	172
Tabla 3.1.16.5 <i>Dext., Dint para elementos estructurales</i>	173
Tabla 4.2.1 <i>Árbol de factores para el diseño de un reservorio de agua para áreas verdes</i>	183
Tabla 4.4.1 <i>Escala de valoración cualitativa para identificación de impactos ambientales</i>	186
Tabla 4.4.2 <i>Valoración de impactos ambientales</i>	186
Tabla 4.4.3 <i>Variables de impacto ambiental en las fases de construcción</i>	187
Tabla 4.5.1 <i>Escala de valoración cualitativa para clasificación del impacto ambiental</i>	190
Tabla 4.5.2 <i>Valoración de impactos ambientales para el diseño de reservorio de agua</i>	190
Tabla 4.5.3 <i>Clasificación de variables de impacto ambiental</i>	191
Tabla 4.6.1 <i>Medidas de prevención y mitigación en la fase de construcción</i>	192
Tabla 4.6.2 <i>Medidas de prevención y mitigación en la fase de funcionamiento y abandono</i>	193

Índice de planos

PLANO 1 Plano Estructurales Dimensiones

PLANO 2 Plano Estructurales Dimensiones

PLANO 3 Plano Estructurales Acero

PLANO 4 Plano Estructurales Acero

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), una de las instituciones educativas más prestigiosas del Ecuador, tiene como estatutos el desarrollo sostenible y la innovación para la optimización de recursos, por lo que las zonas verdes tienen una valoración importante dentro de la universidad, no solo como contribución al bienestar y calidad en el ambiente, sino también para el sistema integral del ecosistema de las zonas de interés.

Por consiguiente, la ESPOL ha establecido convenios externos, para proveer agua potable y destinarla al riego de áreas verdes en las facultades. Este convenio ha permitido que la vegetación se encuentre en condiciones óptimas aportando al bienestar y la calidad ambiental del campus. Es importante mencionar, que la vegetación que se encuentra en las distintas facultades no solo mejora la estética del campus, sino que también forma parte en la regulación del microclima, reduciendo la contaminación del aire y creando hábitats para la fauna local.

Sin embargo, el uso intensivo de agua potable para riego ha producido un incremento significativo en las planillas de consumo de agua, lo que representa una carga financiera considerable para la universidad (Cedeño & García, 2022). Este problema ha impulsado a la ESPOL a explorar nuevas alternativas económicas y sostenibles para reducir la dependencia del agua potable. Por esta razón, es necesario captar agua de otros medios para reducir el uso de agua potable y aminorar costos (Arroyo, 2019).

La gestión del agua en la universidad requiere un análisis eficiente y sostenible; en este contexto, la universidad ha planificado el uso de aguas blandas. Hace algunos años, se diseñó una planta de tratamiento de agua cerca de la zona 10 del campus, la cual actualmente se utiliza para el riego del césped de la cancha adyacente. Este enfoque permite reutilizar el agua tratada, reduciendo así los costos de riego en la zona involucrada y a su vez, esto constituye un punto de partida para desarrollar un sistema que amplíe el riego a diversas áreas del campus.

1.2 Descripción del Problema

ESPOL cuenta con un departamento de Gerencia de Infraestructura Física (GIF) que está encargada de realizar proyectos nuevos con un enfoque de desarrollo sostenible, en áreas de trabajo operacional, académico y de comunidad (ESPOL, s.f.). Asegurando un entorno físico en la universidad que sea seguro, funcional, estético y eficiente.

La problemática se centra en la falta de un reservorio de agua para riego de áreas verdes dentro del campus universitario, lo cual conlleva a la imposibilidad de almacenar agua de manera adecuada para la actividad descrita, visualizando así el uso ineficiente del recurso hídrico que posee la universidad, puesto que en planillas de consumo de agua potable se ha pagado hasta un monto de \$ 210.639, donde del 56% (\$ 117.958) al 70% (\$ 147.447) son por uso inadecuado de riego. (Cruz & Hidalgo, 2021)

La falta de un reservorio estructuralmente adecuado llega a ocasionar problemas como la dependencia excesiva de fuentes externas de agua, generando un gasto de \$132,703 únicamente para riego, y la incapacidad de satisfacer las necesidades de la vegetación del campus universitario (Cedeño & García, 2022). Por lo tanto, se requiere una solución integral que abarque este desafío, a través del diseño y la implementación de un reservorio adaptado para el riego de áreas verdes, el cual garantice la eficiencia de este recurso hídrico, la seguridad estructural y la sostenibilidad a largo plazo del sistema de riego.

Al no tener este tipo de infraestructura adecuada para el almacenamiento de agua, surge este tipo de problemas monetarios, sociales y ambientales a lo largo del tiempo, a pesar de que se reutiliza el agua blanda de la planta de tratamiento de la ESPOL, solamente para el riego del césped de la cancha cercana. El volumen de almacenamiento con el que fue diseñada la PDAR no es lo suficiente para abastecer a más áreas verdes dentro de las zonas cercanas a la planta.

El enfoque del proyecto busca reutilizar de manera eficiente el agua previamente tratada, promoviendo las practicas sostenibles y reutilizables en el entorno del campus.

Asimismo, se abarca con la necesidad en garantizar un suministro adecuado de agua para el mantenimiento de las áreas verdes de zonas determinadas en el campus en lo que no solamente contribuirá a mejorar la presente estética y el bienestar de la comunidad universitaria, sino que también promoverá la salud del ecosistema local y fomentará la biodiversidad (OMS, 2016).

1.3 Justificación del Problema

Las áreas verdes del campus son fundamentales para crear un entorno cálido y acogedor, además de proporcionar una mejor estética al campus. Su importancia se manifiesta en los efectos positivos que tienen sobre el medio ambiente, como la creación de un ambiente saludable para la comunidad universitaria. Estas zonas contribuyen significativamente a la mejora de la calidad del aire, absorbiendo contaminantes como el dióxido de carbono, regula la temperatura, mitigando el efecto de las islas de calor urbano y ayuda a fomentar la biodiversidad local proporcionando espacios adecuados para las diferentes especies de flora y fauna (Konijnendijk et al., 2013).

La falta de un reservorio de agua específicamente diseñado para el riego de estas áreas verdes genera una serie de problemas que deben ser abordados. En primer lugar, la dependencia excesiva de fuentes externas de agua incrementa los costos operativos de riego, lo cual no es sostenible a largo plazo. El uso intensivo de agua potable para el riego constituye un mal manejo del recurso hídrico disponible, desperdiciando un recurso valioso que podría ser empleado de manera más eficiente.

Diseñar e implementar un reservorio de agua para las zonas estratégicas de vegetación en las áreas de ingeniería del campus de ESPOL garantizará un suministro constante de agua. Este reservorio utilizará agua de menor calidad, como el agua depurada de la planta de tratamiento existente en ESPOL, que, aunque no sea potable, contiene nutrientes beneficiosos para la vegetación. Este enfoque no solo asegura la sostenibilidad y eficiencia en el uso del recurso hídrico, sino que también promueve la economía circular al reutilizar agua tratada.

Dentro del planteamiento inicial del diseño de un reservorio estructural para almacenar el agua, se debe conocer que el flujo de entrada para el almacenamiento es de la planta de tratamiento que se encuentra en los alrededores en donde se efectuará el proyecto, en donde ingresa y se pretrata, es decir, implementando un sistema de decantación dentro del tanque, quitando la mayoría de sólidos suspendidos que no hayan podido ser eliminados por la PDAR, asegurando que no exista un exceso de partículas suspendidas que pongan en riesgo la integridad de las bombas de impulsión para la distribución del agua a las zonas verdes.

Al llevar a cabo este proyecto de solución, se logrará una gestión más responsable y sostenible del agua, alineada con los principios de desarrollo sostenible, además de resolver los problemas que se presentan por la falta de una infraestructura dedicada solamente para la labor del almacenamiento de agua. Este proyecto garantizará la salud y vitalidad de las áreas verdes, mejorando el bienestar de la comunidad universitaria y la calidad del entorno del campus. Al abordar de manera integral los desafíos actuales, se promoverá el uso eficiente del recurso hídrico y se fortalecerá el compromiso de la universidad con la calidad del entorno del campus.

En el contexto general, se busca emplear prácticas sostenibles en el entorno del campus para el diseño de este proyecto. Cabe añadir que el reservorio se diseñará dependiendo de las necesidades y especificaciones del sistema de distribución diseñado con anterioridad, planteando no solamente una forma de abarcar el problema actual, sino que también será en gran medida una base para el manejo responsable y sostenible del agua en el campus universitario.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Diseñar un reservorio de agua que complete el sistema de riego de la ESPOL mediante el análisis estructural y geotécnico, priorizando la seguridad estructural,

durabilidad y eficiencia para la irrigación de áreas verdes de zonas determinadas en el campus.

1.4.2 Objetivos específicos

- Evaluar las propiedades del suelo para la determinación del tipo de suelo y las propiedades mecánicas del mismo, asegurando la estabilidad y durabilidad de la estructura.
- Dimensionar los elementos estructurales respectivos de la estructura requerida, con base a normativas internacionales y locales, asegurando la resistencia de las cargas propuestas.
- Integrar un sistema de decantación para la eliminación de sólidos suspendidos antes de llevar el agua para las zonas verdes.
- Evaluar el impacto ambiental (EIA) del reservorio enterrado, incluyendo la preparación de un presupuesto, análisis de precios unitarios y la elaboración de un cronograma valorado, garantizando la viabilidad ambiental y económica del proyecto.

Capítulo 2

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Revisión de literatura

2.1.1 Áreas Verdes

La importancia de las áreas verdes en las instituciones tiene gran valor debido a que promueve la creatividad estudiantil, además que sirve para poder tranquilizarse con el entorno y contribuye a un mejor rendimiento académico (Belenguer, 2022). Estas áreas proporcionan beneficios estéticos que mejoran el paisaje y la percepción del lugar, por lo que es un aspecto beneficioso para que los estudiantes desarrollen una mayor conexión con la naturaleza.

Según Röbbel (2020) las áreas verdes tienen impacto en la salud mental de las personas, puesto que el ambiente tiene influencia en el bienestar y estado de ánimo, de manera que moderan la temperatura y reducen el efecto de la isla térmica de calor. Estas zonas deben tener un riego adecuado para que la vegetación no sufra estrés hídrico o a su vez pérdida de vegetación por la falta de agua.

Al tener zonas urbanas con vegetación permite que exista control de inundaciones porque sirven como un drenaje natural, dado que las ciudades presentan zonas pavimentadas que son impermeables y dificultan la infiltración del agua (Sorensen et al., 1998). Esto ocasiona problemas sociales y económicos como el daño a la propiedad, infraestructuras, carreteras, puentes, etc., así como el incremento de enfermedades por aguas estancadas.

2.1.2 Tipos de Reservorios de Almacenamiento

Los reservorios de agua son estructuras construidas que poseen una forma esférica, cilíndrica o paralelepípedo para el almacenamiento de agua que posteriormente se distribuye al lugar de interés, por lo que para su diseño ya se verificaron presiones, caudales, velocidades, pérdidas y volumen requerido necesarios para que el sistema de distribución funcione correctamente. (CP INEN, 1992)

La cantidad de agua necesaria se determina según la demanda de las áreas que se deben abastecer y fluctuaciones del agua (Votruba & Broža, 1989), se diseña considerando el tipo de aspersor que se va a utilizar. Además, se examinan factores como el llenado, posibles interrupciones que se puedan presentar y se garantiza un periodo de vida útil del tanque de 30 a 40 años.

2.1.2.1 Reservoirio Superficiales o Elevados. Su proceso constructivo es más rápido y fácil a comparación de los otros tipos de reservoirio, por lo que resultan más económicos inicialmente, están contruidos sobre el nivel del suelo ya sea por torres, columnas o al ras de la superficie, en proyectos rurales es común aplicar reservoirios elevados cuadrados como rectangulares. (Agüero, 2005)

2.3.2.2 Reservoirio Semienterrados. Una parte de su estructura esta parcialmente bajo la superficie, lo que ayuda mantener la temperatura del agua, y facilita el acceso para inspecciones y mantenimiento. Generalmente, se elige esta construcción cuando la topografía y el tipo de suelo presentan dificultades para la excavación. (Fernández et al., 2013)

2.3.2.3 Reservoirio Subterráneos. Tienen una mayor complejidad de construcción, pero ofrecen una mayor protección a las variaciones de temperatura, evaporación y contaminación del agua, puesto que no ocupa espacio en la superficie y mejora el entorno urbano. (CONAGUA, 2007)

2.1.3 Estructuras de Hormigón Armado

En el ámbito de la construcción, existen diversos materiales que se destacan por su capacidad de resistir grandes cargas aplicada. Un ejemplo es el hormigón armado, una mezcla heterogénea constituida por hormigón y acero. En esta combinación, el concreto proporciona una buena resistencia a la comprensión, pero es deficiente a la tracción, por lo que el acero lo compensa debido a que posee una alta capacidad de soportar esfuerzos a tensión. (Shi et al., 2020)

Como indican Skutnik et al. (2020) en obras hidráulicas y especiales, donde el hormigón está expuesto a agentes agresivos, es crucial enfatizar su composición en términos de permeabilidad. Por lo tanto, al diseñar un reservorio, es fundamental considerar la influencia del agua en la estructura de hormigón armado. Para ello, se debe aplicar correctamente la normativa vigente, seleccionar adecuadamente el tipo de cemento, agregados y los aditivos respectivos, aparte de emplear métodos constructivos que aseguren una baja permeabilidad del elemento.

Los reservorios de almacenamiento de hormigón armado destacan por sus propiedades de resistencia y durabilidad, aparte de su capacidad para soportar la presión hidrostática del agua y las cargas externas del terreno, especialmente cuando se encuentran subterráneos o semienterrados. Adicionalmente, es fundamental considerar un diseño sismorresistente para garantizar su integridad estructural en zonas sísmicas. (Ghateh et al., 2015)

2.1.4 Análisis Hidrostático

Dentro de la ingeniería, la hidrostática parte de un principio importante, el cual menciona que un fluido en condiciones de reposo no posee fuerzas tangenciales, solamente fuerzas normales debido a la presión (Çengel & Cimbali, 2014). El campo de estudio abarcado por la hidrostática es de suma importancia para entender el comportamiento de cualquier fluido en condiciones de equilibrio y su respectiva distribución de presiones dentro de un sistema estacionario.

En términos generales, la hidrostática es el estudio de la presión en un punto que se encuentra en cualquier parte de un fluido en reposo. La ecuación de la presión hidrostática se basa en los siguientes parámetros:

$$P = \rho gh \quad (2.1)$$

Para lo cual se tiene que:

P: Presión hidrostática

ρ : densidad del fluido

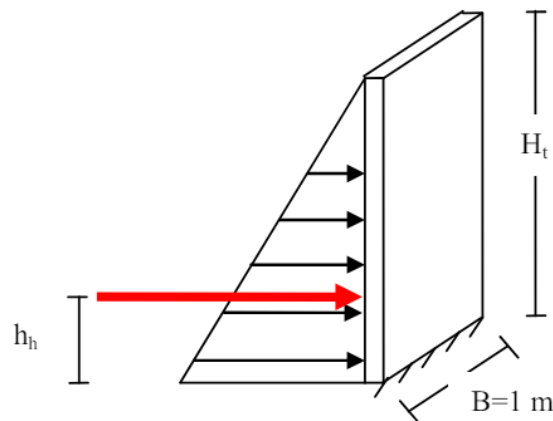
g: aceleración debido a la acción de la gravedad

h : profundidad del punto seleccionado

El presente principio es de gran utilidad para aprender el comportamiento del agua dentro de un tanque, ya sea enterrado, superficial o elevado. Gracias a que ayuda a calcular las fuerzas que interactúan sobre las paredes del reservorio, presentándose como un triángulo de fuerzas.

Figura 2.1.4.1

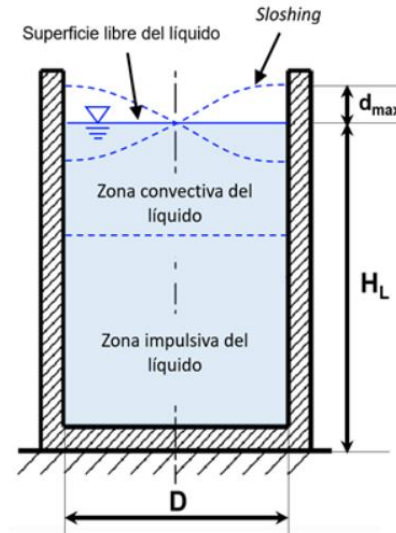
Presión Hidrostática



Nota. La imagen mostrada presenta la fuerza hidrostática que actúa por el agua en las paredes de un reservorio de agua. Elaborado por Yamin, (2014)

2.1.5 Análisis hidrodinámico

Al considerar el análisis hidrostático en tanques de almacenamiento de agua, es crucial complementarlo con dos conceptos importantes para su diseño de manera general, tomando en consideración un análisis hidrodinámico, en donde rigen estas dos condiciones dinámicas: la presión hidrodinámica impulsiva y la presión hidrodinámica convectiva. La presión hidrodinámica impulsiva actúa como una sola masa que se concentra en la parte inferior del tanque, mientras que la presión hidrodinámica convectiva se manifiesta de manera oscilatoria, generando empujes en la zona superior del tanque (ACI 350, 2021). Esto da lugar a un esquema diferenciado de las zonas de presión dentro del tanque, tal como se muestra en la figura posterior.

Figura 2.1.5.1*Fuerza impulsiva y fuerza convectiva*

Nota. Se presentan las masas impulsivas y convectivas dentro de un tanque. Elaborado por Lobo (2021)

2.1.6 Pretratamiento (Decantador)

El pretratamiento en el sistema de tratamiento y potabilización de agua es una etapa enfocada en la eliminación de sólidos suspendidos y partículas de gran tamaño, con el fin de precautelar las siguientes etapas del proceso de depuración.

A pesar de que no se considera un tratamiento como tal, debido a que no se logra reducir la carga contaminante, si desempeña un papel fundamental en la eliminación de partículas de gran tamaño que puedan causar ineficiencia en el tratamiento de agua y quizás daños importantes en los procesos y equipos relacionados (Lozano, 2012).

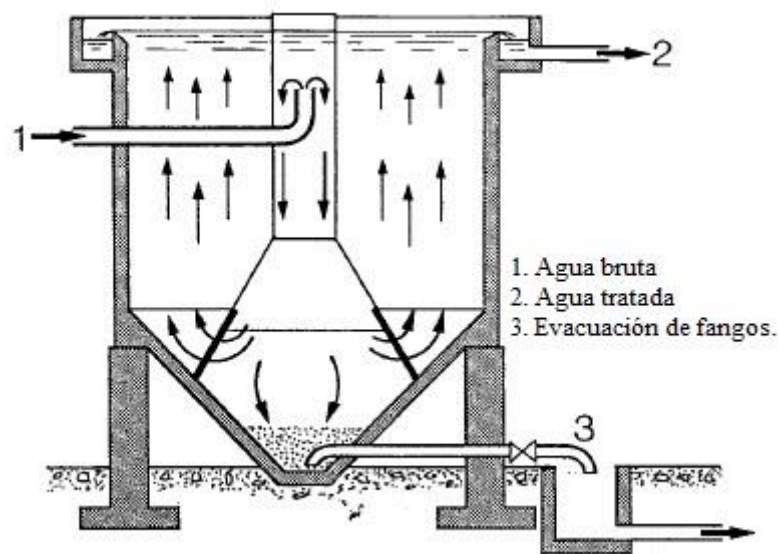
Dentro del proceso de depuración de agua, se encuentra el decantador, el cual se encarga de separar dichas partículas de gran tamaño mediante un proceso de sedimentación, el cual es fundamental para reducir la carga de sólidos en el sistema. Para la operación eficiente de un

decantador, se necesita un diseño que considere los factores de tiempo de retención, profundidad del tanque y tasa de lujo, con lo cual se asegura la remoción efectiva de los sólidos (Droste, 1997).

Los decantadores pueden tener distintas formas dependiendo de los requerimientos del proceso, tales como rectangulares, circulares o cónicos. Estos dispositivos cuentan con estructuras internas que facilitan la sedimentación de las aguas residuales antes de proceder con su tratamiento. Las paredes internas del decantador están diseñadas de manera estratégica para mejorar la separación de los sólidos a través de la sedimentación por gravedad. Esto permite que las partículas más pesadas se depositen en el fondo del decantador, mientras que el agua clarificada se recolecta en la parte superior para su posterior eliminación. (Chin, 2006)

Figura 2.1.6.1

Forma de un decantador



Nota. Se presentan las zonas de agua en un decantador. Elaborado por GEDAR

2.2 Área de estudio

ESPOL es una universidad que está situada en Guayaquil, provincia del Guayas, que se caracteriza por ser una de las ciudades más importantes del Ecuador debido a la importancia

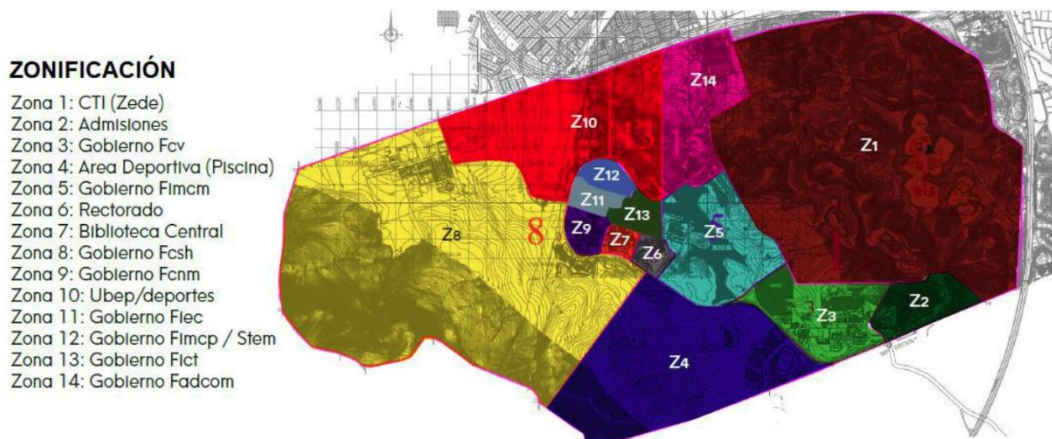
política, social y económica; la ciudad tiene una población aproximada de 2'746.403 según el censo realizado en 2022. (INEC, 2022)

El área de estudio se encuentra al oeste de Guayaquil, en el Campus Gustavo Galindo, Prosperina; cabe destacar que la universidad alberga facultades en distintas áreas de conocimientos como: Ciencias e Ingenierías, Economía y Administración, Arte y Diseño, Servicios, Humanidades y Salud. Aparte, ESPOL cuenta con 696 hectáreas de terreno, donde el 80% corresponde a vegetación forestal y el 3% está distribuida en las edificaciones. (Sostenibilidad ESPOL, s.f.)

En un contexto más específico, el área en donde se requiere construir el reservorio de agua se encuentra ubicada en la Zona 10 del campus ESPOL, la cual abarca las actividades deportivas para los estudiantes, tal como se logra visualizar en la figura respectiva a la zonificación de la universidad.

Figura 2.1.6.1

Zonificación de ESPOL



Nota. Delimitaciones de las áreas de ESPOL. Fuente: (Cruz & Hidalgo, 2021)

Para el desarrollo del proyecto se llevará a cabo una evaluación de la naturaleza que tiene el terreno, también donde estarán los puntos de entradas y salida del reservorio, así como las cargas estructurales que van a resistir las cargas producidas por el agua, suelo y vehículos, analizando las ventajas y limitaciones que presenta el sitio.

2.2.1 Ubicación del Proyecto

El proyecto del reservorio de agua estará ubicado en la ESPOL, campus Gustavo Galindo, específicamente en la zona 10, detrás del edificio 10AD3 (Coliseo Nuevo). Este se situará bajo el parqueadero adoquinado, frente a la planta de tratamiento, rodeado de áreas verdes.

Figura 2.2.1.1

Área de interés para la construcción del reservorio



Nota. Se presentan las delimitaciones del área de construcción para el reservorio.

Extraído de Google Earth.

2.2.2 Geología y condiciones del terreno

El campus, situado en una región costera de Ecuador, presenta una geología variada debido a las deformaciones sedimentarias y los depósitos aluviales. La zona es altamente sísmica por la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana (Segovia et al., 2009). El suelo está compuesto de roca basáltica con deformaciones marinas, originada en la cordillera Chongón-Colonche.

El relevamiento del terreno del campus muestra una gran diversidad debido a su ubicación en una zona montañosa. Esto resulta en la presencia de pendientes tanto suaves como pronunciadas. El área destinada al proyecto se encuentra próxima a un talud, lo cual debe ser cuidadosamente considerado al diseñar el reservorio.

La universidad se encuentra en una zona montañosa y presenta variedad de material, así como la calidad del suelo en el área de estudio. La estratigrafía del terreno revela cierta cantidad de arcilla y una mayor presencia de arena y grava, aparte de roca blanda que se encuentra a profundidades mayores. Esta composición del suelo es adecuada para proyectos de construcción y desarrollo de infraestructuras presentando facilidades de construcción y una mayor estabilidad.

2.2.3 Características Climáticas

La ciudad presenta temperaturas entre 20 a 31 grados centígrados según indica Spark (2022); presenta 2 estaciones de verano e invierno, por lo que presenta un clima caluroso entre los meses de enero a abril y temporadas cálidas entre junio a septiembre.

A su vez, Guayaquil experimenta precipitaciones intensas que varían a lo largo del año, por consiguiente, existe una humedad alta; en donde la temporada mojada se produce en los meses de enero hasta abril.

Por este motivo, la meteorología es fundamental para el desarrollo del reservorio debido a las altas temperaturas y precipitaciones para abastecer durante toda la temporada que no llueva, y considerar materiales respectivos para la corrosión y humedad.

2.3 Trabajo de campo y laboratorio

2.3.1 Levantamiento topográfico

Dentro del trabajo de campo para la realización del proyecto, se constituyó tanto de un levantamiento topográfico y la excavación de dos calicatas a una profundidad considerable de 2.5 metros, con el fin de obtener datos de relevancia para el diseño estructural del reservorio.

Para el levantamiento topográfico del área de estudio, se obtuvieron las coordenadas de cada punto de relevancia, con el fin de formar curvas de nivel y el perfil longitudinal para el talud presente en las cercanías de la zona en donde se desea construir el reservorio enterrado. Se tomó dos días para realizar el levantamiento con la ayuda del equipo RTK, en cambio para las zonas planas del lugar con árboles y para los desniveles presentes por el talud se utilizó la estación total.

Figura 2.3.1.1

Topografía del área de estudio con equipo RTK y estación total



Nota. Se presenta el levantamiento topográfico del área de estudio.

2.3.2 Excavación en el terreno

Para la recolección de muestras de suelo, se realizaron dos calicatas cerca de la zona de estudio, a 2.5 metros de profundidad aproximadamente, con el fin de evaluar el tipo de suelo que existe en dicha área, y sus propiedades mecánicas para verificar su respectiva estabilidad al momento de diseñar el reservorio.

Figura 2.3.2.1

Ubicación de las calicatas



Nota. Se tienen los puntos en el mapa de las calicatas realizadas. Extraído de Google Earth.

La ubicación de las perforaciones se detalla en el siguiente cuadro, junto a sus coordenadas UTM y la información requerida para evaluar el tipo de suelo que existe en la zona.

Tabla 2.3.2.1

Información de la ubicación de las calicatas

Sondeos	Coordenadas WGS84			Nivel	Profundidad	Cota
	Zona	Este	Norte	freático (m)	(m)	(m.s.n.m)
Calicata 1	17 S	614886.478	9763229.832	No se	2.5	77.690
Calicata 2	17 S	614861.309	9763236.010	evidenció	2.5	77.808

Nota. Ubicación de las calicatas realizadas con su respectiva información.

En base a las perforaciones presentadas en el terreno, se logra denotar una variabilidad significativa en las características del suelo, desde capas superficiales de tierra vegetal hasta una capa de arcilla, de un espesor considerable, como se puede visualizar en la calicata 1, presentada en la Figura 8.

Figura 2.3.2.2

Pozo de ambas calicatas



Nota. Se presentan ambas perforaciones en los puntos indicados de la zona.

Además, al observar la segunda calicata, se identificaron dos capas diferentes de suelo: una capa de 40 cm de relleno y otra capa de un estrato distinto, la cual fue enviada al laboratorio para su respectiva clasificación.

2.3.3 Estudios de laboratorio

Después de la excavación de los pozos para las calicatas, se realizaron tres ensayos de laboratorio: granulometría, límites de Atterberg y corte directo en condición no drenada. En los ensayos se determinó el tipo de suelo con el que se está trabajando y se obtuvieron sus propiedades mecánicas, como la cohesión y el ángulo de fricción. Esta información es crucial para definir los parámetros de diseño del reservorio, así como para asegurar su estabilidad y eficiencia.

2.4 Análisis de datos

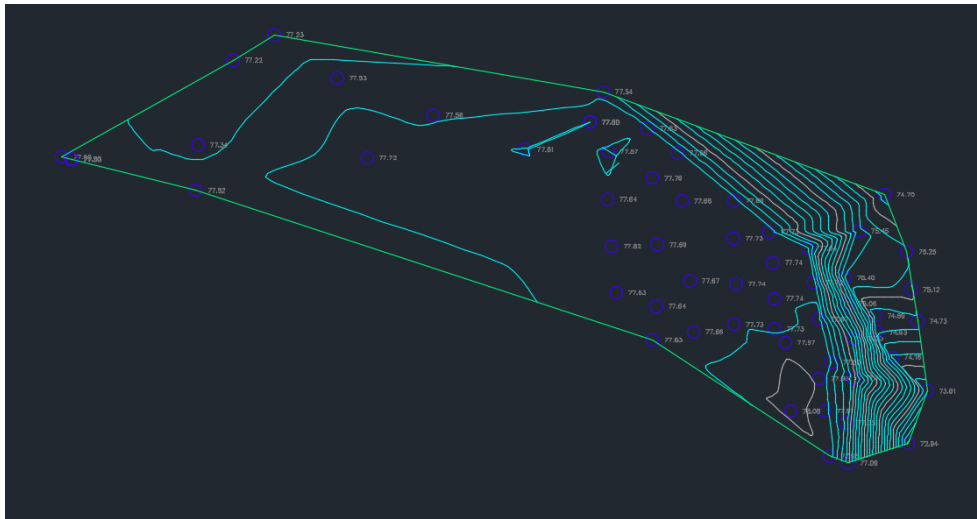
2.4.1 Procesamiento de datos topográficos

Luego de procesar los puntos tomados por la estación RTK y la estación total, se ingresaron los datos en un software especializado en el modelamiento de curvas de nivel y perfiles. Esto se

realizó con el fin de visualizar de manera detallada el área donde se planea construir el reservorio de agua, evidenciando el cambio de niveles en toda la zona de estudio.

Figura 2.4.1.1

Modelo topográfico con curvas de nivel del terreno



Nota. Se presenta las curvas de nivel del área de construcción

Dentro del modelamiento de las curvas de nivel del terreno, se identificó el talud de interés, fundamental para verificar que la construcción del reservorio no provoque deslizamientos. Con ello, se dibujó el perfil topográfico en base a las curvas de nivel obtenidas.

Figura 2.4.1.2

Perfil topográfico del talud cercano



Nota. Se extrae el perfil topográfico en base a las curvas de nivel de la zona.

2.4.2 Clasificación y parámetros mecánicos del suelo

Para conocer el tipo de suelo en donde se está trabajando, se realizaron distintos ensayos de laboratorio previamente mencionados. Se comenzó por el ensayo de granulometría, el cual para la primera calicata se tuvo la respectiva curva granulométrica con su porcentaje en pasantes de tamiz.

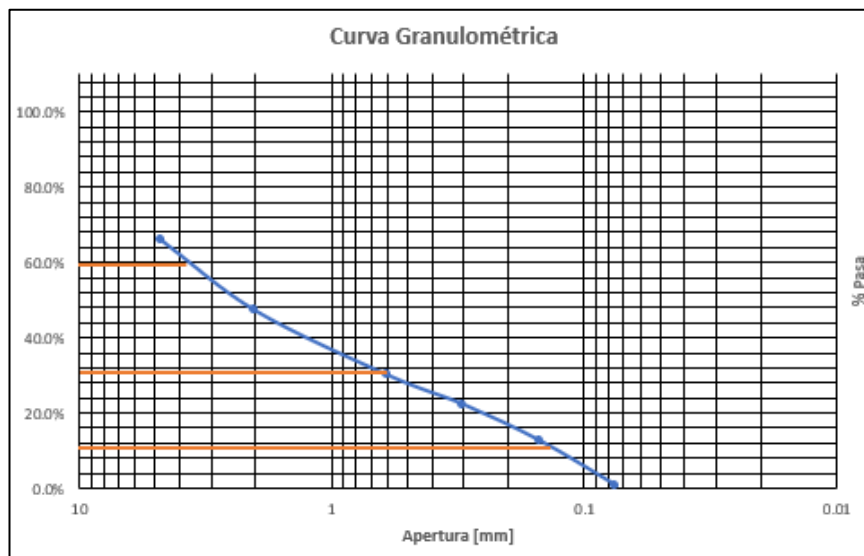
Tabla 2.4.2.1

Resultados de la granulometría calicata 1

GRANULOMETRÍA C1					
#Tamiz	Apertura [mm]	Peso Retenido [g]	Peso Retenido Acum. [g]	% Retenido	% Pasante
4	4,75	103,57	103,57	33,96%	66,04%
10	2	57,78	161,35	52,90%	47,10%
30	0,6	52,19	213,54	70,01%	29,99%
50	0,3	23,93	237,47	77,86%	22,14%
100	0,15	29,29	266,76	87,46%	12,54%
200	0,075	36,378	303,138	99,39%	0,61%
Fondo	--	1,87	305,008	100,00%	0,00%
Total (gr)		305,008	--	--	--
D10 (mm)	0,144	Cu	27,493	--	--
D30 (mm)	0,6	Cc	0,628	--	--
D60 (mm)	3,969	--	--	--	--

Nota. Análisis granulométrico mediante tamizado, diámetros efectivos (D10, D30 y D60), coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc) de la primera perforación.

A partir del porcentaje de material pasante, se obtuvo la curva granulométrica, obteniendo sus parámetros respectivos.

Figura 2.4.2.1*Curva granulométrica C1*

Nota. Gráfica del comportamiento granulométrico (%Pasante vs. Apertura) de la calicata 1 y representación de los diámetros efectivos

Para el ensayo de Límites de Atterberg, se realizaron los ensayos para límite líquido (LL) y límite plástico (PL), con el fin de verificar si existe material fino en la calicata 1. Dentro de los ensayos se tomaron cinco muestras diferentes y se obtuvo la humedad para ambos límites.

Tabla 2.4.2.2*Porcentaje de humedad de las muestras*

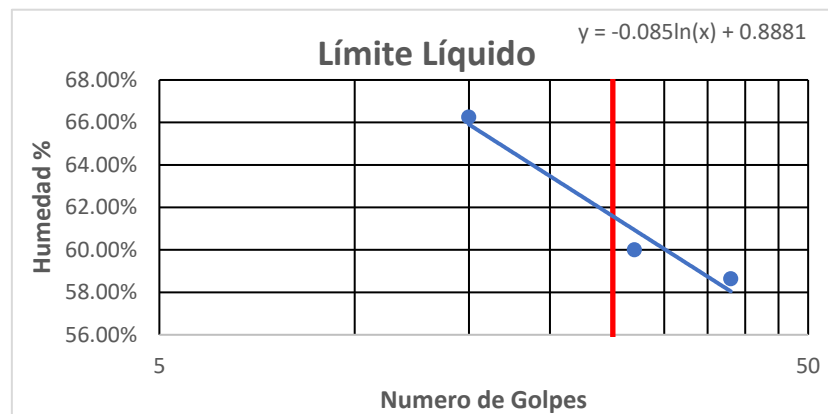
LÍMITES DE ATTERBERG C1					
	Límite Líquido			Límite Plástico	
Paso No.	61	34	102	80	96
Peso de Recipiente	6,08	6,15	6,35	6,06	6,3
Peso Húmedo + Recip	13,52	11,51	13	10,62	12,5
Peso Seco + Recip	10,77	9,5	10,35	9,78	11,34
Peso de Agua (Ww)	2,75	2,01	2,65	0,84	1,16
Peso Suelo Seco (Ws)	4,69	3,35	4	3,72	5,04
Humedad %	58,64%	60,00%	66,25%	22,58%	23,02%
Número de Golpes	38	27	15	--	--

Nota. Ensayo Límites de Atterberg con su respectiva información para evaluar la plasticidad y comportamiento del suelo de la calicata 1.

Para el límite líquido se obtuvo la curva de humedad vs número de golpes, en escala semilogarítmica, teniendo el siguiente resultado.

Figura 2.4.2.2

Gráfica % humedad vs # Golpes C1



Nota. Gráfica en base al número de golpes y obtención del límite líquido al golpe 25.

En base a los resultados obtenidos y la gráfica linealizada con su respectiva función, se calcula el LL y PL, además del índice plástico (IP), con el fin de conocer qué tipo de material fino se encuentra en la calicata 1.

Tabla 2.4.2.3

Resultados del material fino

L.L	L.P	I.P
61,45%	22,80%	38,65%

Nota. Indicación del Límite Líquido (L.L), Límite Plástico (L.P) e Índice de Plasticidad (I.P) de la calicata 1.

Así mismo, se realizaron los mismos ensayos con la calicata número dos, en donde se obtuvo la siguiente granulometría, con los pasantes de los tamices utilizados para la obtención del tipo de suelo.

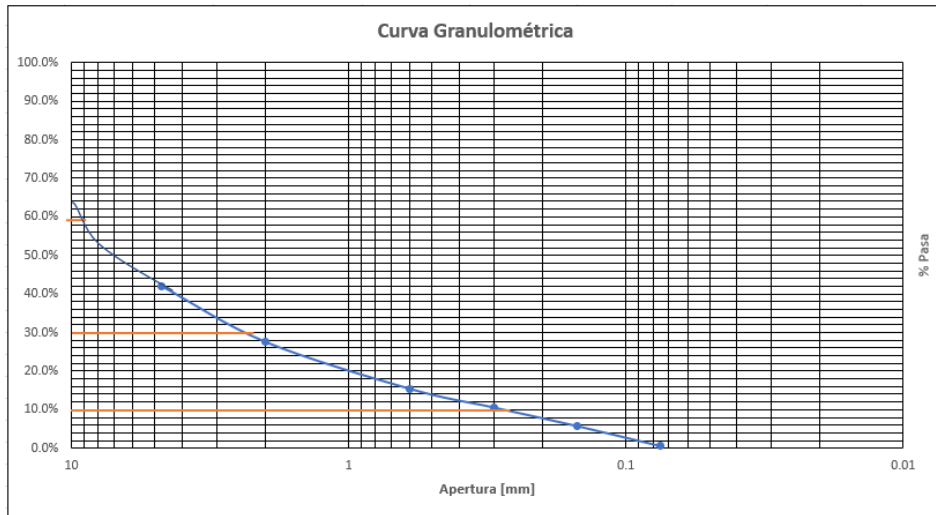
Tabla 2.4.2.4

Resultados granulometría calicata dos

GRANULOMETRÍA C2					
#Tamiz	Apertura [mm]	Peso Retenido [g]	Peso Retenido Acum. [g]	% Retenido	% Pasante
4	4,750	441,09	441,09	57,89%	42,11%
10	2,000	110,59	551,68	72,41%	27,59%
30	0,600	93,08	644,76	84,63%	15,37%
50	0,300	36,71	681,47	89,44%	10,56%
100	0,150	36,75	718,22	94,27%	5,73%
200	0,075	39,63	757,85	99,47%	0,53%
Fondo		4,05	761,9	100,00%	0,00%
Total (gr)		761,9	--	--	--
D10 (mm)	0,287	Cu	31,253	--	--
D30 (mm)	2,544	Cc	2,520	--	--
D60 (mm)	8,96	--	--	--	--

Nota. Análisis granulométrico mediante tamizado, diámetros efectivos (D10, D30 y D60), coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc) de la segunda perforación.

A partir del porcentaje de material pasante, se obtuvo la curva granulométrica, obteniendo sus parámetros respectivos.

Figura 2.4.2.3*Curva granulométrica C2*

Nota. Gráfica del comportamiento granulométrico (%Pasante vs. Apertura) de la calicata 2 y representación de los diámetros efectivos

Dentro del ensayo de Límites de Atterberg, para la calicata dos se obtuvieron los siguientes resultados de humedad.

Tabla 2.4.2.5*Porcentaje de humedad de las muestras***LÍMITES DE ATTERBERG C2**

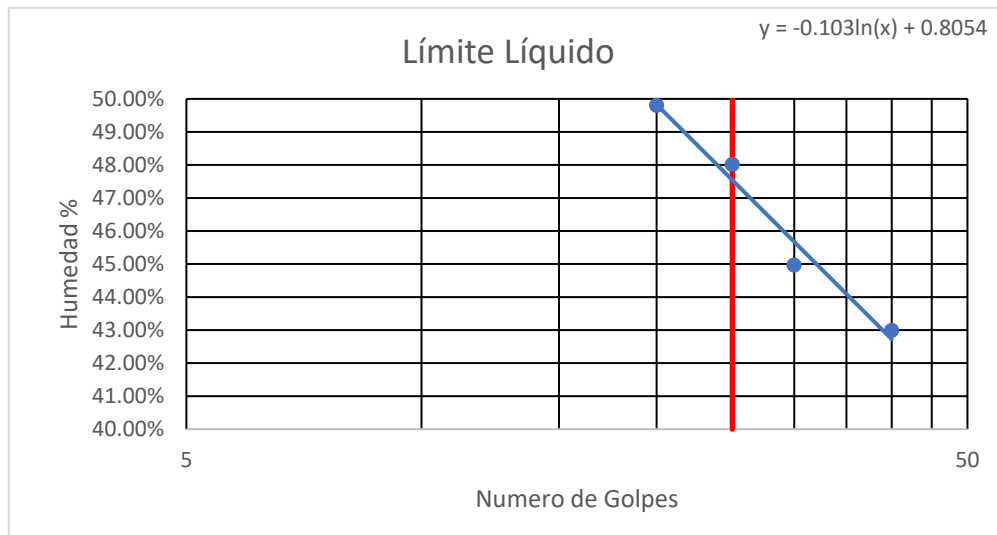
	Límite Líquido				Límite Plástico	
Paso No.	68	84	107	92	65	51
Peso de Recipiente	6,34	5,84	6,14	6,15	6,20	5,93
Peso Húmedo + Recip	15,82	14,19	13,97	13,76	11,71	12,21
Peso Seco + Recip	12,97	11,6	11,43	11,23	10,53	10,89
Peso de Agua (Ww)	2,85	2,59	2,54	2,53	1,18	1,32
Peso Suelo Seco (Ws)	6,63	5,76	5,29	5,08	4,33	4,96
Humedad %	42,99%	44,97%	48,02%	49,80%	27,25%	26,61%
Número de Golpes	40	30	25	20	--	--

Nota. Ensayo Límites de Atterberg con su respectiva información para evaluar la plasticidad y comportamiento del suelo de la calicata 2.

La grafica respectiva para el límite líquido, se presenta de la siguiente forma, junto a su ecuación de linealización, útil para obtener el dato del límite líquido a los 25 golpes.

Figura 2.4.2.4

Gráfica % humedad vs # Golpes CI



Nota. Grafica en base al número de golpes y su respectiva obtención en el golpe 25.

En base a los resultados obtenidos y la gráfica linealizada con su respectiva función, se calcula el LL y PL, además del índice plástico (IP), con el fin de conocer qué tipo de material fino se encuentra en la calicata 2.

Tabla 2.4.2.6

Resultados del material fino

L.L	L.P	I.P
47,39%	26,93%	20,45%

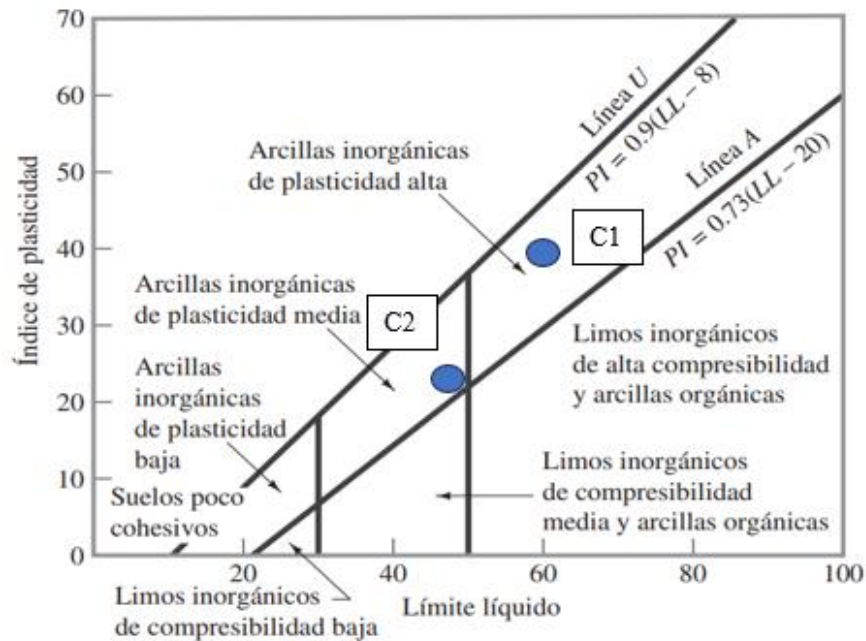
Nota. Indicación del Límite Líquido (L.L), Límite Plástico (L.P) e Índice de Plasticidad (I.P) de la calicata 2.

Una vez obtenido los resultados granulométricos y los índices de plasticidad de ambas calicatas, se utilizará la clasificación SUCS para conocer el tipo de suelo con el cual se está

trabajando, usando la carta de plasticidad se conoce qué tipo de material fino se tiene en los ensayos.

Figura 2.4.2.5

Carta de plasticidad SUCS



Nota. Carta de plasticidad para obtener el material fino (Das, 1999)

Al graficar los resultados en la carta de plasticidad, se logra denotar que para la muestra de la calicata uno existe una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), lo que significa que tienen un rango amplio para ser moldeables, además de una resistencia alta en estado seco. Con respecto a la muestra de la calicata dos se presenta una arcilla inorgánica de plasticidad media (CL) en donde presentan una resistencia ligera o media a ser moldeadas. Cabe añadir que este tipo de material fino tiene una baja resistencia al corte.

Dentro de la granulometría obtenida, se utilizó las tablas del SUCS, propuesto por Casagrande en 1948, y en la actualidad es ampliamente utilizado para trabajos de ingeniería mediante la norma ASTM D-2487 (Das, 1999). Usado con el fin de completar la verificación del tipo de suelo que se presenta en cada una de las muestras.

Figura 2.4.2.6

Clasificación del suelo según SUCS, material pasante tamiz 75

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM	
		Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC	
	Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Límites y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
			Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
Límites y arcillas Límite líquido 50 o más		Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75 ; vea la figura 4.2; zona OL	OL	
		Orgánico	Límite líquido: no secado < 0.75 ; vea la figura 4.2; zona OH	OH	
Límites y arcillas Límite líquido 50 o más		Inorgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH	
		Orgánico	Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH	
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico		Pt		

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Nota. Presenta la clasificación del suelo establecido por los resultados del ensayo de granulometría y Límites de Atterberg a través de un criterio de asignación. Extraído de (Das, 1999)

En base a la clasificación presente, se obtiene que para la muestra de la calicata uno se tiene como resultado una arena arcillosa (SC), como su nombre lo menciona, posee una mezcla de arena y arcilla, en donde la presencia del material fino influirá en las propiedades mecánicas del suelo, como su ángulo de fricción y cohesión, teniendo un panorama crítico para la estabilidad de taludes y diseño de cimentaciones (Mitchell & Soga, 2005).

Por otro lado, para la calicata dos, se tiene que el suelo pertenece a una grava arcillosa (GC), mezclando las partículas de la grava con la arcilla, influyendo en su comportamiento mecánico tanto en la fricción que posee el material grueso como es la grava y la cohesión que proporciona el material fino como lo es la arcilla. Además, la mezcla de estas partículas llega a afectar el comportamiento en su drenaje de agua y en su capacidad de carga respectiva así también pueden presentar desafíos al momento de diseño cimentaciones gracias a las propiedades variadas de resistencia y compacidad (Holtz et al., 2011).

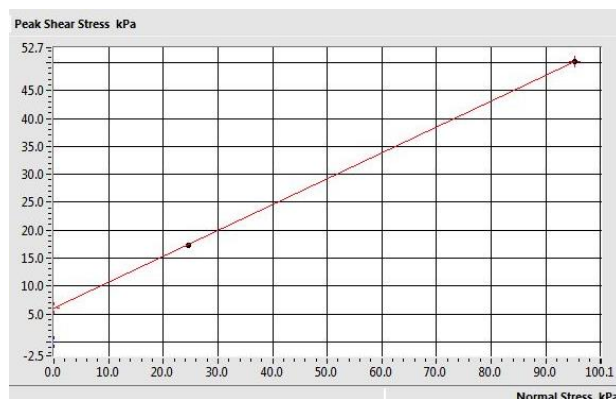
Estos resultados tienen implicaciones importantes para el diseño del reservorio. En base a la información plantada en el párrafo anterior, arena arcillosa (SC) puede requerir medidas adicionales para mejorar el drenaje y evitar problemas relacionados con la retención de agua. Mientras tanto, la grava arcillosa (GC) ofrece una base más estable y resistente, pero su contenido de arcilla puede influir en la forma en que se compacta y se maneja durante la construcción. Estas características deben ser consideradas cuidadosamente para asegurar la integridad y eficiencia del reservorio.

Como último ensayo, se realizó el corte directo no drenado para la situación más desfavorable del suelo, con el fin de obtener las propiedades mecánicas de la muestra seleccionada, como lo son la cohesión y el ángulo de fricción interna. Durante el proceso se tuvo que tamizar la muestra para que pasara por el tamiz #10, y preparar dentro de la caja de corte directo, con el fin de consolidarla en condiciones sumergidas y una vez completamente consolidada se realizaba el corte.

Este proceso se realizó dos veces, con dos fuerzas distintas, de 24.4 kPa y 95.4 kPa, ambas al 50% y 200%, respectivamente del esfuerzo vertical, el cual tenía un valor de 48 kPa. El proceso de someter la muestra a diferentes cargas normales se relaciona con el fin de obtener una gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante, en donde se tienen los parámetros de ángulo de fricción y cohesión del estrato.

Figura 2.4.2.7

Grafica Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante



Nota. Se muestra la relación entre el esfuerzo normal y cortante de la calicata por medio del ensayo de corte directo.

Después de obtener la gráfica correspondiente al ensayo de laboratorio de corte directo, el programa calcula los valores de los parámetros mecánicos del material, como la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Tabla 2.4.2.7

Resultados del ensayo corte directo

Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna (°)
6.02	24.83

Nota. Se presenta los resultados de cohesión y ángulo de fricción para evaluar su resistencia al corte.

Con base a los valores obtenidos, se puede aseverar que el suelo posee una fuerza cohesiva moderada, proporcionando resistencia al corte incluso sin un esfuerzo normal presente. Añadiendo que, por el valor del ángulo, el suelo presenta una capacidad moderada de resistencia al corte gracias a la fricción de partículas (Das, 1999).

2.5 Análisis de alternativas

A través de este apartado se evaluarán diversas alternativas de solución en base al requerimiento del diseño de un reservorio de agua para riego de áreas verdes en ESPOL. Cada una de las opciones se analiza de forma integral, tomando en consideración los apartados de costos, mantenimiento, vida útil, calidad y CO₂. Esto con el fin de escoger la mejor alternativa y más sostenible a lo largo del tiempo, tomando consigo las bases ambientales, técnicas y económicas.

2.5.1 Alternativa 1: Diseño estructural de hormigón armado

La opción más utilizada en el mundo de la construcción, la construcción con hormigón armado en todo tipo de estructuras proporciona una alta resistencia y durabilidad (Gagg, 2014). Es una alternativa muy viable para resistir las cargas estáticas y dinámicas que surgen en un reservorio

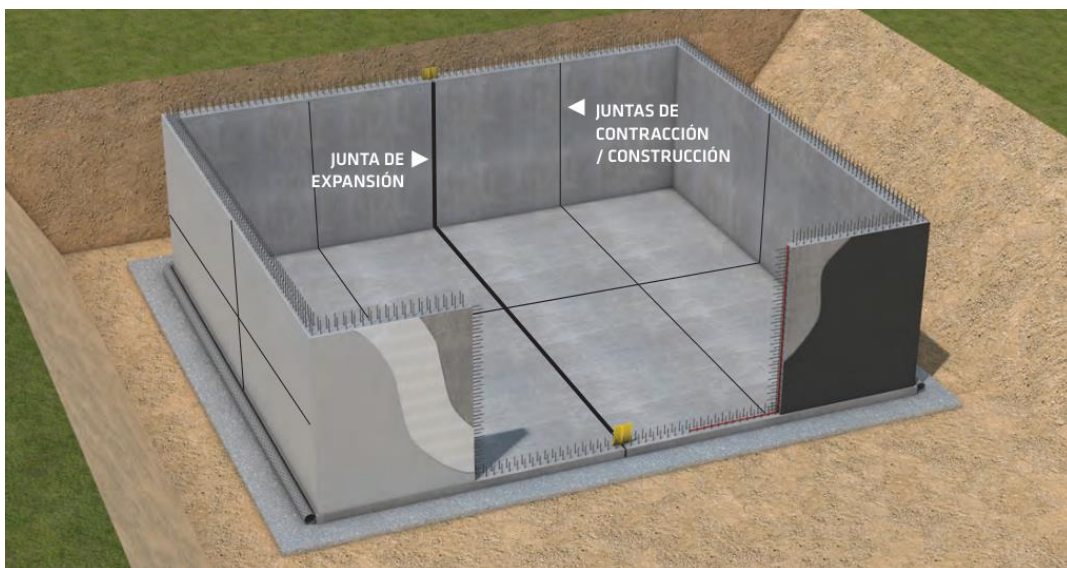
enterrado (ACI 350, 2021). Por lo general, el utilizar hormigón armado para la construcción de estos reservorios son lo más ideal ya que brindan una alta resistencia a estas edificaciones.

Dejando de lado la resistencia que esta alternativa, tenemos que, al combinar distintos aditivos que no perjudiquen la mezcla del hormigón, llegan a ofrecer una excelente impermeabilidad aplicando técnicas adecuadas para su colocación y respectivo curado (Hung et al., 2023), esto con el fin de evitar filtraciones para un tanque de almacenamiento y asegurar que el agua permanezca en buen estado, libre de agentes externos como el clima, corrosión, etc. que perturban la estabilidad del tanque y el estado del agua.

Adicionalmente, permite crear estructuras de diferente tipo y tamaño, acompañado de su versatilidad en el diseño y construcción, los tanques de almacenamiento de hormigón armado tienen muchos tipos de formas adaptables a las condiciones del sitio y a los requerimientos del proyecto de construcción (Perea & Yubely, 2012). Mostrando así en la siguiente figura la forma en la que se encuentran compuestos los tanques de hormigón.

Figura 2.5.1.1

Tanque de hormigón armado



Nota. Se presenta las partes de un reservorio de hormigón armado. Elaborado por Sika (2019)

Para el criterio de costos, la implementación de un tanque de almacenamiento enterrado puede variar entre \$500 a \$2000 por metro cúbico, dependiendo de diversas variables como el tamaño, espesor de las paredes, sin olvidar la complejidad del terreno para su construcción (Abdulla, 2020).

Complementando sobre el hormigón dentro de la construcción, no solamente presenta precios relativamente elevados, sino también en el ámbito ambiental representa una carga importante para el medio ambiente, alrededor del 8% de las emisiones del CO₂ a nivel mundial, son responsables las construcciones con este tipo de material (PSCI, 2020).

2.5.2 Alternativa 2: Tanque de polietileno de alta densidad

Dentro de los tanques de Rotoplas, se destaca que son recipientes de HDPE, los cuales son utilizados comúnmente para el almacenamiento de agua, son fáciles de instalar, incluso el presente material es conocido por su resistencia a la corrosión y a diversos agentes hostiles que pueden amenazar la integridad de este tanque de almacenamiento, convirtiéndolo en un producto ideal para el almacenamiento de líquidos y productos químicos (Crawford & Throne, 2002). Para el requerimiento del reservorio enterrado con el volumen estipulado, si se desea implementar la idea presente, es necesario tanques modulares que lleguen a conectarse entre sí, para alcanzar el volumen deseado.

Los tanques de HDPE, por lo general son resistentes a la tracción y a la flexión, haciéndolo adecuado a las aplicaciones que requieren un análisis estructural. Además, este tipo de polietileno debido a que su superficie es lisa es de fácil limpieza y mantenimiento (Ferreiro, 2023).

El polietileno de alta densidad posee un bajo impacto ambiental en referencia a otro tipo de materiales plásticos, gracias a su capacidad de reciclaje y resistencia a la degradación ambiental, sin embargo, su producción puede generar problemas ambientales sin una gestión adecuada de los residuos (Andrady, 2003).

Por lo general los tanques de este tipo de material poseen una vida útil de aproximadamente 20 a 25 años, dependiendo de las condiciones a las que se la expone y a la calidad con que fue hecho el material (Brydson, 1999).

El esquema de un tanque de polietileno de alta densidad (Rotoplas), consta de igual similitud con los tanques de hormigón armado, requiere de un punto de entrada y de salida, especificándose mejor en la imagen posterior.

Figura 2.5.2.1

Sistema de almacenamiento de agua en tanque de HDPE



Nota. Vista en corte de un tanque de HDPE subterráneo de agua automatizado. Extraído de (Rotoplas, 2018)

En relación con la variable de costos para los tanques de HDPE, se resulta más económico su utilización con respecto a las demás alternativas, debido a que este tipo de tanque ya se encuentra diseñado, rondando valores entre \$300 a \$800 dependiendo de la capacidad que se requiera (Aquaplas, 2023).

2.5.3 Alternativa 3: Tanques con fibra de vidrio reforzada (FRP)

Los tanques de fibra de vidrio (FRP) es un reservorio que sirve como alternativa para los tanques estructurales puesto que ofrece ventajas en sus materiales, constituido de polímeros

estables donde ofrece un producto resistente a la tracción, pero muy poco a la compresión, en general es muy bueno para protegerse de la corrosión y humedad (Alarcón, 2024). La vida útil es larga, alrededor de 30 años debido a su gran resistencia mecánica, por lo que reduce su necesidad de mantenimiento y de tener algún problema es fácil de reparar.

Realizar este tipo de reservorio es muy costoso en los materiales a comparación de las otras alternativas, como el hormigón o acero, por lo que su proceso de fabricación tiene un impacto debido a las resinas que se utilizan en su producción y que es susceptible al fuego (Díaz & Vega, 2021). También posee una gran calidad debido a los materiales y normativas que se emplean, estéticamente puede ser elaborado con los acabados y colores establecidos por el cliente.

Los tanques de fibra de vidrio son fabricados en diferentes volúmenes, dependiendo de los requerimientos del cliente, por lo general se visualizan de la siguiente manera:

Figura 2.5.3.1

Tanque de fibra de vidrio en diferentes volúmenes



Nota. Tanque FRP para almacenamiento de líquidos. Extraído de Cosmos

El costo de implementación para los tanques de fibra de vidrio, van alrededor de los \$400 a \$1000 por volumen requerido (FRP Mocoat Fiberglass Ltd., 2023), presentando, además una

buena resistencia a la corrosión, y siendo más livianos que el hormigón, reduciendo significativamente el costo de transporte (Yao et al., 2023)

2.5.4 Criterios de selección de alternativa

Para determinar la mejor opción para el diseño del reservorio se tomaron los aspectos más importantes que debe tener la infraestructura como la vida útil, resistencia, estética, costo, mantenimiento, calidad y huella de carbono (CO₂). Se utilizará una escala de valoración e importancia que tiene realizarlo en el proyecto, esto permite seleccionar la mejor alternativa.

Por medio de lo expuesto, se realiza una tabla comparativa de las 3 alternativas con los criterios que se están considerando para el proyecto, por lo que se obtuvo lo siguiente:

A continuación, se presenta una tabla comparativa de las tres alternativas consideradas para el diseño estructural del reservorio de agua para riego subterráneo. En esta tabla se evalúan diferentes criterios esenciales para el proyecto; por lo cual, los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 2.5.4.1

Comparativa Alternativas

Criterio	Alternativas		
	Hormigón Armado	Polietileno de Alta Densidad	Fibra de Vidrio Reforzada (FRP)
Costo	Alto	Moderado	Alto
Vida Útil	Alta	Baja	Alta
Mantenimiento	Bajo	Bajo	Bajo
Resistencia Cargas	Alta	Moderada	Moderada
Resistencia Agentes	Moderada	Alta	Alta
CO ₂	Alta	Baja	Alta

Nota. Comparación de Alternativas con respecto a los criterios considerados para el proyecto.

Esta tabla comparativa proporciona una valoración de cada una de las soluciones propuestas, para posteriormente efectuar un análisis ponderado de cada una según la importancia de criterio de diseño, utilizando la escala de Likert para que finalmente se seleccione la opción más viable de desarrollar.

Se elaboró la siguiente escala de criterio, donde el número 1 indica menor importancia en el proyecto, o menor factibilidad dependiendo de la variable que se esté escogiendo, y 5 indica la máxima importancia o factibilidad de aplicación en el proyecto de diseño, siempre dependiendo de que se pregunte en la variable analizada.

Tabla 2.5.4.2

Escala de Likert

Escala	Criterio
1	No es importante
2	Poco importante
3	Neutral
4	Importante
5	Muy importante

Nota. Determinación de importancia de las alternativas.

Por otra parte, se colocó un porcentaje de importancia en los criterios de diseño, debido a que no todas las variables escogidas cumplen con la misma importancia en el criterio de selección para el desarrollo del proyecto.

Tabla 2.5.4.3

Ponderación de la importancia del criterio de diseño

Criterio de diseño	Ponderación
Vida Útil	70%
Resistencia	90%
Estética	60%
Costo	100%
Mantenimiento	85%

Calidad	80%
CO2	60%

Nota. Ponderación de importancia dentro de las alternativas.

Tabla 2.5.4.4

Resultados de alternativas

Alternativa	Vida Útil	Resistencia	Estética	Costo	Mantenimiento	Calidad	CO2
A1	5	5	4	3	4	5	2
A2	3	2	2	5	3	3	4
A3	3	3	3	4	3	3	4

Nota. Puntaje de las alternativas en base al criterio de importancia

Luego de colocar el nivel de importancia que existe dentro de las variables escogidas, se las pondera por los porcentajes de importancia de cada una de ellas, mediante la siguiente formula:

$$Total A_i = \sum Importancia * Ponderación \quad (2.2)$$

Obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 2.5.4.5

Total de puntaje para elección de alternativas

Alternativa	Vida Útil	Resistencia	Estética	Costo	Mantenimiento	Calidad	CO2	Total
A1	3.5	4.5	2.4	3	3.4	4	1.2	22
A2	2.1	1.8	1.2	5	2.55	2.4	2.4	17.45
A3	2.1	2.7	1.8	4	2.55	2.4	2.4	17.95

Nota. Resultados finales de alternativas

Por lo tanto, al realizar la tabla de importancia de cada alternativa, la solución más viable para el proyecto es efectuar la primera, el diseño del reservorio de agua de hormigón armado puesto que garantiza una solución más factible. Esto asegura que tenga una mejor durabilidad con respecto a las otras alternativas soportando las cargas del terreno, vehículos, agua y sismo. Inicialmente efectuar la construcción es costosa, pero a largo plazo para términos de operación y mantenimiento resulta más económica puesto que presenta menores intervenciones o inspecciones que se deban

elaborar. Asimismo, el tanque estaría diseñado para adaptarse a las variadas condiciones del terreno y ambiente, garantizando así un almacenamiento seguro y una disponibilidad constante de agua; sin embargo, la construcción del tanque genera un gran impacto ambiental que afecta al entorno debido a la alta huella de carbono que se produce durante su ejecución.

Capítulo 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Diseños

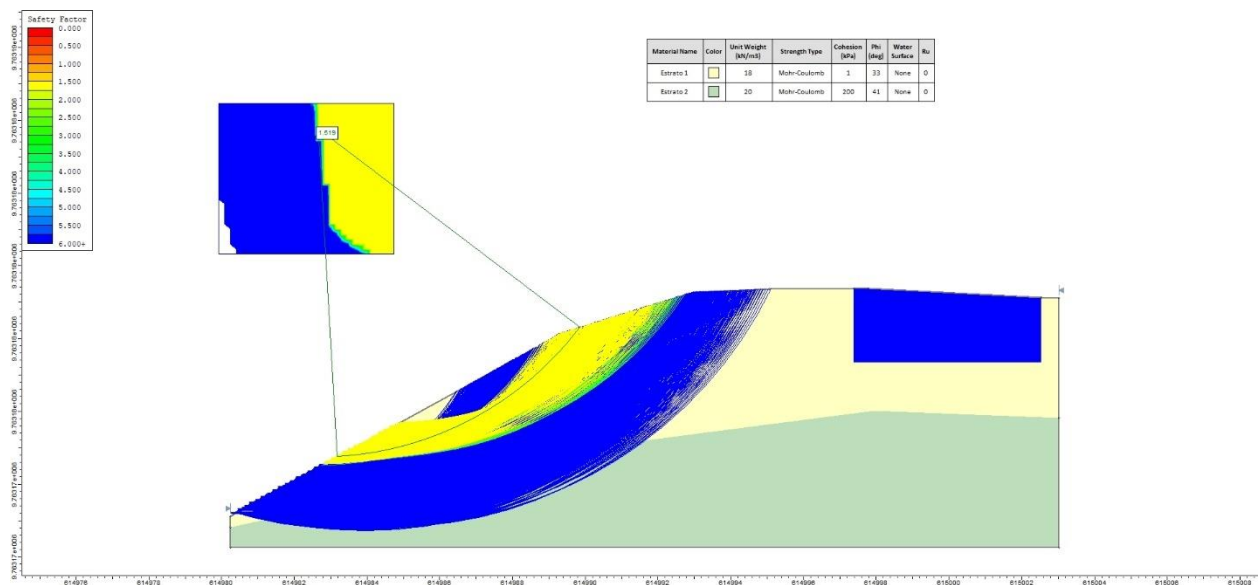
3.1.1 Estabilidad del talud

Antes de realizar con el diseño estructural del reservorio enterrado, se debe evaluar las propiedades del terreno. Para ello, se realizaron calicatas en la zona de estudio con el objetivo de obtener un perfil detallado del suelo y a su vez el levantamiento topográfico del talud. Se utilizó un informe de estudio de suelo de una ubicación cercana, cuyos resultados mostraron propiedades similares. Por consiguiente, el informe se lo puede utilizar para analizar la incidencia del talud en el diseño del reservorio.

De acuerdo con los datos obtenidos, se modeló la estratigrafía del suelo, incluyendo parámetros como el tipo de suelo con su peso unitario, el ángulo de fricción interna y la cohesión, así como la distancia a la cual se realizará la construcción del reservorio. Estos parámetros se ingresaron en un programa de simulación (Slide) para analizar la estabilidad del talud.

Figura 3.1.1.1

Estabilidad de talud



Nota. Factores de seguridad para la estabilidad de talud realizado en Slide 1

$$FS_t = 1.52$$

El programa generó todos los factores de seguridad (FS) producidos en el talud, seleccionando el menor de todos, que es el de mayor interés para el análisis y comparación de la NEC, puesto que, si se cumple con el FS mínimo, el talud no fallará. El análisis mostró un factor de seguridad mínimo de 1.52.

Figura 3.1.1.2

Factores de seguridad por corte mínimos

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Nota: Factores para evaluar la estabilidad de cargas vivas, muertas y taludes. Elaborado por (NEC, 2015)

$$FS = 1.50$$

Según la NEC (2015) establece que el factor de seguridad mínimo para taludes es de 1.5 (Ver Tabla). Dado que el FS min del obtenido del programa es mayor ($1.52 > 1.5$), se asegura que la estabilidad del talud cumple con los requerimientos de la normativa y que la construcción del reservorio no afectará al desnivel.

3.1.2 Dimensiones del reservorio de almacenamiento de agua

Una vez seleccionada la mejor opción, correspondiente al reservorio de hormigón armado, se lleva a cabo el dimensionamiento de la estructura. Por requerimientos del cliente el volumen aproximado es de 300 m³, además de indicar que la geometría del reservorio sea de forma rectangular y que esté subterránea al área de interés (Ver Figura 2.2.1.1). Por lo que, las dimensiones fueron las siguientes:

Tabla 3.1.22.3.1.2.1

Dimensiones del reservorio

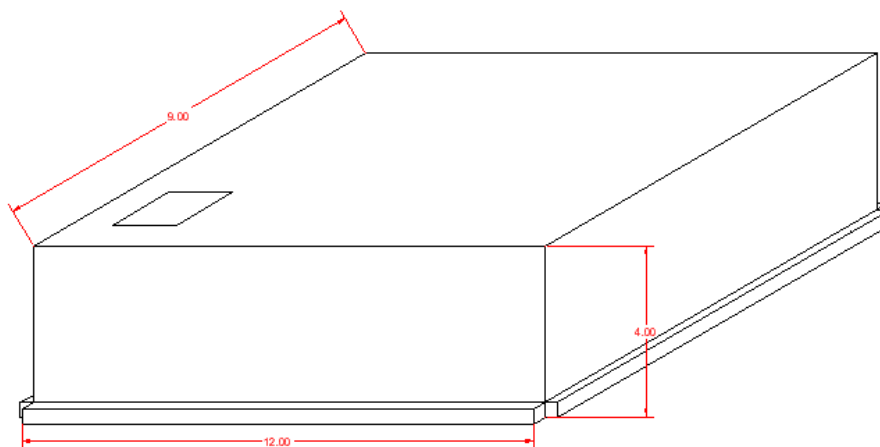
Dimensión	Longitud [m]
Largo (b)	12
Ancho (c)	9
Altura (a)	4
Altura agua	3
Borde Libre	0.7

Nota. Longitud de cada lado del tanque de almacenamiento en m

A continuación, se presenta una representación gráfica de las dimensiones del tanque, detallando las medidas necesarias para la capacidad de abastecimiento.

Figura 3.1.22.1

Medidas acotadas del reservorio de agua



Nota. Medidas del reservorio en 3D utilizando AutoCAD

3.1.3 Capacidad Portante del Suelo (Estado Límite de Falla – ELU)

La capacidad última de carga o estado límite de falla del suelo (qult) es un factor importante para el diseño de cimentaciones y estructuras subterráneas como la del proyecto del reservorio de almacenamiento de agua, puesto que determina la estabilidad y seguridad que tiene la cimentación bajo la estructura. Esta capacidad última de carga nos indica la máxima carga que puede ser aplicada en el suelo para soportar en un área determinada sin que falle por corte o asentamientos excesivos.

Se verifica que el reservorio cumpla con la descripción de una cimentación superficial, es decir que la profundidad de desplante del suelo sobre el lado más corto (base) de la cimentación debe ser menor a 4.

$$\frac{D_f}{B} \leq 4$$

Puesto que el desplante es de 4.6 m y el ancho de la cimentación correspondiente al lado más corto es de 9 m, tenemos:

$$\frac{4.65}{9} \leq 4$$

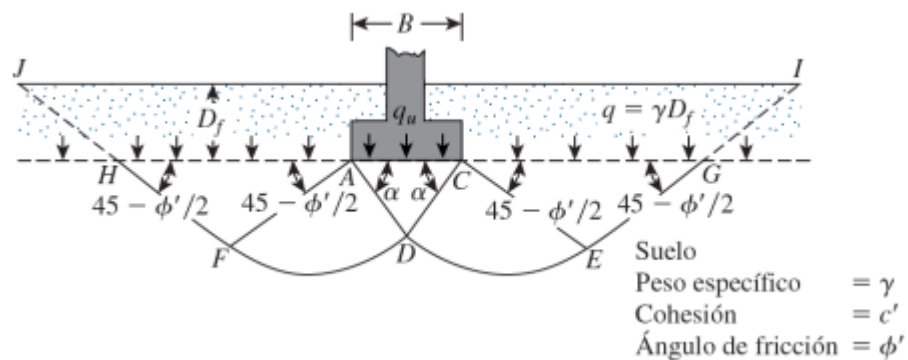
$$0.52 \leq 4 \text{ OK}$$

Por lo que, cumple con el requerimiento de una cimentación superficial.

Para el análisis de la capacidad portante de suelo se empleará la teoría de Terzagui que realiza un análisis de estabilidad y equilibrio para determinar el qult, además de que este método puede aplicarse en varias condiciones de carga y geometría ya sea para zapatas continuas, cuadradas y circulares, para este caso se asume que todo el reservorio actúa como una zapata continua. La ecuación para determinar el qult considera factores de capacidad de carga, así como la cohesión, ángulo de fricción del suelo y las dimensiones de la cimentación del reservorio.

Figura 3.1.33.1

Teoría de capacidad de carga Terzagui



Nota. Capacidad de carga Terzagui, elaborado por Braja (2012)

Entonces la ecuación de Terzagui viene dada por:

$$q_{ult} = c' * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (3.1)$$

Para el análisis de capacidad de carga consideramos la condición más desfavorable, debido a que el material presente en la zona es una arena y grava, por cual el exceso de presión de poros es mínimo debido a que el agua se drena rápidamente. Por lo tanto, el análisis se lo realiza en condición drenadas, donde $\phi' = \phi$

Para el análisis de la capacidad portante, se ha considerado la condición más desfavorable, teniendo en cuenta las características geotécnicas del terreno en estudio. El suelo en la zona está compuesto predominantemente por arena y grava, materiales que se caracterizan por su alta permeabilidad. Esto implica que cualquier exceso de presión de poros se disipa rápidamente debido al drenaje eficiente del suelo.

En este contexto, se ha se debe emplear un análisis bajo condiciones drenadas, donde la cohesión efectiva ($c = c'$) y el ángulo de fricción efectiva ($\phi' = \phi$) son los parámetros relevantes para el estudio. Este enfoque es coherente con la naturaleza del suelo granular, asegurando que los resultados reflejen de manera más precisa la capacidad portante del suelo para soportar las cargas del reservorio bajo las condiciones esperadas.

Determinamos la carga producida al desplante, teniendo un peso específico (γ_s) del suelo de $18 \frac{kN}{m^3}$ y un desplante (D_f) de 4.65 m.

$$q = \gamma * D_f \quad (3.2)$$

$$q = 18 * 4.65 = 83.70 \text{ kPa}$$

$$q = 83.70 \text{ kPa} = 8.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para los factores de capacidad de carga de Terzaghi, tenemos:

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ los podemos obtener por medio de la Figura 3.1.3.2

Figura 3.1.33.2

Factores de capacidad de carga para Terzaghi

Tabla 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6).
De Kumbhojkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aDe Kumbhojkar (1993).

Nota. Factores capacidad de carga de Kumbhojkar (1193), obtenido de Braja (2012)

Teniendo un ángulo de fricción $\phi' = 24.83^\circ$, los valores de capacidad de carga vienen dados de la siguiente forma:

$$N_c = 25.13$$

$$N_q = 12.72$$

$$N_\gamma = 8.34$$

Ya determinados los factores que influyen en la teoría de Terzaghi, se procede a determinar la capacidad portante, teniendo una cohesión c' de 6.02 kPa.

$$q_{ult} = 6.02 * 25.13 + 83.70 * 12.72 + 0.5 * 18 * 8.34 * 9 = 1891.49 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 192.81 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, la capacidad portante en la condición drenada corresponde a $192.81 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Después se procede a determinar la carga actuante producida por la carga distribuida en el reservorio, considerando la incidencia de 4 volquetas llenas de 18 Ton cada una se distribuyen a lo largo del reservorio. Como se considera que el reservorio es una zapata, el peso específico del hormigón es de $2.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$.

$$q_{adm} = \frac{P+w_f}{A}; w_f = \gamma_h * D_f * B * L \quad (3.3)$$

$$q_{adm} = \frac{4 * 18 + 2.5 * 4.65 * 9 * 12}{9 * 12} = 12.29 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Según NEC (2015), indica que el FS mínimo para capacidad de carga debe ser mínimo de 3. Además de indicar que el FS es la relación entre la carga última portante del suelo y la carga actuante.

$$FS \geq 3$$

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{adm}} \quad (3.4)$$

$$FS = \frac{192.81}{12.29} = 15.69$$

$$15.69 > 3 \text{ OK}$$

Como el factor de seguridad es mayor al indicado por la norma, se puede señalar que la cimentación de la estructura soportará las cargas previstas del reservorio y parqueadero, sin comprometer su estabilidad.

3.1.4 Prediseño de elementos estructurales

Con el propósito de realizar el predimensionamiento del reservorio de hormigón armado, se ha empleado el método “Portland Cement Association” (PCA). Este método permite determinar, mediante coeficientes de momentos, cortantes y deflexiones, las fuerzas actuantes en el muro, permitiendo calcular el acero y los espesores adecuado de la estructura, asegurando tanto su integridad como su durabilidad bajo las condiciones de carga previstas. Los muros pueden tener diferentes condiciones según el criterio constructivo, ya sea empotrados o articulados. (Munshi, 1998)

Para asegurar la integridad estructural y la durabilidad del reservorio, se han empleado las normas ACI 318-19 y ACI 350-20 para el dimensionamiento de los espesores de los elementos principales: paredes, losa de fondo y losa superior. Posteriormente, se ha utilizado el método de la PCA para validar y refinar los espesores determinados.

En el dimensionamiento de las paredes, se utilizan los criterios proporcionados por las normas ACI 318-19 y ACI 350-20. A continuación, se establecen los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned}
 \text{luz libre} &= l = 12 \text{ m} \\
 e_{\text{mín}} &= \begin{cases} 190 \text{ mm} & \text{ACI 318 - 19} \\ l/30 & \text{ACI 350 - 20} \\ 0.3 \text{ m} & \text{ACI 350 - 20 (Altura líquida} \geq 3 \text{ m)} \end{cases} \\
 e_{\text{mín}} &= \begin{cases} 190 \text{ mm} = 19 \text{ cm} \\ l/30 = \frac{9}{30} * 100 = 30 \text{ cm} & \text{1 (longitud más corta del muro)} \\ 0.3 \text{ m} = 30 \text{ cm} \end{cases} \\
 e_{\text{mín}} &= \max(15, 30, 30) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\
 e &= 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el espesor de las paredes (e) es de 30 cm para soportar las cargas de tierra y las presiones hidrostáticas.

En cuanto a la losa superior o tapa, para determinar los espesores se emplean los siguientes criterios:

$$luz\ larga = 12 - 0.3 * 2 = 11.4\ m$$

$$Luz\ Larga/Altura = \frac{11.4}{4} = 2.85$$

Comportamiento = Unidireccional (Luz Larga/Altura > 2)

$$luz\ libre = l = 9 - 2 * 0.3 = 8.4$$

$$e_{\min} = \begin{cases} 190\ mm & ACI\ 318 - 19 \\ l/30 & ACI\ 350 - 20 \end{cases}$$

$$e_{\min} = \begin{cases} 190\ mm = 19\ cm \\ l/30 = \frac{8.4}{30} = 28\ cm \end{cases}$$

$$e_{\min} = \max(15, 28)\ cm = 28\ cm$$

$$e_t = 30\ cm$$

Por lo tanto, la losa superior o tapa tiene un espesor (e_t) de 25 cm para resistir las cargas propuestas de los vehículos como parqueadero.

Para seleccionar el espesor de la losa de fondo, se consideran los siguientes aspectos:

$$luz\ libre = l = 9 - 2 * 0.3 = 8.4$$

$$h = 4\ m$$

$$e_{\min} = \begin{cases} 190\ mm & ACI\ 318 - 19 \\ l/30 & ACI\ 350 - 20 \\ h/12 & ACI\ 350 - 20 \end{cases}$$

$$e_{\min} = \begin{cases} 190\ mm = 19\ cm \\ l/30 = \frac{8.4}{30} = 28\ cm \\ h/12 = \frac{4}{12} = 33\ cm \end{cases}$$

$$e_{\min} = \max(15, 28, 33)\ cm = 33\ cm$$

$$e_f = 35\ cm$$

Por lo tanto, la losa inferior o de fondo tienen un espesor (e_f) de 35 cm, que está dimensionado para soportar las cargas internas del agua como las cargas externas del suelo y de los vehículos.

Una vez establecido el espesor de la losa de fondo, se especifica que el espesor del alero saliente será igual al de dicha losa. Esto garantiza una uniformidad en la estructura y mantiene la coherencia en el diseño.

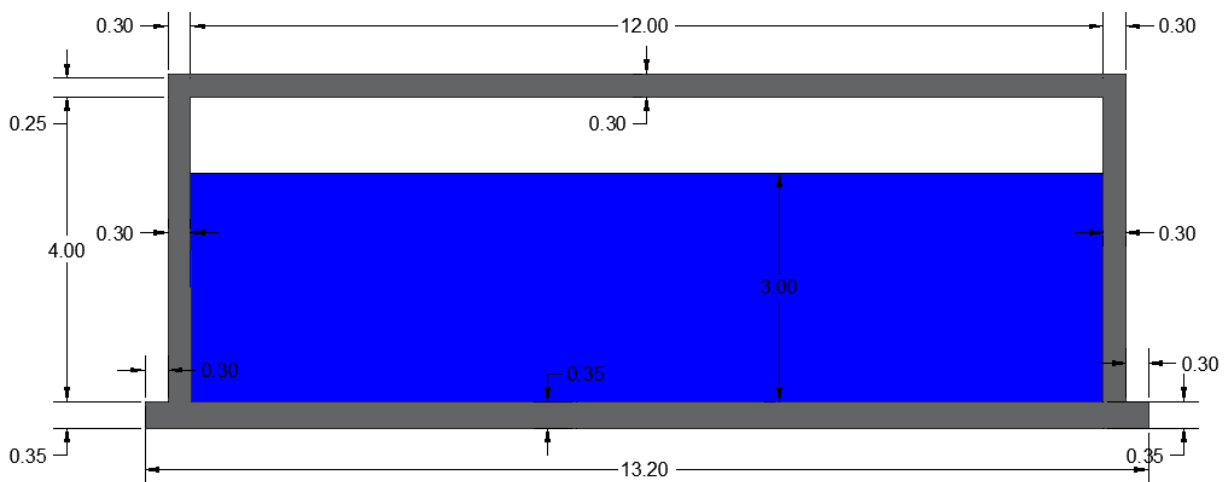
$$e_a = e_f = 35 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de alero saliente (e_a), se establece en 35 cm, protegiendo la estructura contra el volcamiento y contribuyendo a una mayor resistencia.

Con los espesores determinados, se presentan las distribuciones de estos en el reservorio de la siguiente manera:

Figura 3.1.4.1

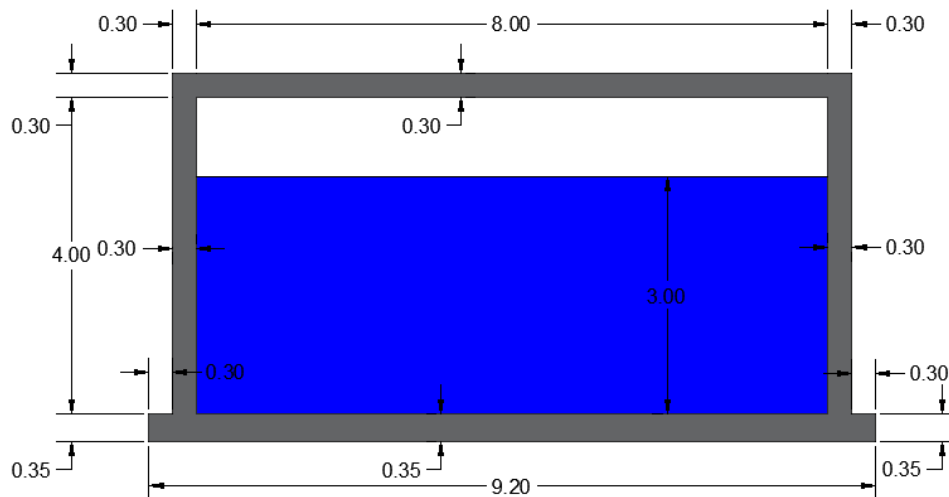
Detalle de espesores en el eje longitudinal



Nota. Detalle de espesores de paredes, losa superior, inferior y ala saliente utilizando AutoCAD

Figura 3.1.4.2

Detalle de espesores en el eje transversal



Nota. Detalle de espesores de paredes, losa superior, inferior y ala saliente utilizando AutoCAD

A continuación, se emplea el método de la PCA evaluando diversos casos de carga en condiciones operativas. Esto permite identificar la situación más desfavorable, es decir, aquella con la mayor demanda de fuerzas y momentos, para así determinar el acero necesario para cada elemento estructural. Los criterios de diseño que se toman en consideración son los siguientes:

- Condición 1: Tanque lleno de agua, sin tapa y considerar influencia del terreno.
- Condición 2: Tanque vacío, sin tapa y considerando influencia del terreno.
- Condición 3: Tanque lleno de agua, con tapa sin considerar influencia del terreno.
- Condición 4: Tanque vacío, con tapa y considerando que el efecto de la carga variable aplicada sobre la tapa también se encuentra sobre el terreno circundante.

Para la condición de diseño hay que mencionar que tanto la losa de la parte inferior como superior están apoyadas a los muros, por lo que los coeficientes se seleccionarán con este criterio y estos valores dependerán para cada condición, además de la relación largo-ancho.

Previamente, para aplicar el método de la PCA, es necesario contar con la información adecuada para definir cada una de las condiciones y así estimar los momentos y cortantes. Los datos requeridos son los siguientes:

Dimensiones y propiedades del tanque:

$$h = 4 \text{ m (altura del tanque)}$$

$$a = 9 \text{ m (Ancho libre del tanque)}$$

$$b = 12 \text{ m (largo del tanque)}$$

$$h_w = 3 \text{ m (altura del agua)}$$

$$BL = 1 \text{ m (borde libre)}$$

$$e = 30 \text{ cm (espesor paredes)}$$

$$e_t = 30 \text{ cm (Espesor losa superior o tapa)}$$

$$e_f = 35 \text{ cm (Espesor losa inferior)}$$

$$e_a = 35 \text{ cm (espesor ala saliente)}$$

$$\gamma_h = 2.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \text{ (Peso unitario del hormigón)}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Resistencia del acero)}$$

$$f'_c = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Resistencia a la compresión del hormigón a los 27 días)}$$

$$E = 15100 * \sqrt{f'_c} = 15100 * \sqrt{300} = 261539.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Elasticidad Hormigón)}$$

Condición 1.

Es importante señalar que, para el análisis, se considera que el tanque esté completamente lleno, con el fin de evaluar su máxima capacidad y comportamiento bajo las condiciones más exigentes de carga. En este criterio los momentos y cortantes se producirán por acción del agua.

Se determina la relación longitud altura para utilizar las tabla que nos brinda la PCA y determinar los momentos máximos actuantes, por lo que el procedimiento es el siguiente:

- **Para la longitud larga.**

Para determinar el momento último de diseño, se establecen las relaciones necesarias utilizando las ecuaciones proporcionadas por el método PCA. Estas relaciones permiten calcular el momento flector máximo, considerando factores como el coeficiente de diseño, las cargas aplicadas y la altura de la estructura.

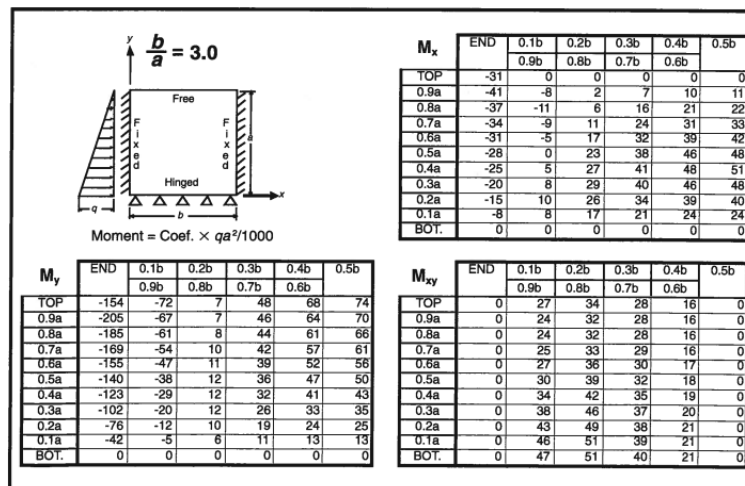
$$\frac{b}{a} = \frac{12}{4} = 3$$

$$M = \frac{C \cdot q \cdot a^2}{1000} \quad (3.5)$$

Una vez establecida la relación entre la longitud y la altura, se seleccionan los coeficientes correspondientes en las tablas del método PCA. Se opta por los coeficientes más conservadores para garantizar un dimensionamiento seguro, lo que permite determinar los momentos máximos generados por metro lineal.

Figura 3.1.4.3

Coefficientes PCA para determinar momentos ($b/a=3$), caso 2



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

Entonces los coeficientes obtenidos para el diseño son y soportar la carga del agua son:

$$C_x = 51 \text{ (Ver Figura 3.1.4.3)}$$

$$C_y = 205 \text{ (Ver Figura 3.1.4.3)}$$

$$q_o = 1.4 * \gamma_w * a \quad (3.6)$$

$$q_o = 1.4 * 1 * 4 = 5.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_x = \frac{51 * 5.6 * 4^2}{1000} = 4.57 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{205 * 5.6 * 4^2}{1000} = 18.37 \text{ Ton} - m$$

Por lo tanto los momentos en el eje transversal es de $4.57 \text{ Ton} - m$ y en el eje longitudinal es de $18.37 \text{ Ton} - m$

El método PCA establece el procedimiento para determinar el cortante por metro lineal de la siguiente manera.

$$V = C_s * q * a \quad (3.7)$$

Figura 3.1.4.4

Coeficientes PCA para determinar cortantes, caso 2

Shear Coefficients, C_s										
LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.50	0.50	0.48	0.45	0.43	0.40	0.36	0.32	0.26	0.19
Side edge — maximum	0.38	0.37	0.33	0.27	0.26	0.26	0.25	0.24	0.22	0.17
Side edge — midpoint	0.23	0.24	0.25	0.26	0.26	0.26	0.25	0.23	0.19	0.13

Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_s = 0.5 \text{ (Ver Figura 3.1.4.4)}$$

$$V = 0.5 * 5.6 * 4 = 11.20 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el cortante máximo para la condición 1 del muro de sección larga es de 11.20 Ton .

- **Para la longitud corta.**

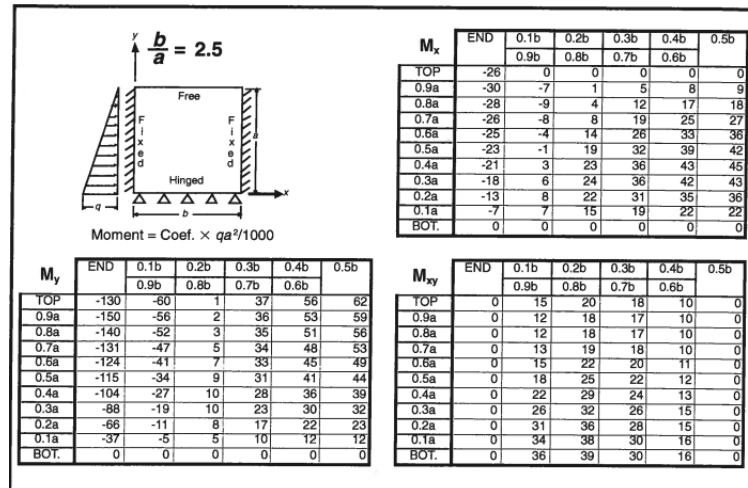
Se aplica el mismo procedimiento utilizado para la longitud larga del muro al muro de menor longitud, con el fin de determinar los momentos y cortantes máximos bajo las condiciones establecidas.

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{4} = 2.25$$

$$M = \frac{C * q * a^2}{1000}$$

Figura 3.1.4.5

Coefficientes PCA para determinar momentos ($b/a=2.5$), caso 2



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

A causa de que la relación ancho-altura es de 2.25, se revisan las tablas del método PCA y se selecciona el coeficiente correspondiente a la relación más cercana, que en este caso es 2.5, para establecer los valores necesarios.

$$C_x = 43 \text{ (Ver Figura 3.1.4.5)}$$

$$C_y = 150 \text{ (Ver Figura 3.1.4.5)}$$

$$q_o = 1.4 * \gamma_w * a$$

$$q_o = 1.4 * 1 * 4 = 5.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_x = \frac{43 * 5.6 * 4^2}{1000} = 3.85 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{150 * 5.6 * 4^2}{1000} = 13.44 \text{ Ton} - m$$

Los momentos últimos máximos determinados para el muro corto es $M_x = 3.85 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 13.44 \text{ Ton} - m$.

Para el cortante tenemos:

Para el cálculo del cortante, se utilizan los coeficientes obtenidos de las tablas correspondientes a la relación ancho-altura más cercana. A continuación, se presentan el valor para determinar el cortante:

$$C_s = 0.48 \text{ (Ver Figura 3.1.4.4)}$$

$$V = C_s * q * a$$

$$V = 0.48 * 5.6 * 4 = 10.75 \text{ Ton}$$

El cortante correspondiente es de 105.48 Ton .

Condición 2

En esta condición, se asume que el tanque está vacío, lo que significa que no se aplica presión hidrostática. Sin embargo, las paredes del tanque estarán sometidas a la presión del terreno circundante. Por consiguiente, se verifica la estabilidad de los muros para prevenir posibles colapsos debido a la presión del suelo.

El procedimiento para determinar los momentos y cortantes es idéntico al aplicado en la condición 1, con la única diferencia de que en esta ocasión se considera la carga generada por el terreno.

- **Lado Largo**

Debido a esta condición depende de la interacción con el terreno, es esencial determinar los datos geotécnicos del suelo para realizar un análisis preciso de los momentos y cortantes. Estos datos proporcionan la información necesaria para evaluar correctamente cómo el suelo actúa en la estructura y realizar el diseño en consecuencia.

Propiedades de la arena arcillosa

$$\gamma_s = 18 \frac{kN}{m^3} = 1.83 \frac{Ton}{m^3} \text{ (Peso unitario de la arena arcillosa)}$$

$$\gamma_w = 1 \frac{Ton}{m^3} \text{ (Peso unitario del agua)}$$

$$\phi = 24.83^\circ \text{ (Ángulo de fricción)}$$

En cuanto al momento último, se han realizado los cálculos utilizando los coeficientes obtenidos y las condiciones especificadas. A continuación, se presentan los valores resultantes para el momento último en el diseño del tanque:

$$\frac{b}{a} = \frac{12}{4} = 3$$

$$M = \frac{C * q * a^2}{1000}$$

$$Cx = 51 \text{ (Ver Figura 3.1.4.3)}$$

$$Cy = 205 \text{ (Ver Figura 3.1.4.3)}$$

Para la carga del terreno, se considera el esfuerzo horizontal de la arena en condición activa. Este cálculo incluye la determinación del coeficiente de presión activa, el peso específico de la arena y la profundidad del estrato a la que se encuentra el muro.

$$q_s = 1.6 * \sigma_h * a$$

$$\sigma_v = \gamma_s * a = 1.83 * 4 = 7.34 \frac{Ton}{m^2}$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(24.83)}{1 + \text{sen}(24.83)} = 0.41$$

$$\sigma_h = 7.34 * 0.41 = 3.00 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_s = 1.6 * 4.16 = 4.80 \frac{Ton}{m^2}$$

$$M_x = \frac{51 * 4.80 * 4^2}{1000} = 3.91 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{205 * 4.80 * 4^2}{1000} = 15.74 \text{ Ton} - m$$

Los momentos correspondientes son $M_x = 3.91 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 15.74 \text{ Ton} - m$.

En cuanto al cortante, se ha establecido el valor respectivo utilizando el coeficiente correspondiente, la altura del muro y la carga aplicada. A continuación, se presenta el cortante en el diseño del tanque en esta condición:

$$V = C_s * q * a$$

$$C_s = 0.5 \text{ (Ver Figura 3.1.4.4)}$$

$$V = C_s * q * a$$

$$V = 0.5 * 4.80 * 4 = 9.59 \frac{\text{Ton}}{m}$$

- **Lado corto**

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{4} = 2.25$$

$$M = \frac{C * q * a^2}{1000}$$

$$C_x = 51 \text{ (Ver Figura 3.1.4.5)}$$

$$C_y = 205 \text{ (Ver Figura 3.1.4.5)}$$

$$M_x = \frac{43 * 4.80 * 4^2}{1000} = 3.30 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{150 * 4.8 * 4^2}{1000} = 11.51 \text{ Ton} - m$$

En relación a los momentos máximos para el lado corto se tiene que $M_x = 3.30 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 11.51 \text{ Ton} - m$.

Cortante

Para el cortante, el factor calculados es el siguiente:

$$V = C_s * q * a$$

$$C_s = 0.48 \text{ (Ver Figura 3.1.2.4)}$$

$$V = 0.48 * 4.80 * 4 = 9.21 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el cortante es:

$$V = 9.21 \text{ Ton}$$

Condición 3

En esta condición el tanque se encuentra lleno y con tapa, se crea un sistema cerrado donde la presión hidrostática interna es el factor principal. Al estar enterrado, la tapa del tanque también soporta cargas del terreno, pero en esta condición se asume que la influencia del terreno sobre las paredes es mínima o insignificante en comparación con la presión interna.

Se debe verificar que las paredes y la tapa del tanque puedan soportar la presión del agua y las posibles cargas adicionales, sin considerar la presión externa del terreno. Por lo tanto, el procedimiento para determinar los momentos máximos y cortantes es el mismo que en la condición 1, pero considerando únicamente la carga del agua.

- **Lado Largo**

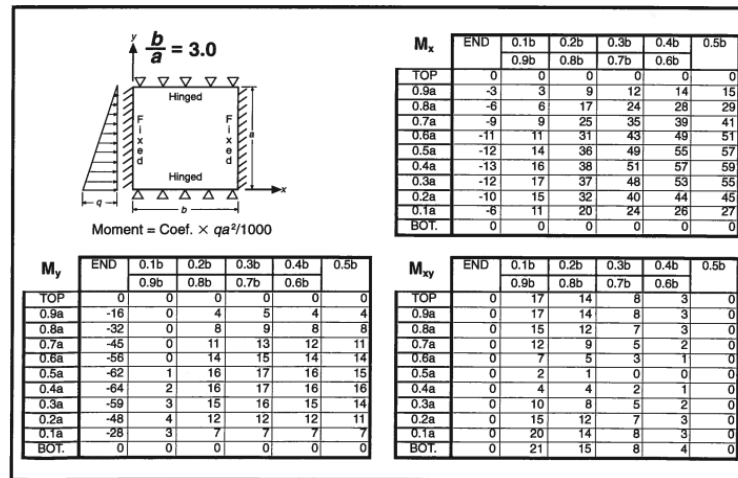
Para calcular los momentos longitudinales y transversales, se sigue el siguiente procedimiento:

$$\frac{b}{a} = \frac{12}{4} = 3$$

$$M = \frac{C * q * a^2}{1000}$$

Figura 3.1.4.6

Coefficientes PCA para determinar momentos (b/a=3), caso 1



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_x = 59 \text{ (Ver Figura 3.1.4.6)}$$

$$C_y = 64 \text{ (Ver Figura 3.1.4.6)}$$

$$q_o = 1.4 * \gamma_w * a$$

$$M_x = \frac{59 * 5.6 * 4^2}{1000} = 5.29 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{64 * 5.6 * 4^2}{1000} = 5.73 \text{ Ton} - m$$

Siendo así los momentos respectivos de $M_x = 5.29 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 5.73 \text{ Ton} - m$.

Para el determinar el cortante, se establece:

Figura 3.1.4.7

Coefficientes PCA para determinar cortantes, caso 1

$$V = C_s * q * a$$

Shear Coefficients, C_s

LOCATION	b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint		0.33	0.33	0.32	0.30	0.28	0.26	0.23	0.20	0.16	0.11
Side edge — maximum		0.41	0.41	0.41	0.40	0.39	0.38	0.35	0.32	0.26	0.20
Side edge — midpoint		0.37	0.37	0.37	0.36	0.35	0.33	0.30	0.26	0.20	0.13
Top edge — midpoint		0.17	0.16	0.15	0.13	0.12	0.10	0.07	0.05	0.03	0.01

Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_s = 0.41 \text{ (Ver Figura 3.1.4.7)}$$

$$V = 0.41 * 5.6 * 4 = 9.18 \text{ Ton}$$

El cortante corresponde a 9.18 Ton.

- **Lado Corto**

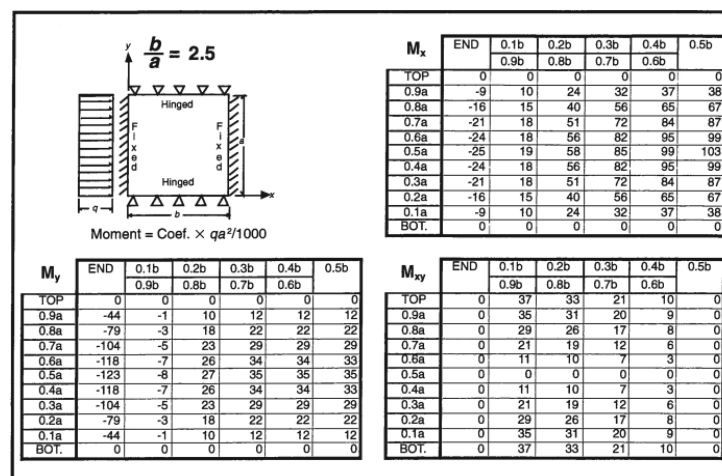
A continuación, puedes enumerar los pasos específicos para calcular los momentos en los ejes, asegurando claridad y precisión en la descripción.

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{4} = 2.25$$

$$M = \frac{C * q * a^2}{1000}$$

Figura 3.1.4.8

Coeficientes PCA para determinar momentos ($b/a=3$), caso 1



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_x = 54 \text{ (Ver Figura 3.1.4.8)}$$

$$C_y = 63 \text{ (Ver Figura 3.1.2.3)}$$

$$q_o = 1.4 * \gamma_w * a$$

$$M_x = \frac{54 * 5.6 * 4^2}{1000} = 4.84 \text{ Ton - m}$$

$$M_y = \frac{63 * 5.6 * 4^2}{1000} = 5.64 \text{ Ton} - m$$

Los momentos calculados en el eje transversal (M_x) es de $4.84 \text{ Ton} - m$ y el eje longitudinal (M_y) es de $5.64 \text{ Ton} - m$.

Ahora, para el cortante, se realiza el siguiente lo siguiente:

$$V = C_s * q * a$$

$$C_s = 0.4 \text{ (Ver Figura 3.1.4.7)}$$

$$V = 0.4 * 5.6 * 4 = 8.96 \text{ Ton}$$

Entonces el cortante es de 8.96 Ton .

Condición 4

Cuando el tanque está vacío, las paredes ya no tienen la presión hidrostática interna para estabilizarlas, pero la tapa sigue soportando cargas variables (como la de parqueadero sobre el terreno, acumulación de agua, etc.), y estas cargas se transmiten al terreno circundante. Es importante analizar cómo estas cargas afectan la estructura enterrada, asegurando que tanto la tapa como las paredes puedan resistir estas condiciones sin comprometer la estabilidad del tanque.

Para estimar los momentos y cortantes en las paredes largas y cortas, se aplicará el mismo procedimiento utilizado de las condiciones anteriores que establece el método PCA. Sin embargo, en este caso, se considerará la carga aplicada por los camiones sobre la tapa, así como la carga del terreno.

- **Lado Largo**

Aproximadamente la carga que recibe la losa superior corresponde a la de 4 volquetas totalmente llenas con 8 m^3 que tienen un peso máximo de 18 Ton , distribuido 7 Ton en la parte frontal y 11 en la trasera, donde se distribuye una carga aproximadamente de 0.67 Ton/m^2 .

$$q_{losa-sup} = 0.667 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{4} = 3$$

$$M_x = \frac{Cx_1 * q_s * a^2}{1000} + \frac{Cx_2 * q_{act} * a^2}{1000}$$

$$M_y = \frac{Cy_1 * q_s * a^2}{1000} + \frac{Cy_2 * q_{act} * a^2}{1000}$$

La carga Por acción del terreno viene dada y los coeficientes son:

La carga generada por la acción del terreno se determina mediante el esfuerzo vertical del estrato de suelo y el coeficiente en condición activa, además de establecer los valores de las tablas de la PCA.

$$q_s = 1.6 * \sigma_v * k_a \quad (3.8)$$

$$q_s = 1.6 * 7.34 * 0.41 = 4.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$Cx = 59 \text{ (Ver Figura 3.1.4.6)}$$

$$Cy = 64 \text{ (Ver Figura 3.1.4.6)}$$

Debido a la carga actuante en la tapa, se considera el coeficiente lateral en condición de reposo, además de la carga del parqueadero sobre la losa superior y se seleccionan los valores máximos de los ejes de la tabla para determinar los momentos.

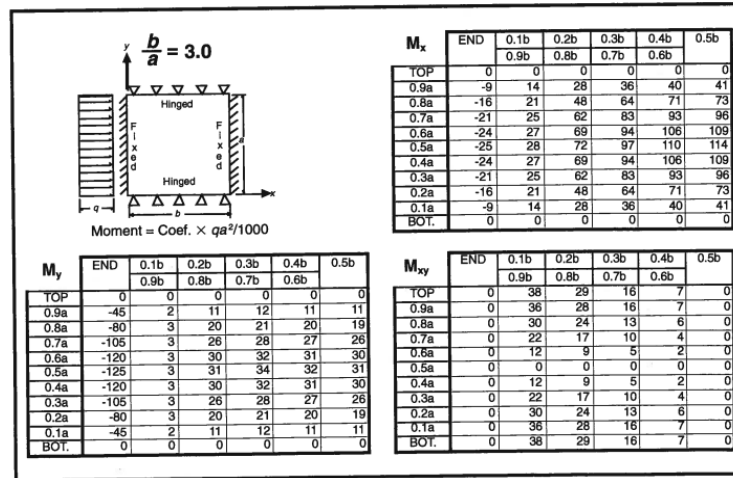
$$k_o = (1 - \text{Sen}(\phi)) \quad (3.9)$$

$$k_o = (1 - \text{Sen}(24.83)) = 0.58$$

$$q_{act} = 1.6 * q_{losa-sup} * k_o = 1.6 * 0.667 * 0.58 = 0.63 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 3.1.4.9

Coefficientes PCA para determinar cortantes (b/a=3), caso 6



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_x = 114 \text{ (Ver Figura 3.1.4.9)}$$

$$C_y = 125 \text{ (Ver Figura 3.1.4.9)}$$

$$M_x = \frac{59 * 4.8 * 4^2}{1000} + \frac{114 * 0.63 * 4^2}{1000} = 5.68 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{64 * 4.8 * 4^2}{1000} + \frac{125 * 0.63 * 4^2}{1000} = 6.17 \text{ Ton} - m$$

Los coeficientes son para $M_x = 5.68 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 6.17 \text{ Ton} - m$

Para el cortante, se establecen los coeficientes a partir de las tablas y se consideran las cargas aplicadas. Con base a los datos, se obtiene:

Figura 3.1.4.10

Coefficientes PCA para determinar cortantes, caso 6

Shear Coefficients, C_s

LOCATION \ b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Bottom edge — midpoint	0.50	0.48	0.47	0.43	0.40	0.36	0.31	0.24	0.18	0.12
Side edge — maximum	0.74	0.74	0.74	0.72	0.70	0.67	0.60	0.52	0.40	0.26
Side edge — midpoint	0.74	0.74	0.74	0.72	0.70	0.67	0.60	0.52	0.40	0.26
Top edge — midpoint	0.50	0.48	0.47	0.43	0.40	0.36	0.31	0.24	0.18	0.12

$$V = C_{s1} * q_s * a + C_{s2} * q_{act} * a$$

$$C_{s1} = 0.41 \text{ (Ver Figura 3.1.4.7)}$$

$$Cs2 = 0.74 \text{ (Ver Figura 3.1.4.10)}$$

$$V = 0.41 * 4.80 * 4 + 0.74 * 0.63 * 4 = 9.73 \text{ Ton}$$

El cortante respectivo es de 9.73 Ton.

• **Lado Corto**

El análisis para el lado corto es similar al realizado para el lado largo. Por lo tanto, se establece:

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{4} = 2.25$$

$$M = \frac{Cx_1 * q_s * a^2}{1000} + \frac{Cx_2 * q_{act} * a^2}{1000}$$

La carga por acción del terreno:

$$q_s = 4.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

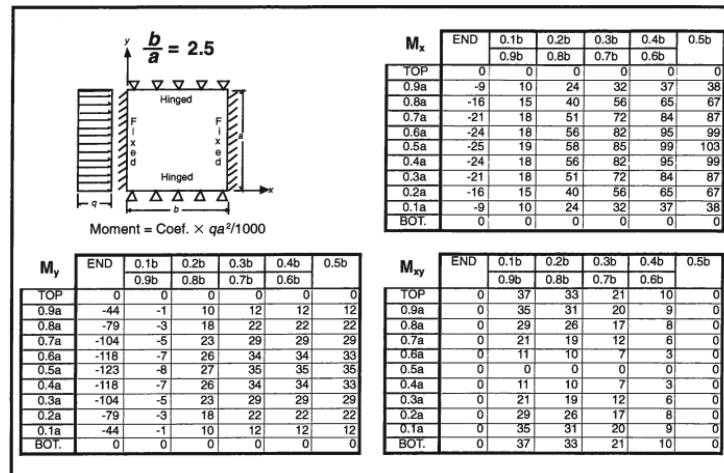
$$Cx = 54 \text{ (Ver Figura 3.1.4.8)}$$

$$Cy = 63 \text{ (Ver Figura 3.1.4.8)}$$

La carga por acción de la carga de las volquetas:

Figura 3.1.4.11

Coefficientes PCA para determinar cortantes (b/a=2.5), caso 6



Nota. Coeficientes obtenidos de (Munshi, 1998)

$$C_x = 103 \text{ (Ver Figura 3.1.4.11)}$$

$$C_y = 123 \text{ (Ver Figura 3.1.4.11)}$$

$$M_x = \frac{54 * 6.66 * 4^2}{1000} + \frac{103 * 0.93 * 4^2}{1000} = 5.18 \text{ Ton} - m$$

$$M_y = \frac{54 * 6.66 * 4^2}{1000} + \frac{123 * 0.93 * 4^2}{1000} = 6.08 \text{ Ton} - m$$

Los momentos son: $M_x = 5.18 \text{ Ton} - m$ y $M_y = 6.08 \text{ Ton} - m$

Con respecto al cortante, se establece el siguiente procedimiento.

$$C_{s1} = 0.4 \text{ (Ver Figura 3.1.4.7)}$$

$$C_{s2} = 0.74 \text{ (Ver Figura 3.1.4.8)}$$

$$V = 0.4 * 4.80 * 4 + 0.74 * 0.63 * 4 = 9.54 \text{ Ton}$$

Entonces el cortante es de 9.54 Ton.

Obtenidos los momentos y cortantes en cada una de las condiciones se puede destacar que, en los muros largos, se presentan momentos mayores debido a la longitud de la pared y a la distribución de la presión del agua y del terreno. Por otro lado, los muros cortos, aunque soportan menos carga debido a su menor longitud, también deben ser analizados cuidadosamente para asegurar que pueden resistir los esfuerzos a los que estarán sometidos.

La siguiente tabla presenta una comparación de los momentos y cortantes calculados para los muros largos y cortos bajo las diferentes condiciones analizadas en el pre-diseño. Esta comparación permitirá identificar las zonas críticas y determinar las necesidades específicas de refuerzo en cada caso.

Tabla 3.1.4.1

Comparación de resultados de las condiciones de estudio

	Long Larga			Long Corta		
	Mx [Ton*m-m]	My [Ton*m-m]	V1 [kN/m]	Mx [Ton*m-m]	My [Ton*m-m]	V2 [Ton*m-m]
Cond 1	4.57	18.37	11.20	3.85	13.44	10.75
Cond 2	3.91	15.74	9.59	3.30	11.51	9.21

Cond 3	5.29	5.73	9.18	4.84	5.64	8.96
Cond 4	5.68	6.17	9.73	5.18	6.08	9.54

Nota. Resumen de momentos y cortantes determinados en las 4 condiciones.

Luego de realizar el análisis comparativo de los momentos y cortantes en los muros largos y cortos, es fundamental seleccionar los valores máximos de diseño cada uno. Estos valores representan las condiciones más críticas a las que estará sometido el reservorio subterráneo. Seleccionar estos momentos y cortantes máximos ayuda al dimensionamiento y diseño final de los refuerzos estructurales, asegurando que el reservorio pueda soportar las cargas más severas que podría experimentar durante su vida útil.

La tabla que sigue destaca estos valores máximos, que servirán como base para las decisiones de diseño en las etapas posteriores del proyecto.

Tabla 3.1.4.2

Selección de momentos y cortantes

Momento Escogido				Cortante Escogido	
Long Larga		Long Corta		Long Larga	Long Corta
Max Mx	Max My	Max Mx	Max My	Max V1	Max V2
[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton]	[Ton]
5.68	18.37	5.18	13.44	11.20	10.75

Nota. Momentos y cortantes máximos escogidos en la longitud larga y corta para el diseño.

Con los momentos máximos escogidos, se determina el acero requerido por metro del ancho y largo del muro

Después de identificar los momentos y cortantes máximos para los muros largos y cortos, el siguiente paso es determinar el acero requerido por metro para ambos tipos de muros (ancho y largo). Este cálculo es esencial para garantizar que la estructura tenga la resistencia adecuada para soportar las cargas aplicadas, evitando fallas por flexión o corte.

El acero requerido se determinará utilizando las fórmulas y procedimientos estándar basados en los momentos y cortantes obtenidos. Esto asegurará que los muros, tanto largos como cortos, tengan la cantidad adecuada de refuerzo para mantener la integridad estructural del reservorio subterráneo bajo todas las condiciones de carga previstas.

- **Largo o longitud larga del muro**

El análisis realizado para el muro largo es aplicable de manera idéntica a su muro paralelo, dado que ambos están sujetos a las mismas condiciones de carga y tienen características estructurales similares.

Primero, se procede a determinar el peralte efectivo, que es un paso crucial para garantizar la resistencia estructural del muro. Este valor es fundamental para el diseño, ya que influye directamente en la capacidad del muro para soportar las cargas aplicadas.

$$d = e - rec = 30 - 7.5 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}$$

Para determinar el acero requerido para el eje transversal y longitudinal, se utiliza una ecuación que depende de varios factores clave: el momento de diseño (M_u), el peralte (d), el factor de mayoración (ϕ), la fluencia del acero (f_y), la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) y el ancho de la sección estudiada (b_w)

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * b_w * f'_c}}}{\frac{f_y}{0.85 * f'_c * b_w}} \quad (3.10)$$

$$M_{ux} = 7.98 \text{ Ton} - m; M_{uy} = 21.85 \text{ Ton} - m; d = 22.5; \phi = 0.9; f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

$$f'_c = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; b_w = 100 \text{ cm}$$

$$A_{sx} = \frac{22.5 - \sqrt{22.5^2 - \frac{2 * 5.68 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0.85 * 300 * 100}} = 6.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = \frac{22.5 - \sqrt{22.5^2 - \frac{2 * 18.37 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0.85 * 300 * 100}} = 23.64 \text{ cm}^2$$

El acero requerido para el eje transversal es de 6.85 cm^2 y para el eje longitudinal corresponde a 23.64 cm^2 .

Se procede a realizar la verificación del acero mínimo requerido, asegurando que la cantidad de acero utilizada cumpla con las normas de seguridad y diseño estructural, proporcionando la resistencia necesaria contra las cargas aplicadas.

$$A_{s \text{ mín}} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} * b_w * d & (ACI 318 - 19) \\ \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d & (ACI 350 - 20) \\ 0.002 * b_w * e & (Retracción y Temperatura) \end{cases}$$

$$A_{s \text{ mín}} = \begin{cases} \frac{14}{4200} * 100 * 22.5 = 7.50 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.25 * \sqrt{300}}{4200} * 100 * 22.5 = 2.32 \text{ cm}^2 \\ 0.002 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ mín}} = \max(7.50; 2.32; 6) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (3.11)$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \quad (3.12)$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 * b_w * e$$

El acero mínimo corresponde a 7.50 cm².

$$A_{sx}, A_{sy} > A_{s \text{ mín}}$$

$$6.85 \text{ cm}^2; > 7.50 \text{ cm}^2 \text{ NO OK} ; \quad 28.71 \text{ cm}^2 > 7.50 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Por lo tanto, el acero requerido para el eje transversal es menor al mínimo por lo que selecciona el mismo, es decir 7.50 m²; además, el acero requerido para el eje longitudinal cumple con el acero mínimo.

Para determinar el número de varillas necesarias y su respectiva separación, se seleccionará un diámetro nominal comercial de varilla. Primero, se calculará el área de cada varilla y se dividirá el área requerida entre el área de la varilla para obtener el número total de varillas necesarias. La separación de las varillas se determinará de manera constructiva, dividiendo la longitud total del ancho de estudio por el número de varillas para establecer la separación adecuada en cada eje.

$$\phi_x = 16 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_x = 22 \text{ mm}$$

$$\#varillas = \frac{A_s}{A_\phi}$$

$$A_\phi = \frac{\pi * \phi^2}{4} \quad (3.7)$$

$$varillas_x = \frac{7.50}{\frac{\pi * \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_x = 3.73 \rightarrow 4$$

$$sep_x = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se requieren $4\phi 16\text{mm}@20\text{cm}$ por metro lineal.

$$varillas_y = \frac{23.64}{\frac{\pi * \left(\frac{22}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_x = 6.22 \rightarrow 7$$

$$sep_y = \frac{100}{7} = 13.80 \text{ cm}$$

Se utilizará una separación de 12 cm.

Por lo tanto, se requieren $7\phi 22\text{mm}@12\text{cm}$ por metro lineal.

Se realizó una verificación para asegurar que el refuerzo de acero en los muros del reservorio sea suficiente para resistir los momentos de flexión generados por las cargas aplicadas. Esta verificación compara el momento nominal resistente del muro (M_n), calculado con el acero disponible y el diseño del refuerzo, con el momento último requerido (M_u), que es el momento máximo calculado para las condiciones de carga.

Los momentos nominales (M_n) son calculados utilizando la capacidad de los elementos de acero y hormigón, considerando las secciones transversales, las propiedades del material y el diseño del refuerzo. En cambio, los momentos últimos o de diseño (M_u) son determinados a partir de los análisis estructurales bajo las condiciones de carga previstas.

La verificación (Mn vs Mu) se realiza comparando el momento nominal resistente (Mn) con el momento último requerido (Mu). La condición de cumplimiento se verifica si el momento nominal es igual o mayor que el momento último:

$$M_n > M_u$$

$$\phi * M_n = \phi * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{c}{2}\right) \quad (3.13)$$

$$c = \frac{A_{s1} * f_y}{b_w * (0.85 * f'_c)} \quad (3.9)$$

El acero está distribuido a 1 m del muro para el estudio.

$$A_{s1} = \#varillas * A_{\emptyset} \quad (3.14)$$

$$A_{s1x} = 5 * \frac{\pi * \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y} = 8 * \frac{\pi * \left(\frac{22}{10}\right)^2}{4} = 26.61 \text{ cm}^2$$

$$c_x = \frac{8.04 * 4200}{5100 * (0.85 * 300)} = 1.56 \text{ cm}$$

$$c_y = \frac{26.61 * 4200}{100 * (0.85 * 300)} = 5.16 \text{ cm}$$

$$\phi * M_{nx} = 0.9 * 10.05 * 4200 * \left(22.5 - \frac{1.95}{2}\right) * 10^{-5} = 6.64 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny} = 0.9 * 30.41 * 4200 * \left(22.5 - \frac{5.89}{2}\right) * 10^{-5} = 20.43 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{nx}, \phi * M_{ny} > M_u$$

$$6.64 \text{ Ton} - m > 5.68 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 20.43 \text{ Ton} - m > 18.37 \text{ Ton} - m \quad OK$$

Los resultados de la verificación muestran que el momento nominal resistente (Mn) es adecuado para resistir el momento último requerido (Mu) para cada eje, cumpliendo con los requisitos de diseño estructural. Esto confirma que el acero determinado proporciona suficiente capacidad de carga para garantizar la seguridad y estabilidad del reservorio subterráneo bajo las condiciones evaluadas.

Se debe realizar una verificación para asegurar que el refuerzo de acero en los muros del reservorio es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes generados por las cargas aplicadas. Esta verificación compara la capacidad resistente al cortante del muro con los esfuerzos cortantes últimos calculados.

La capacidad resistente al cortante (V_c) es calculada tomando en cuenta el refuerzo transversal, peralte y las propiedades del concreto, además de considerar el diseño del refuerzo para el cortante.

Para el cortante último o de diseño (V_u) es determinado a partir de los análisis estructurales bajo las condiciones de carga previstas.

Luego, se efectúa la verificación comparando la capacidad resistente al cortante (V_c) con el cortante último (V_u). La condición de cumplimiento se verifica si la capacidad resistente al cortante es igual o mayor que el esfuerzo cortante último:

$$V_c > V_u$$

Por otro lado, se debe emplear

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (3.15)$$

$$\phi * V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 22.5 = 15.49 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c > V_u$$

$$15.49 \text{ Ton} > 11.20 \text{ Ton} \quad OK$$

Se confirma que la capacidad resistente al cortante (V_c) es adecuada para soportar el cortante último (V_u), cumpliendo con los requisitos de diseño estructural. Esto confirma que el refuerzo de acero determinado proporciona la capacidad necesaria para garantizar la seguridad y estabilidad del reservorio subterráneo frente a los esfuerzos cortantes evaluados.

- **Ancho o longitud corta del muro**

El análisis de verificación de momentos y cortantes realizado para los muros longitudinales también se aplica a los muros de sección menor. Aunque las dimensiones y las condiciones específicas pueden variar, el mismo enfoque metodológico y los mismos principios de cálculo se emplean para asegurar que los muros de sección menor cumplan con los requisitos estructurales.

Se utiliza el mismo procedimiento de verificación para comparar el momento nominal resistente (M_n) con el momento último (M_u), así como para comparar la capacidad resistente al cortante (V_c) con los esfuerzos cortantes últimos (V_u). Esto garantiza que, independientemente de la sección del muro, el diseño estructural cumple con las normativas y proporciona la seguridad y estabilidad necesarias para el reservorio subterráneo.

Determinamos el acero requerido.

$$d = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_{sx} = \frac{22.5 - \sqrt{22.5^2 - \frac{2 * 5.18 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0.85 * 30 * 100}} = 6.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = \frac{22.5 - \sqrt{22.5^2 - \frac{2 * 13.44 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0.85 * 30 * 100}} = 16.84 \text{ cm}^2$$

Para el muro corto el acero transversal que se necesita es de 6.24 cm^2 y para el acero longitudinal es de 16.84 cm^2 .

Se realiza la verificación de acero mínimo.

$$A_{s \text{ mín}} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx}, A_{sy} > A_{s \text{ mín}}$$

$8.86 \text{ cm}^2; > 7.50 \text{ cm}^2$ NO OK, entonces $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$; $A_{sy} > 20.31 \text{ cm}^2$ OK

$$\phi_x = 16 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_x = 20 \text{ mm}$$

$$\#varillas_x = \frac{7.50}{\frac{\pi * \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4}} = 3.73 \rightarrow 4$$

$$sep_x = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se requieren $4\phi 16\text{mm}@25\text{cm}$ por metro lineal.

$$varillas_y = \frac{16.84}{\frac{\pi * \left(\frac{20}{10}\right)^2}{4}} = 5.36 \rightarrow 6$$

$$sep_x = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se requieren $6\phi 20\text{mm}@15\text{cm}$ por metro lineal.

Verificación de momento (Mn vs Mu).

El acero estará distribuido a 1 m del muro.

$$A_{s1x} = \frac{100 * \frac{\pi * \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4}}{15} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y} = \frac{100 * \frac{\pi * \left(\frac{20}{10}\right)^2}{4}}{15} = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$c_x = \frac{8.04 * 4200}{0.85 * 100 * (0.85 * 300)} = 1.56 \text{ cm}$$

$$c_y = \frac{18.85 * 4200}{0.85 * 100 * (0.85 * 300)} = 3.65 \text{ cm}$$

$$\phi * M_{nx} = 0.9 * 8.04 * 4200 * \left(22.5 - \frac{1.56}{2}\right) * 10^{-5} = 6.64 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny} = 0.9 * 18.85 * 4200 * \left(22.5 - \frac{3.65}{2}\right) * 10^{-5} = 14.93 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{nx}, \phi * M_{ny} > Mu$$

$$6.64 \text{ Ton} - m > 5.18 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 14.93 \text{ Ton} - m > 13.44 \text{ Ton} - m \quad OK$$

Verificación de cortante

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 22.5 = 15.49 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c > V_u$$

$$15.49 \text{ Ton} > 10.75 \text{ Ton} \text{ OK}$$

3.1.5 Cargas gravitacionales

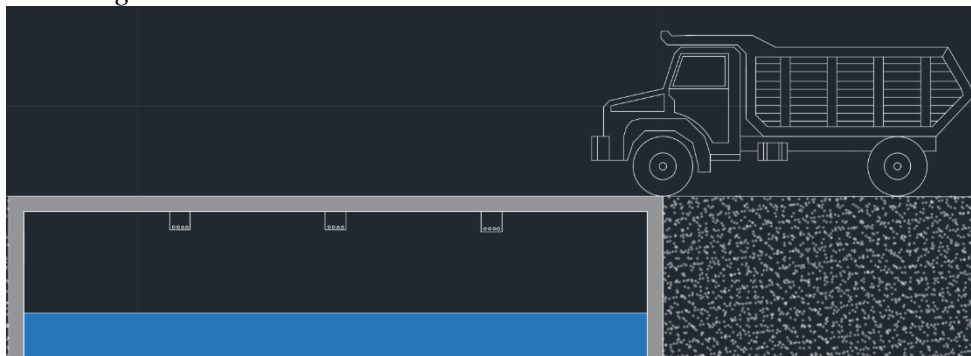
Para la asignación de las cargas gravitacionales, en este caso, cargas vivas, se tuvo que realizar una combinación de diferentes casos de cargas vehiculares, en donde se escogió un vehículo tipo V2DB (Volqueta de dos ejes 8m³), obteniendo una carga puntual de 7 ton y 11 ton en sus respectivos ejes (Servicio Nacional de Aduana del Ecuador, 2023).

En donde, el vehículo cruzará por toda la superficie del reservorio, aplicando dos cargas puntuales de las magnitudes previamente mencionadas, con el fin de visualizar el comportamiento de la losa superior y de los demás elementos estructurales presentes.

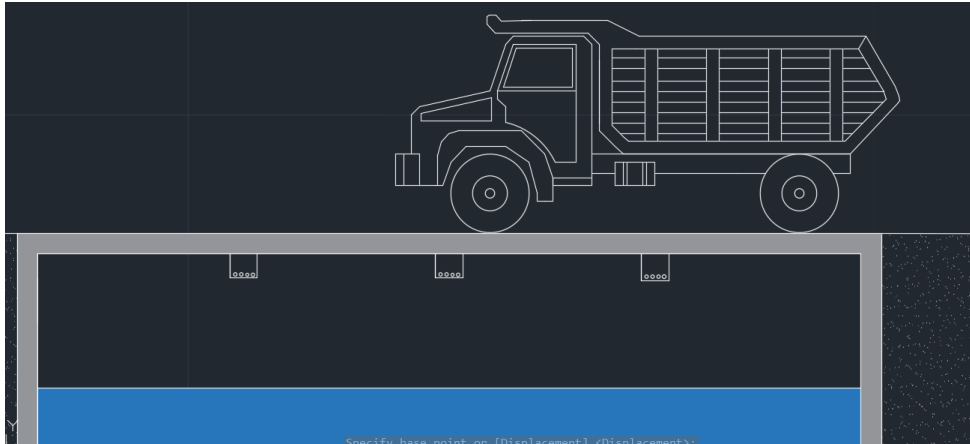
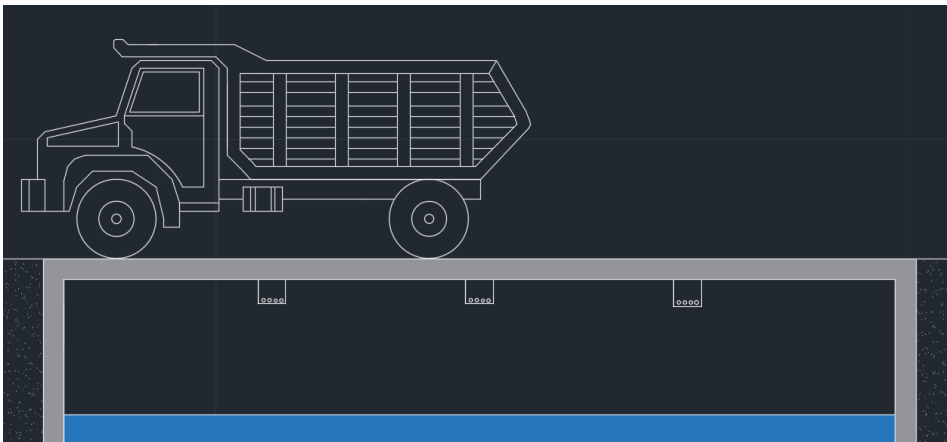
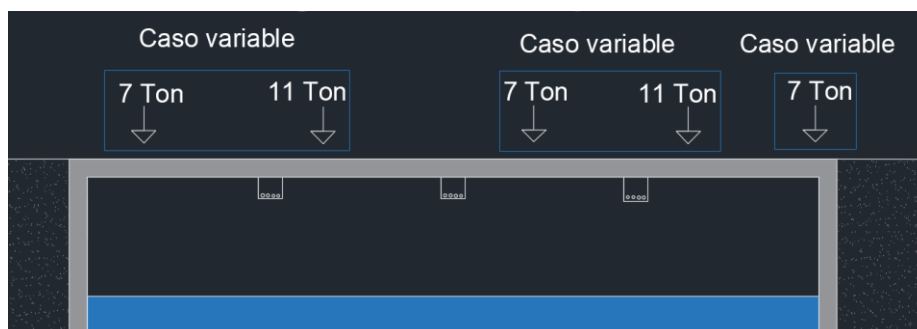
Con el fin de comprender los casos estipulados con la carga vehicular, se presentan las siguientes imágenes que explican cómo va variando la carga impuesta, generando una carga puntual por toda la losa superior.

Figura 3.1.5.1

Primer caso de carga



Nota. Ingreso del camión a la losa superior.

Figura 3.1.5.2*Segundo caso de carga**Nota.* Camión ejerciendo peso con sus dos ejes en la losa.**Figura 3.1.5.3***Tercer caso de carga**Nota.* Camión ejerciendo cargas al otro extremo de la losa.**Figura 3.1.5.4***Cargas puntuales ejercidas en la losa mediante los ejes del camión*

Nota. Casos variables para carga viva.

Para las cargas muertas, el peso de los elementos estructurales será el indicado escoger, los cuales mediante el programa de modelación lo toman en cuenta al momento de realizar correr el modelo y obtener los momentos y fuerzas cortantes de la estructura. Así también para la carga del agua se detalla un análisis dinámico acorde al ACI 350 para tanques de almacenamiento de líquidos.

3.1.6 Carga sísmica

A pesar de que las cargas sísmicas puedan tener una magnitud de importancia menor en este tipo de edificaciones enterradas ya que las cargas hidrostáticas, hidrodinámicas y de empuje de suelos llegan a ser más grandes en comparación a la sísmica, se las calculan en base a la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS Peligro Sísmico 2015, con el fin de ser conservadores con el diseño escogido.

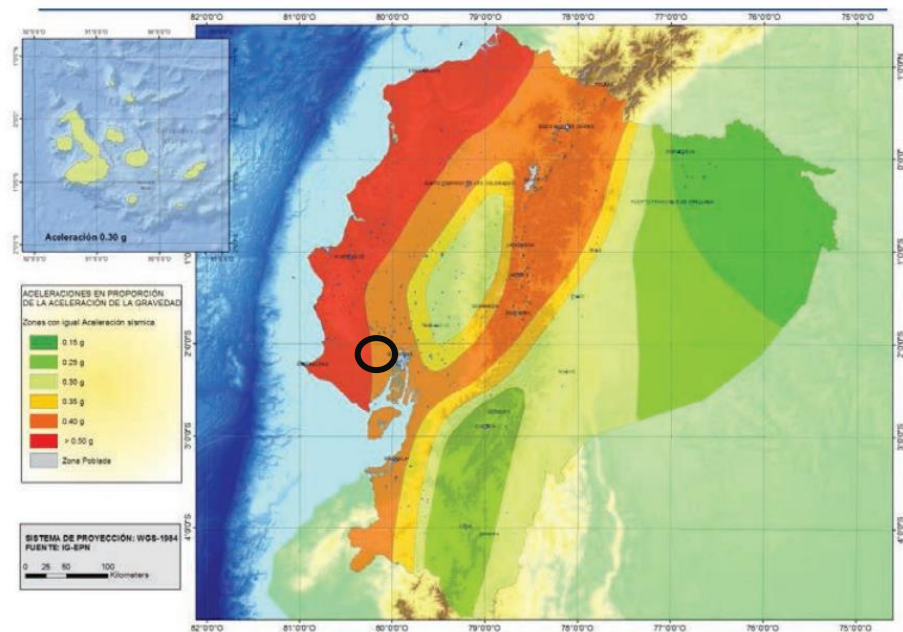
Siguiendo los pasos de la normativa ecuatoriana, se tiene el siguiente procedimiento para obtener el espectro de respuesta elástico e inelástico.

- **Factor zona sísmica Z**

Conforme a la normativa NEC, Ecuador presenta diferentes zonas sísmicas, en donde el valor de Z es diferente con respecto a la zona en la que se encuentre. Para el proyecto actual, se tiene la ubicación de ESPOL, que se encuentra en una zona moderada en sismos, como se puede visualizar en la imagen proporcionada en la NEC.

Figura 3.1.6.1

Zonas sísmicas en base a la NEC.



Nota. Ubicación de la ESPOL en el mapa en zona sísmica de 0.4 g para aceleración en roca.

Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

Para la ubicación del reservorio, ubicado en ESPOL, como se visualiza en el círculo negro del mapa, la zona a la que pertenece es la sísmica 5, teniendo como valor de Z:

Figura 3.1.6.2

Valor de factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Nota. Valor de Z. Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

- **Determinar coeficientes de sitio F_a , F_d , F_s**

En base a la ubicación geográfica de la ESPOL y a información pertinente del suelo en el que se encuentra, se ha encontrado roca fragmentada en gran parte de las zonas aledañas. Por este caso, se escogió un perfil tipo B el cual es un perfil de roca de rigidez media.

Figura 3.1.6.3*Clasificación del suelo en base al tipo de perfil*

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 Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ 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	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla 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

Nota. Perfil tipo B escogido para la determinación de coeficientes de sitio. Elaborado por NEC-SE-DS (2015).

Para la elección de coeficiente **Fa** (amplificación del suelo en periodo corto), se sigue la siguiente tabla correspondiente a la normativa, en donde se elige en base al tipo de suelo y al factor de zona sísmica Z.

Figura 3.1.6.4*Factor de sitio F_a*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 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	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Nota. Elección de F_a . Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

Para el factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta en desplazamiento para diseño en roca F_d , se tiene la siguiente tabla:

Figura 3.1.6.5*Factor de amplificación F_d*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 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
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Nota. Elección de F_d . Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

Y para el factor de comportamiento no lineal de los suelos F_c , se tiene lo siguiente:

Figura 3.1.6.6*Factor de comportamiento no lineal F_c*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Nota. Elección de F_c . Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

- **Razón espectral**

La razón entre la aceleración espectral S_a ($T: 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno, se determina en base a la norma, en donde la NEC dice que para las provincias de la Costa la razón es de 1.8.

- **Periodos límites de vibración**

Para determinar los periodos T_0, T_c , los cuales representan el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que es indicador del sismo de diseño, la NEC indica lo siguiente:

$$T_0 = \frac{0.1 * F_s * F_d}{F_a} \quad (3.16)$$

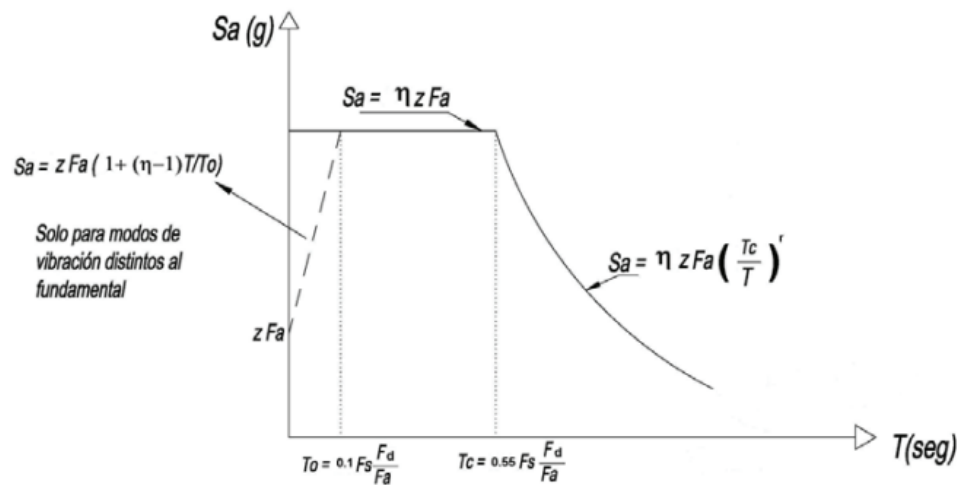
$$T_0 = \frac{0.1 * 0.75 * 1}{1} = 0.075 \text{ s}$$

$$T_c = \frac{0.55 * F_s * F_d}{F_a} \quad (3.17)$$

$$T_c = \frac{0.55 * F_s * F_d}{F_a} = 0.413 \text{ s}$$

- **Espectro elástico e inelástico de diseño**

Para graficar estos espectros, se puede seguir las indicaciones que nos brinda la imagen de la NEC, donde secciona cada parte del gráfico en distintas ecuaciones, como se presenta:

Figura 3.1.6.7*Espectro elástico de diseño*

Nota. Componentes horizontales de la carga sísmica. Elaborado por NEC-SE-DS (2015)

Donde se tiene lo siguiente:

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3.18)$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (3.19)$$

Además, para el espectro inelástico, que es con el cual se diseñó y modela la estructura, se escogen factores de importancia y de reducción, los cuales indica la norma ACI 350.

- **Factor de importancia**

Como la estructura es un tanque para depósito de agua, el factor I se categoriza como una edificación esencial con el coeficiente mostrado en la imagen posterior

Figura 3.1.6.8*Tipo de edificación y su uso en base a la NEC*

	Uso del tanque	Factor I
III	Tanques con contenido peligroso	1.5
II	Tanques que deben seguir en uso por razones de emergencia después de un sismo o tanques que son parte de sistemas vitales	1.25
I	Tanques no incluidos en las categorías II o III	1

Nota. Valor de importancia para espectro inelástico. Elaborado por ACI 350 (2016).

El factor de reducción R , para la normativa ACI 350, viene dado por la siguiente tabla, en donde se debe escoger la opción de completamente enterrado (Buried), debido a que este es el caso de la estructura.

Figura 3.1.6.9

Factor de modificación de respuesta R , ACI 350

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R

Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried*	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

^{*}Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
[†] $R_i = 3.25$ is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
[‡]Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

Nota. Valor de R para espectro inelástico. Elaborado por el ACI 350 (2016).

- **Configuración estructural**

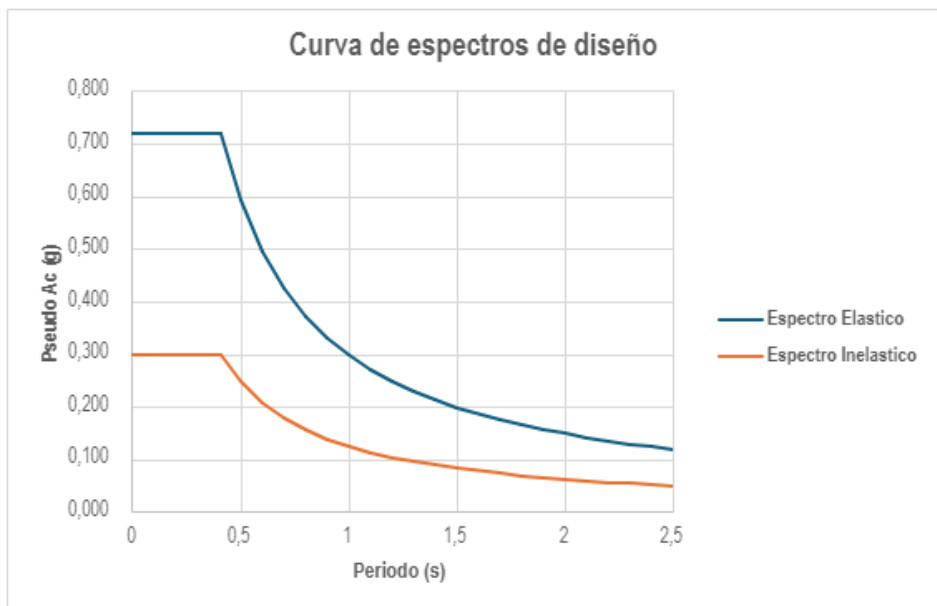
Los factores de configuración estructural vienen dados por la regularidad de la estructural, como el reservorio es una estructura regular, se tiene lo siguiente:

$$\phi_e = \phi_p = 1$$

Teniendo así la siguiente fórmula para armar el espectro inelástico:

$$C_s = \frac{S_a * I}{R * \phi_e * \phi_p} * (T) \quad (3.20)$$

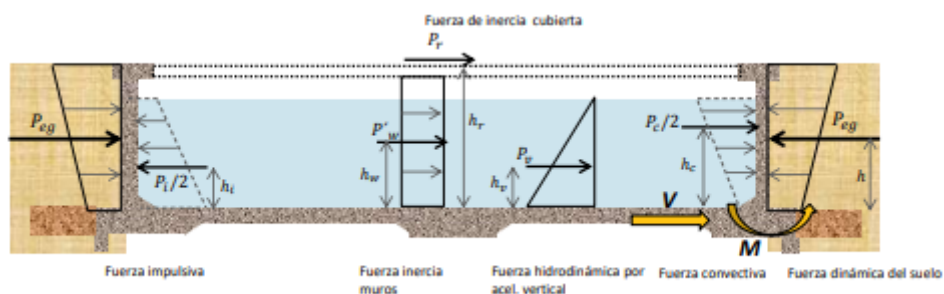
Conociendo los valores necesarios para diseñar los espectros de respuesta, se tiene lo siguiente:

Figura 3.1.6.10*Espectro elástico e inelástico de respuesta*

Nota. Espectros de diseño.

3.1.7 Cargas dinámicas

Con el fin de realizar un modelo dinámico, las cargas producidas por el empuje del agua y del suelo deben considerarse en el análisis de la estructura, dentro de las fuerzas producidas en un tanque enterrado de almacenamiento de agua, se encuentran, fuerza impulsiva, fuerza convectiva, fuerza inercial del muro, fuerza dinámica del suelo, entre otras. Las cuales se pueden visualizar en el siguiente gráfico:

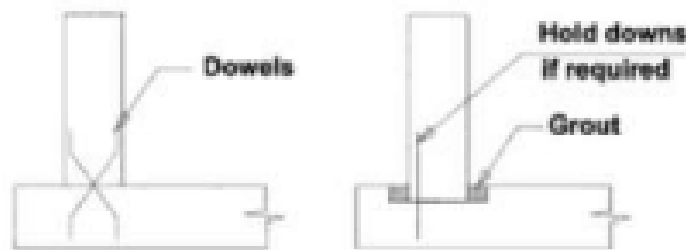
Figura 3.1.7.1*Fuerzas dinámicas dentro de un tanque enterrado*

Nota. Elaborado por Sika (2019)

Así como se menciona en el ACI 350, al momento de analizar la estructura, los apoyos deben ser articulados, es decir, tener conexiones no flexibles. Esto con el fin de proporcionar resistencia a las cargas de empuje de suelo y agua.

Figura 3.1.7.2

Conexiones articuladas en base a la normativa ACI 350



Nota. Conexiones articuladas. Elaborado por el ACI 350 (2016).

Antes de iniciar con el análisis dinámico, se debe conocer que como es un tanque rectangular, el análisis de fuerzas se los hace en ambos sentidos, eje x y eje y, debido a que las longitudes serán diferentes y las fuerzas aplicadas irán perpendicular al eje de estudio. Para fines prácticos el análisis se realizará para el eje X.

Del prediseño se tienen los siguientes valores de arranque para el análisis:

Tabla 3.1.7.1

Valores iniciales para el análisis

Datos	Magnitud	Unidades
Longitud eje x (L_x)	12	m
Longitud eje y (L_y)	9	m
Espesor muro (e_m)	400	mm
Espesor tapa de losa (e_{lsup})	300	mm
Resistencia hormigón ($f'c$)	30	MPa
% de amortiguamiento (β)	5	%
Peso específico del líquido (γ_L)	9.805	kN/m ³
Peso específico del concreto (γ_c)	2.5	kN/m ³

Factor de importancia (I)	1.25	
Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	21361.18	MPa

Nota. Datos para los determinar cargas dinámicas

Además, conociendo la geometría del tanque, se sacan valores necesarios para conocer las alturas de análisis.

Tabla 3.1.7.2

Alturas para el cálculo de las fuerzas dinámicas

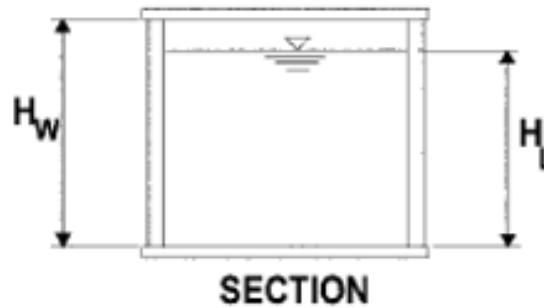
Altura total del muro (Hw)	4.3	m
Altura del líquido (HL)	3	m
Altura muro más losa (hr)	4.3	m
Altura al centro de gravedad del muro (hw)	2.15	m

Nota. Alturas para calcular las presiones sísmicas.

Con el siguiente esquema se explica las alturas colocadas en la tabla.

Figura 3.1.7.3

Alturas de muro y agua



Nota. Elaborado por el ACI 350

Para calcular la altura en donde se ejerce la presión del suelo, el ACI 350 indica que en un análisis pseudoestático, se asume que la resultante de la componente sísmica de la presión de tierras se encuentra a 0.6 de la altura del muro, teniendo así:

$$h_{eg} = 0.6 * hr \quad (3.21)$$

$$h_{eg} = 0.6 * 4.3 = 2.58 \text{ m}$$

Dentro del análisis dinámico, las alturas de más importancia (convectiva e impulsiva) que se genera por el líquido, vienen dado por las siguientes expresiones:

Altura convectiva (sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva):

$$h_c = \frac{HL * \left(1 - \text{Cosh}\left(\frac{3.16}{L}\right) - 1\right)}{3.16 * \frac{\text{Senh}\left(\frac{3.16}{HL}\right)}{HL}} \quad (3.22)$$

$$h_c = \frac{3 * \left(1 - \text{Cosh}\left(\frac{3.16}{4}\right) - 1\right)}{3.16 * \frac{\text{Senh}\left(\frac{3.16}{4}\right)}{4}} = 1.57 \text{ m}$$

Altura impulsiva (sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva):

Cuando $\frac{L}{HL} \geq 1.33$

$$h_i = HL * 0.375 \quad (3.23)$$

$$h_i = 3 * 0.375 = 1.13 \text{ m}$$

Se procede a calcular los pesos de los elementos y del líquido.

Tenemos:

WL (Peso total del líquido):

$$WL = yL * B * L * HL \quad (3.24)$$

$$WL = 9.81 \frac{kN}{m^3} * 9 \text{ m} * 12 \text{ m} * 3 \text{ m} = 3177.47 \text{ kN}$$

Ww' (Peso del muro perpendicular a la fuerza sísmica):

$$Ww' = 1 * e_m * y_c * Hw * (B + e_m) \quad (3.25)$$

$$Ww' = 1 * 0.3 \text{ m} * 24 \frac{kN}{m^3} * 4.3 \text{ m} * (9 + 0.3) = 287.93 \text{ kN}$$

Wr (Peso de cubierta):

$$Wr = y_c * (B + 2 * e_m) * (L + 2 * e_m) * e_{losa} \quad (3.26)$$

$$Wr = 24 \frac{kN}{m^3} * (9 + 2 * 0.3) * (12 + 2 * 0.3) * 0.3 = 870.91 \text{ kN}$$

Wi (Peso equivalente de la componente impulsiva):

$$W_i = WL * \frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{L}{HL}\right)\right)}{0.866\left(\frac{L}{HL}\right)} \quad (3.27)$$

$$W_i = 3177.47 \text{ kN} * \frac{\tanh(0.866 * 4)}{0.866 * 4} = 91549 \text{ kN}$$

Wc (Peso equivalente de la componente convectiva):

$$W_c = WL * 0.264 * \left(\frac{L}{HL}\right) * \tanh\left(\frac{3.16}{\frac{L}{HL}}\right) \quad (3.28)$$

$$W_c = 3177.47 \text{ kN} * 4 * \tanh\left(\frac{3.16}{4}\right) = 2209.23 \text{ kN}$$

Para obtener el peso dinámico de la estructura, se necesita obtener el coeficiente de masa efectiva, como lo detalla el ACI 350, el cual para estanques rectangulares de tiene lo siguiente:

$$\varepsilon = \left(0.0151 * \left(\frac{L}{HL}\right)^2 - 0.1908 * \left(\frac{L}{HL}\right) + 1.021\right) \leq 1 \quad (3.29)$$

$$\varepsilon = (0.0151 * (4)^2 - 0.1908 * (4) + 1.021) \leq 1$$

$$\varepsilon = 0.5 \leq 1 \text{ OK}$$

We (Peso efectivo dinámico del tanque):

$$W_e = \varepsilon * W_w' + W_r \quad (3.30)$$

$$W_e = 0.5 * 287.93 + 870.91 = 1014.7 \text{ kN}$$

Además de los pesos efectivos en el tanque, se deben escoger factor de importancia y de modificación de respuesta (I, Ri, Rc), los cuales se detallan en la normativa ACI 350, en sus tablas 4.1.1 (a) y 4.1.1 (b), obteniendo los siguientes valores:

Figura 3.1.7.4

Factor de importancia mediante la ACI 350

	Uso del tanque	Factor I
III	Tanques con contenido peligroso	1.5
II	Tanques que deben seguir en uso por razones de emergencia después de un sismo o tanques que son parte de sistemas vitales	1.25
I	Tanques no incluidos en las categorías II o III	1

Nota. Elaborado por ACI 350 (2016).

Figura 3.1.7.5

Factor de modificación de respuesta

Tipo de Estructura	R _i		R _c
	Superficial	Enterrado	
Tanques con base flexible, anclados	3.25	3.25	1
Tanques base fija o articulada	2	3	1
Tanques con base restringida o no restringida, sin anclar	1.5	2	1
Tanques sobre pedestales	2	-----	1

Nota. Elaborado por ACI 350 (2016).

Dentro del análisis dinámico se deben calcular las propiedades dinámicas del tanque, por lo que la norma ACI 350 indica que se necesitan frecuencias de periodos convectivos e impulsivos, tomando en consideración las demás variables:

k (rigidez de flexión por unidad de ancho):

$$k = \left(\frac{2\pi}{T_x}\right)^2 * \left(\frac{W_{w'} + W_i}{g}\right) \quad (3.31)$$

$$k = \left(\frac{2\pi}{0.100}\right)^2 * \left(\frac{287.93 + 915.49}{9.81}\right) = 484438.82 \text{ kN} * \frac{m}{m}$$

Con lo cual se obtiene la frecuencia circular del modo impulsivo:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{g * k}{W_i + W_{w'}}} \quad (3.32)$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{9.81 * 484438.82}{915.49 + 287.93}} = 62.83 \frac{rad}{s}$$

Coefficiente definido para estanques rectangulares:

$$\lambda = \sqrt{3.16 * g * \tanh\left(\frac{3.16}{HL}\right)} \quad (3.33)$$

$$\lambda = \sqrt{3.16 * 32.185 \frac{ft}{seg^2} * \tanh\left(\frac{3.16}{4}\right)} = 8.18$$

Para la frecuencia circular de modo convectivo se tiene lo siguiente:

$$\omega c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (3.34)$$

$$\omega c = \frac{8.18}{\sqrt{12}} = 2.36 \frac{rad}{s}$$

Los periodos fundamentales del estanque se obtienen de las siguientes formulas, tanto para:

Componente impulsiva:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (3.35)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{62.83} = 0.10 \text{ seg}$$

Componente convectiva:

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \quad (3.36)$$

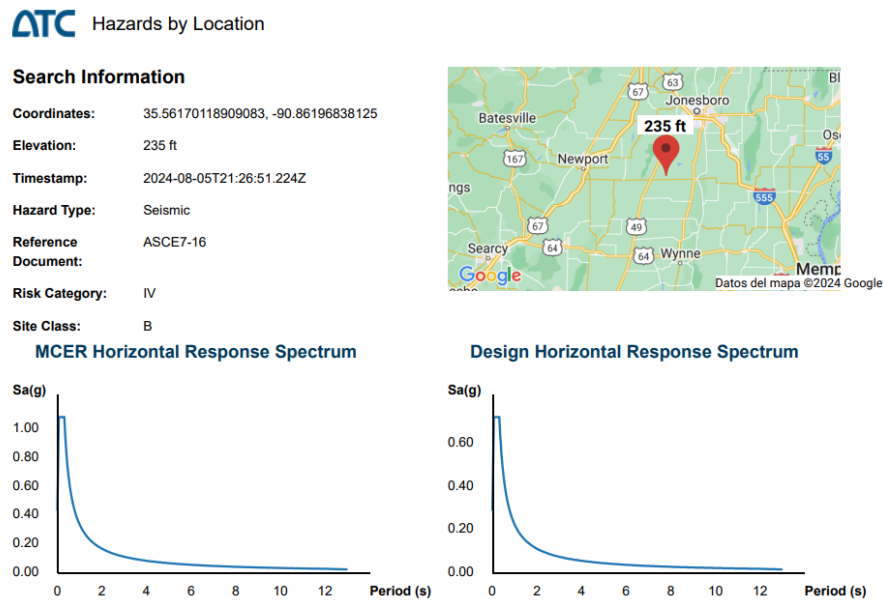
$$T_c = \frac{2\pi}{2.36} = 2.66 \text{ seg}$$

Dentro del análisis, con el fin de obtener los factores de amplificación de espectro periodo dependiente para los movimientos horizontales por convección e impulsión, se siguen los pasos de la norma ASCE 7-16 para obtener cada uno de los factores necesarios para el cálculo.

Como se requieren los coeficientes de aceleración espectral, S_1 y S_s , se los obtiene de la página ATC Hazard by location en base a un tipo de suelo B, en roca, similar a lo que se obtuvo en el análisis de las cargas sísmicas.

Figura 3.1.7.6

Espectro de diseño ASCE 7-16, con el tipo de suelo seleccionado



Nota. Elaborado por ATC Hazards by Location.

Con base a la información obtenida, los valores recopilados de S_1 es 0.417 y S_s es 0.720.

Con lo cual los valores de F_a y F_v equivalen a 1, debido a que es un tipo de suelo B, como se determina en el ASCE 7-16.

Con lo cual se calcula:

$$S_{ds} = \frac{2 \cdot S_s \cdot F_a}{3} \quad (3.37)$$

$$S_{ds} = \frac{2 \cdot 0.72 \cdot 1}{3} = 0.48$$

$$S_{d1} = \frac{(2 \cdot S_1 \cdot F_v)}{3} \quad (3.38)$$

$$S_{d1} = \frac{(2 \cdot 0.417 \cdot 1)}{3} = 0.28$$

Se calcula la razón entre las respuestas de diseño espectral:

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \quad (3.39)$$

$$T_s = \frac{0.28}{0.48} = 0.58 \text{ seg}$$

Con la información recopilada se procede a calcular los factores de amplificación de espectro, teniendo lo siguiente:

Como $T_i \leq T_s$:

$$C_i = S_d s = 0.48 \quad (3.40)$$

Como $T_c \geq \frac{1.6}{T_s}$:

$$C_c = \frac{2.4 * C_i}{(T_c)^2} \quad (3.41)$$

$$C_c = \frac{2.4 * 0.48}{(0.58)^2} = 0.16$$

Como siguiente factor de amplificación, se tiene:

$$C_t = 0.4 * C_i \quad (3.42)$$

$$C_t = 0.4 * 0.48 = 0.19$$

Obtenida todas las variables necesarias, se procede a calcular las fuerzas inerciales que actúan en el muro:

P_w' (Fuerza lateral de inercia de una aceleración de muro, perpendicular a la dirección de fuerza sísmica):

$$P_w' = \frac{C_i * I * \varepsilon * W_w'}{R_i} \quad (3.43)$$

$$P_w' = \frac{0.48 * 1.25 * 0.5 * 287.93}{3} = 28.76$$

P_r (Fuerza inercial lateral de cubierta):

$$P_r = \frac{C_i * I * W_r}{R_i} \quad (3.44)$$

$$P_r = \frac{0.48 * 1.25 * 870.91}{3} = 174.18 \text{ kN}$$

P_i (Fuerza total impulsiva):

$$P_i = \frac{C_i * I * W_i}{R_i} \quad (3.45)$$

$$P_i = \frac{0.48 * 1.25 * 870.91}{3} = 183.10 \text{ kN}$$

Pc (Fuerza total convectiva):

$$Pc = \frac{Ci * I * Wc}{Ri} \quad (3.46)$$

$$Pc = \frac{0.48 * 1.25 * 915.49}{3} = 432.95 \text{ kN}$$

Peg (Fuerza del empuje de suelos):

$$Peg = \frac{Ka * \gamma_s * (Hs)^2}{2} \quad (3.47)$$

Donde:

Ka: empuje activo del suelo

γ_s : peso específico del suelo (kN/m³)

Hs: Altura del muro con la tapa (m)

Con base a lo que proporciona el ACI 350, las presiones dinámicas de tierra deberán ser consideradas cuando el tanque se encuentre de manera enterrada o semienterrada. Con lo cual se supone un coeficiente de presión lateral activo, calculándolo de la siguiente forma con el teorema de Rankine:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}(\emptyset)}{1 + \text{sen}(\emptyset)}$$

Con un ángulo de fricción de 24.83°, se obtiene el siguiente resultado:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}(24.83)}{1 + \text{sen}(24.83)} = 0.42$$

Finalmente, la fuerza de empuje del suelo es igual a:

$$Peg = \frac{0.42 * 18 * (4.3)^2}{2} = 70.18 \text{ kN}$$

Una vez obtenidas las fuerzas dinámicas que actúan en el reservorio, el cortante basal definido como una amplificación de fuerzas sísmicas, es hallado con la fórmula que nos indica el ACI 350 (2016), para tanques rectangulares y enterrados. Obteniendo lo siguiente:

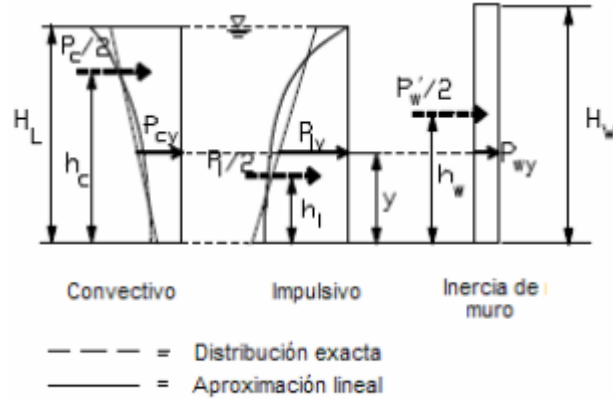
$$V = \sqrt{(Pi + Pw' + Pr)^2 + Pc^2 + Peg^2} \quad (3.45)$$

$$Vx = \sqrt{(183.1 + 28.76 + 174.18)^2 + 432.95^2 + 70.18^2} = 595.29 \text{ kN}$$

Con el fin de entender mejor las fuerzas que se están calculando, se presentan dos esquemas detallando el cómo actúan cada una de ellas, con su respectiva altura.

Figura 3.1.7.7

Distribución de alturas y fuerzas dinámicas establecidas por el ACI 350



Nota. Elaborado por el ACI 350 (2016).

Figura 3.1.7.8

Distribución de fuerzas dinámicas establecidas por el ACI 350

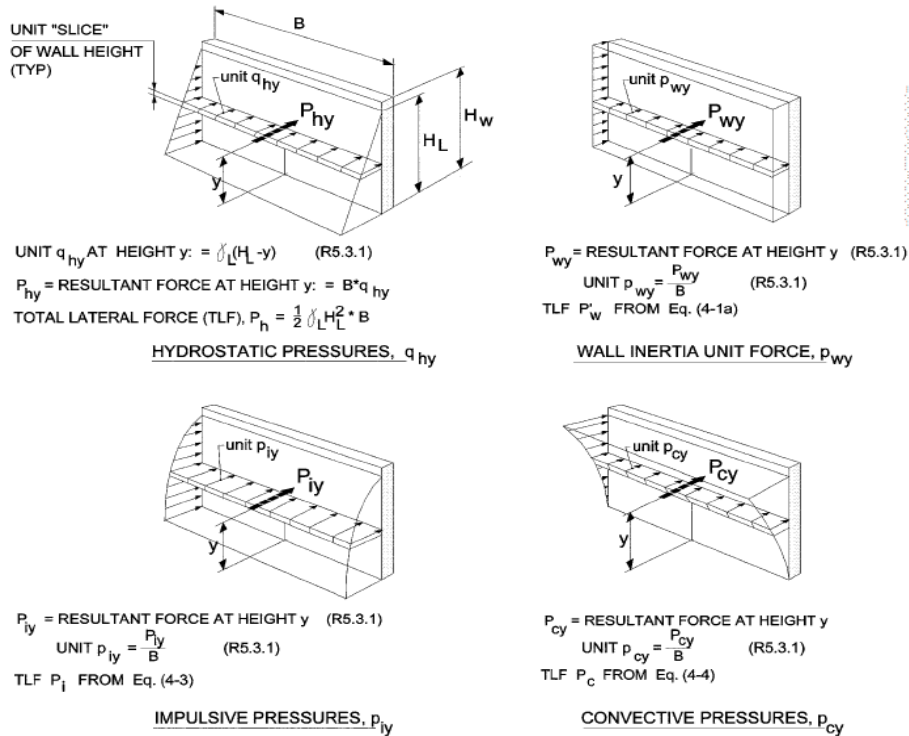


Fig. R5.3.1(b)—Distribution of hydrostatic and hydrodynamic pressures and inertia forces on the wall of a rectangular liquid-containing structure (adapted from Haroun [1984]). (For circular tanks, the vertical distribution of the impulsive and convective forces is identical to that shown above for rectangular tanks, while the horizontal distribution varies along the tank circumference as shown in Fig. R5.2.1.)

Nota. Elaborado por el ACI 350 (2016).

Una vez obtenido el cortante basal, se verifica si el tanque tendrá deslizamiento debido a los pesos del muro, comparándose con un factor de seguridad de 1.5 en base a la NEC, con lo cual se tiene que:

$$\frac{\tan(\delta) * (WL * Ww' * Wr)}{V} > 1.5$$

$$\frac{\tan(30) * (3177.47 \text{ kN} + 287.93 \text{ kN} + 870.91 \text{ kN})}{588.19 \text{ kN}} > 1.5$$

$$4.25 > 1.5 \quad Ok$$

Para verificar el volcamiento en la base del estanque se necesitan los momentos de flexión que se presentan por parte de las fuerzas dinámicas, con lo cual se calculan los momentos requeridos.

Momento producido en el centro del muro:

$$Mw = hw * Pw' \quad (3.48)$$

$$Mw = 2.15 \text{ m} * 28.76 \text{ kN} = 61.83 \text{ kN}$$

Momento producido en la cubierta:

$$Mr = hr * Pr \quad (3.49)$$

$$Mr = 4.3 \text{ m} * 174.18 \text{ kN} = 748.98 \text{ kN}$$

Momento producido por la fuerza convectiva:

$$Mc = hc * Pc \quad (3.50)$$

$$Mc = 1.57 \text{ m} * 432.95 \text{ kN} = 681.21 \text{ kN}$$

Momento producido por la fuerza impulsiva:

$$Mi = hi * Pi \quad (3.51)$$

$$Mi = hi * Pi = 1.13 \text{ m} * 183.1 \text{ kN} = 205.98 \text{ kN}$$

Momento producido por la fuerza de empuje del suelo:

$$Me = heg * Peg \quad (3.52)$$

$$Me = heg * Peg = 2.58 \text{ m} * 70.18 \text{ kN}$$

El momento flector de la sección transversal del estanque sobre la base del muro viene dado por:

$$Mb = \sqrt{(Mi + Mw + Mr)^2 + Mc^2 + Me^2} \quad (3.53)$$

$$Mb = \sqrt{(205.98 + 61.83 + 748.98)^2 + 681.21^2 + 181.06^2} = 1277.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificando con el factor de seguridad por volcamiento que es igual a 2, se tiene que:

$$\left(\frac{L}{2} + \frac{tw}{1000}\right) * \frac{WL + Ww' + Wr}{Mb} \geq 2$$

$$\left(\frac{12}{2} + \frac{300}{1000}\right) * \frac{3177.47 + 287.93 + 870.91}{1249.74} \geq 2$$

$$22 \geq 2 \quad \text{ok}$$

3.1.8 Modelado estático dinámico

- **Modelado en SAP2000**

Definir sistema de coordenadas para proyecto

Para modelar la geometría del reservorio dentro del programa, se deben colocar los puntos dentro del “Define Grid System Data” que proporciona el programa. Se eligen las opciones **Define>>Coordinate Systems/Grids>>Add New System** y se procede a colocar las dimensiones de los muros, distancias de las vigas y altura total de la edificación (en los espaciamientos se toman en consideración los espesores de los muros, losa superior y losa inferior).

Figura 3.1.8.1*Grid System Data, SAP2000*

System Name GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	3.15	Primary	Yes	End	
C	6.3	Primary	Yes	End	
D	9.45	Primary	Yes	End	
E	12.6	Primary	Yes	End	

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	End	
2	9.6	Primary	Yes	End	

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
N+0.00	0	Primary	Yes	End
N+4.65	4.65	Primary	Yes	End

Grid Lines

Quick Start...

Display Grids as

Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size 1.

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Nota. Elaborado por SAP2000

- **Creación de los materiales**

Los materiales para utilizar en el proyecto de construcción son el hormigón con resistencia a la compresión de 30 MPa y el acero con una fluencia de 420 MPa, con lo cual definir los materiales en el programa, con sus respectivas unidades, estará dado por la siguiente función **Define>>Material>>Add New Material** escogiendo la opción Concrete o Rebar, según el requerimiento para concreto y acero de refuerzo respectivamente. Obteniendo las siguientes interfaces:

Figura 3.1.8.2*Propiedades del concreto f'_c : 30 MPa*

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: F'C=30MPA

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 23.5631

Mass per Unit Volume: 2.4028

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 21361179.

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 8900491.

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 30000.

Expected Concrete Compressive Strength: 30000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Nota. Elaborado por SAP2000

Aclarando que el módulo de elasticidad del hormigón viene dado por la siguiente expresión con base en la normativa ACI 318:

$$E = 3900 * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (3.54)$$

Para el acero de refuerzo se tiene lo siguiente:

Figura 3.1.8.3

Acero de refuerzo con fluencia de 420 MPa

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: FY=420MPA

Material Type: Rebar

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units

KN, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 420000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 420000.

Expected Yield Stress, Fye: 420000.

Expected Tensile Stress, Fue: 420000.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Nota. Elaborado por SAP2000

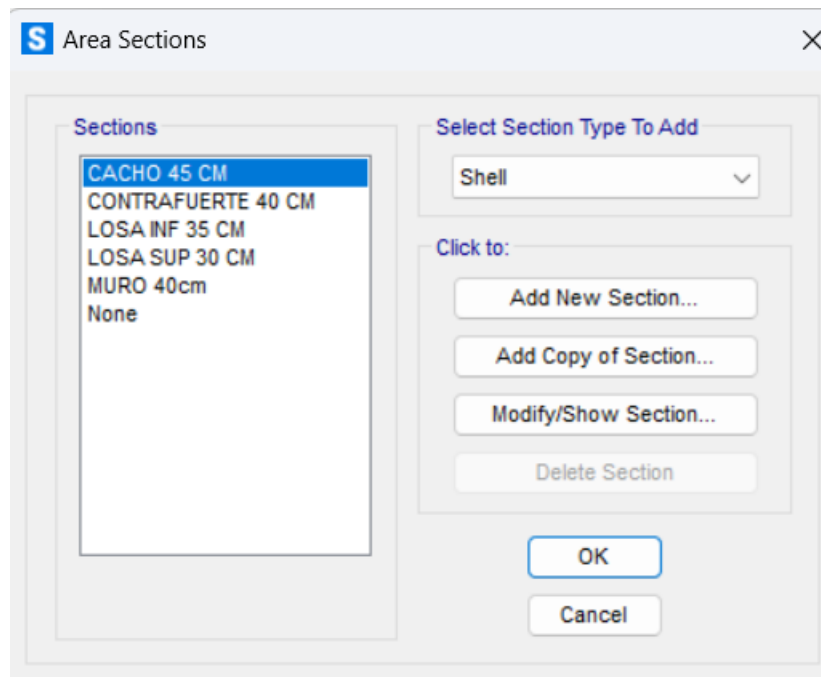
- **Creación de las secciones estructurales**

Una vez definidos los materiales necesarios para la estructura, se crean las secciones Shell y frame de la estructura. Los elementos tipo Shell son áreas de tres o cuatro nodos, en donde cada uno posee 5 grados de libertad (traslaciones U1, U2, U3 y rotaciones R1, R2), siendo una opción muy utilizada para modelar y diseñar muros, losas sometidas a flexión, corte y fuerza axial (Morrison Ingenieros, n.d.).

Para crear los elementos tipo Shell, se debe seguir la siguiente configuración, **Define>>Sections Properties>>Area Sections>Add New Section**, con lo cual se crean los elementos Shell necesarios para el proyecto.

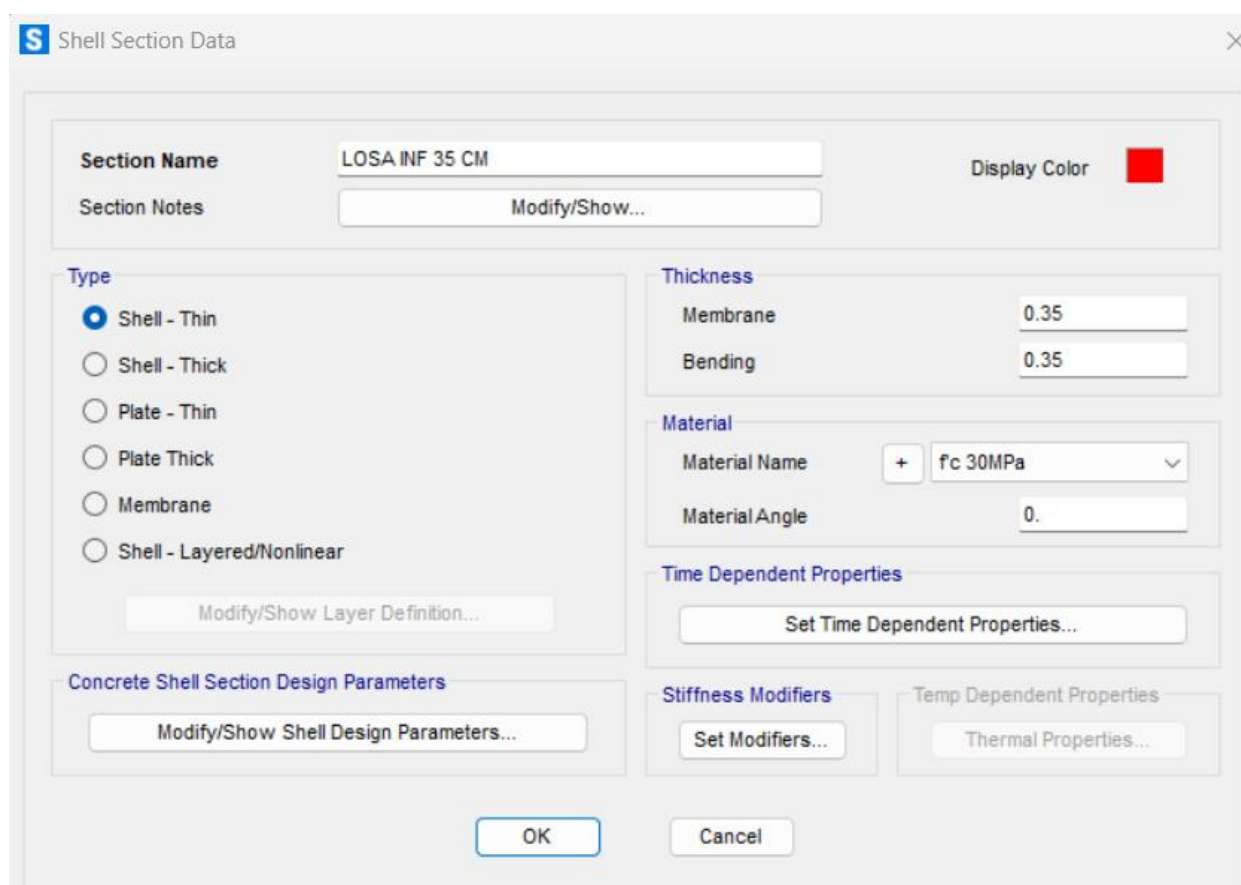
Figura 3.1.8.4

Elementos Shell para la estructura



Nota. Elaborado por SAP2000

Tomando como ejemplo la losa de fondo, se tienen las siguientes características colocadas en el programa.

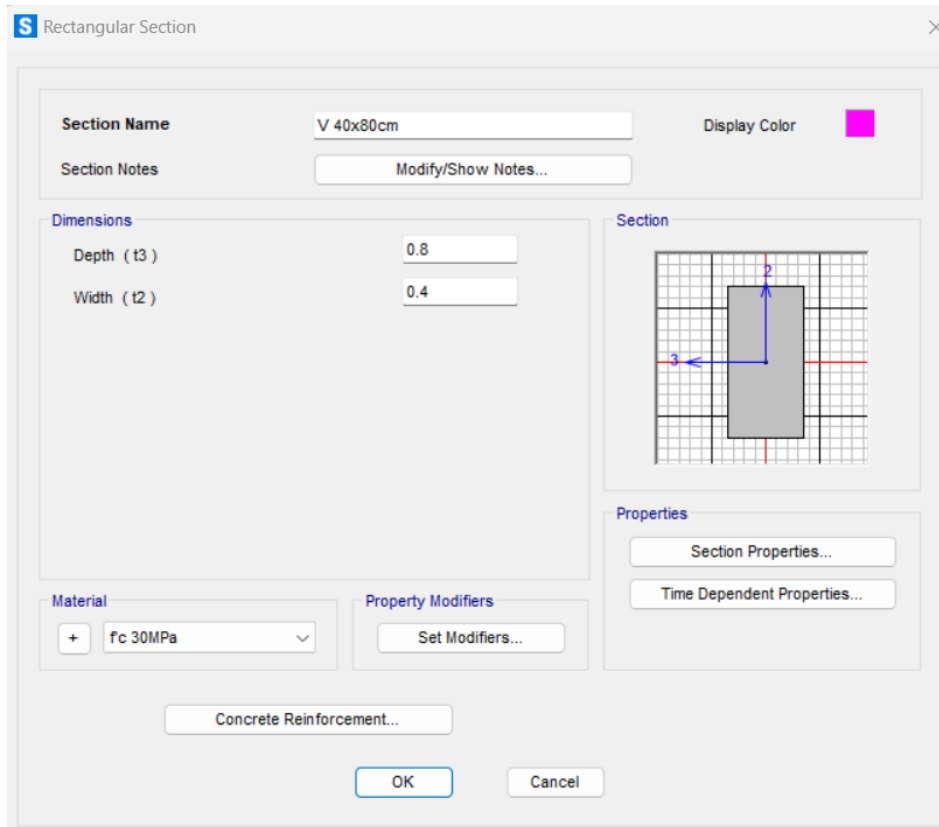
Figura 3.1.8.5*Losa de fondo con espesor de 35 cm*

Nota. Elaborado por SAP2000

Así con los demás materiales, añadiéndole el espesor del diseño y el hormigón de resistencia de 30 MPa.

Una vez definidos los elementos tipo Shell, se procede a crear el elemento tipo frame, para la viga de 40x80cm, siguiendo la siguiente ruta **Define>>Section Properties>>Frame Section>>Add New Property**, con lo cual se coloca la altura y base de la misma.

Figura 3.1.8.6*Elemento tipo frame, viga de 40x80cm*

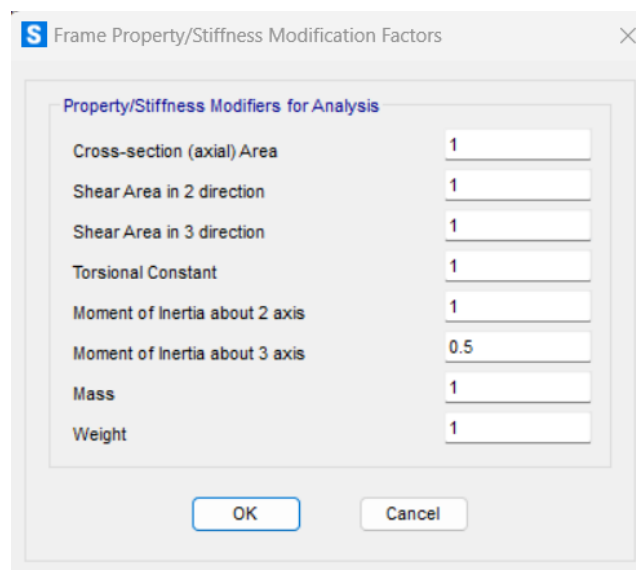


Nota. Elaborado por SAP2000

Además, se modificó el factor en la inercia del eje 3 de la viga a 0.5, para asegurar que el análisis presente resultados más acertados.

Figura 3.1.8.7

Momento de inercia sobre el eje 3

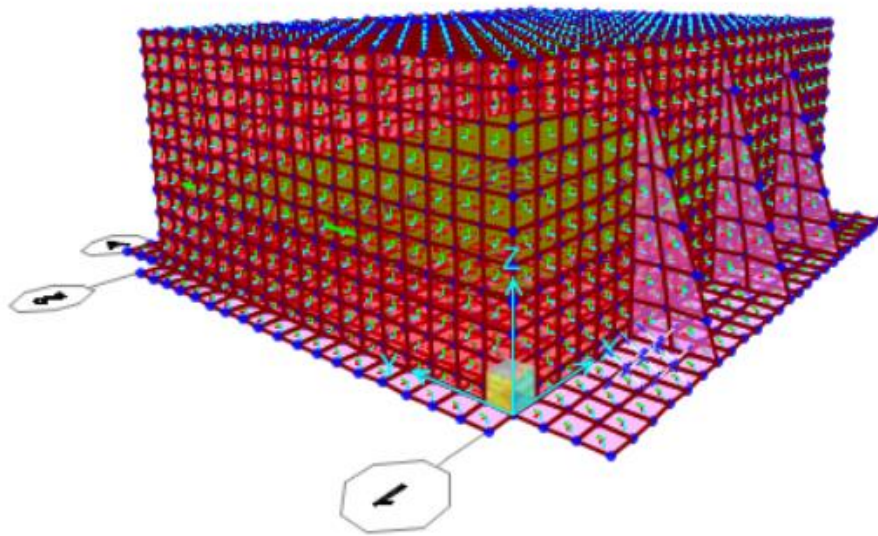


Nota. Elaborado por SAP2000

Una vez creados los materiales y elementos, se modela el reservorio con las medidas indicadas, teniendo el siguiente modelo especificado.

Figura 3.1.8.8

Modelado en SAP2000



Nota. Elaborado por SAP2000

- **Creación de combinaciones de carga**

Basándose en la normativa ACI 350 (2016) para el diseño de tanques de almacenamiento de líquidos, se tienen las siguientes combinaciones de carga, involucrando las fuerzas actuantes del fluido y de la presión del suelo:

Figura 3.1.8.9*Combinaciones de cargas propuestas por el ACI 350*

$1.4(D+F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D+1.6(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D+1.6W+1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D+1.0E+1.6H$	(B.2.4-7)
$D+F$	(B.2.3-1)
$D+H+F+L+T$	(B.2.3-2)
$D+H+F+(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-3)
$D+H+F+0.75(L+T)+0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-4)
$D+H+F+W$	(B.2.3-5)
$D+H+F+0.7E$	(B.2.3-6)
$D+H+F+0.75W+0.75L+0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-7)
$D+H+F+0.75(0.7E)+0.75L+0.75(L_T \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-8)

Nota. Elaborado por el ACI 350.

Donde se logra visualizar las fuerzas mayoradas y de servicio para el análisis a flexión y cortante de la estructura, resaltando las siguientes cargas:

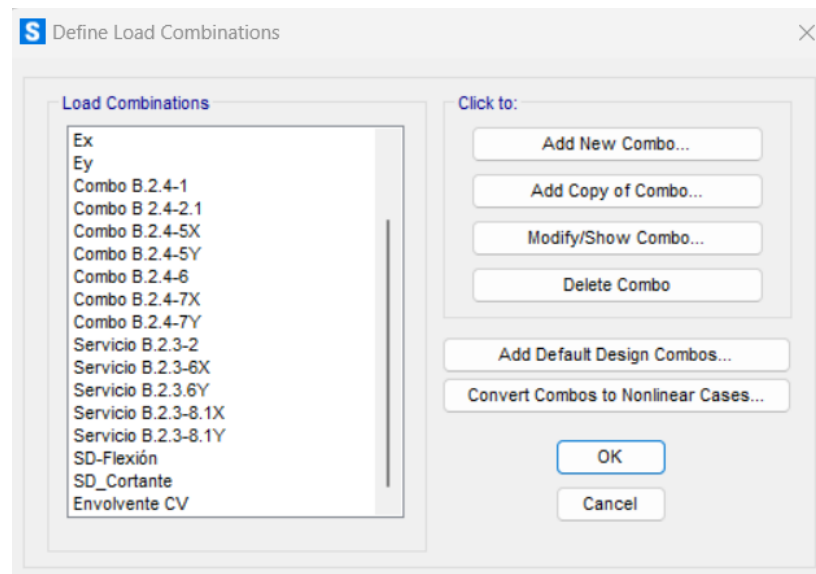
D – Carga muerta

L – Carga viva

E – Carga sísmica

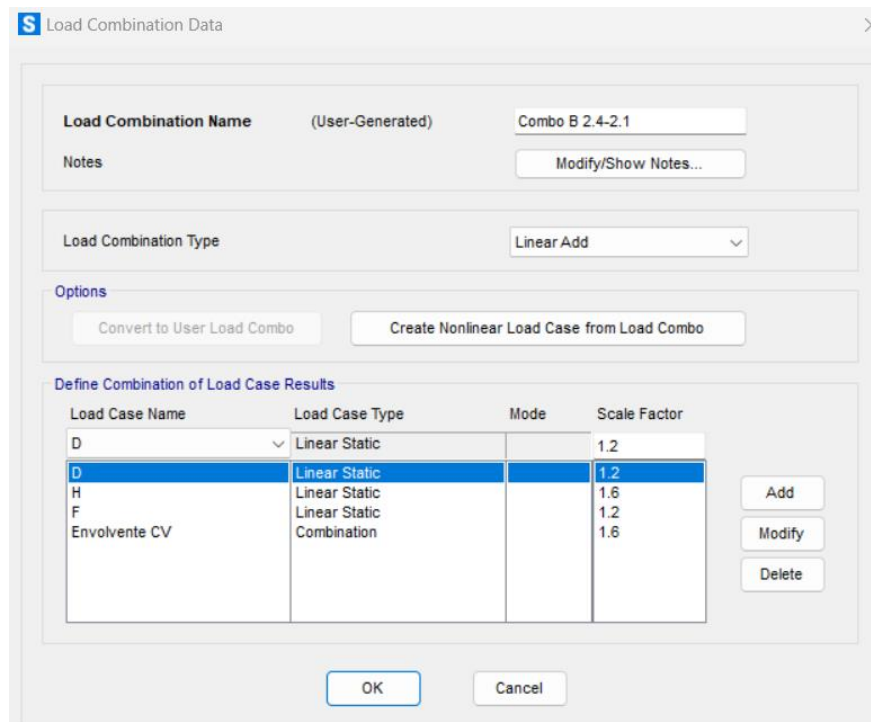
F – Carga del fluido

El procedimiento por seguir para colocar las cargas debe llevarse a cabo con la siguiente ruta **Define>>Define Load Combinations>>Add New Combo**, colocando las cargas necesarias para el proyecto, incluyendo el cortante basal del fluido, para verificación de demanda en la cara inferior de los elementos estructurales. Se obtiene lo siguiente:

Figura 3.1.8.10*Combinaciones de carga*

Nota. Elaborado en SAP2000.

Observándose una de las combinaciones colocadas:

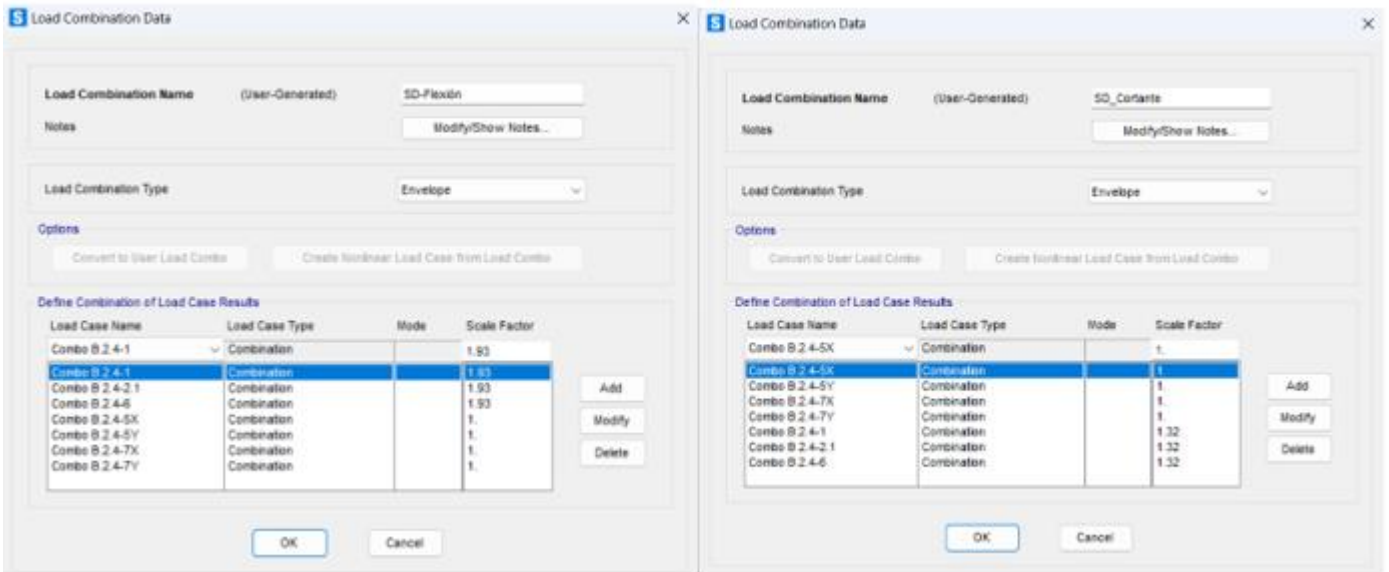
Figura 3.1.8.11*Combinación de carga*

Nota. Elaborado en SAP2000.

Con el fin de verificar los valores mayores en las combinaciones de carga, ya sean mayorados o de servicio, se crean dos envolventes con lo cual se diseñará el acero de la estructura.

Figura 3.1.8.12

Envolvente de cargas mayoradas y de servicio



Nota. Elaborado en SAP2000

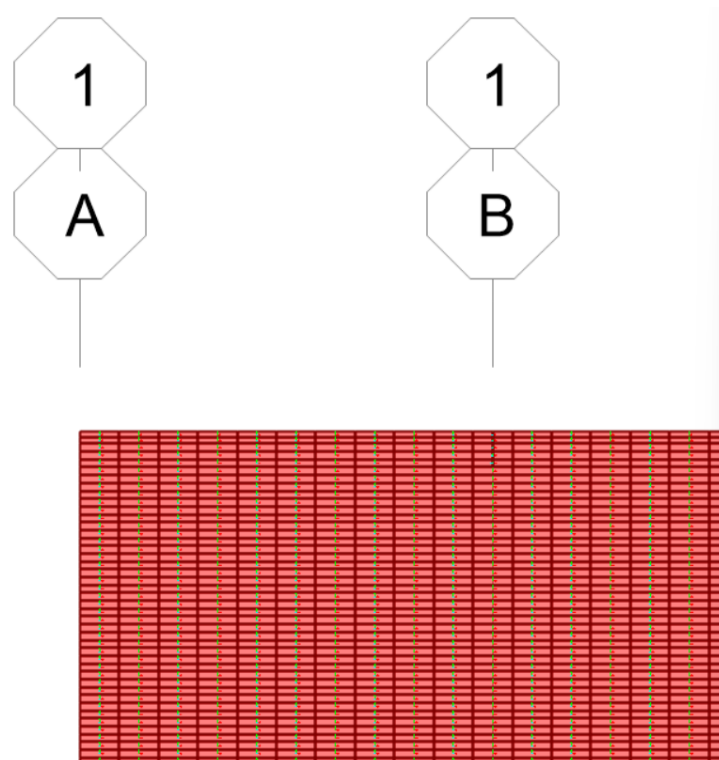
A las cargas que no incluyan el valor del sismo se les aumenta un factor de durabilidad, para flexión es de 1.93 y para cortante es de 1.32, según la normativa ACI 350.

- **Discretización de elementos estructurales**

Para los elementos tipo Shell es de requerimiento dividirlos en secciones pequeñas, es decir elementos finitos, con el fin de obtener mejores resultados al momento de realizar el análisis. Con la ayuda de las alturas impulsivas y convectivas se colocaron las separaciones en el eje vertical, dando una separación de 6 cm, mientras tanto en el eje horizontal se tomaron separaciones de 30 cm, visualizándose de la siguiente manera:

Figura 3.1.8.13

Sección visualizando las separaciones en los muros



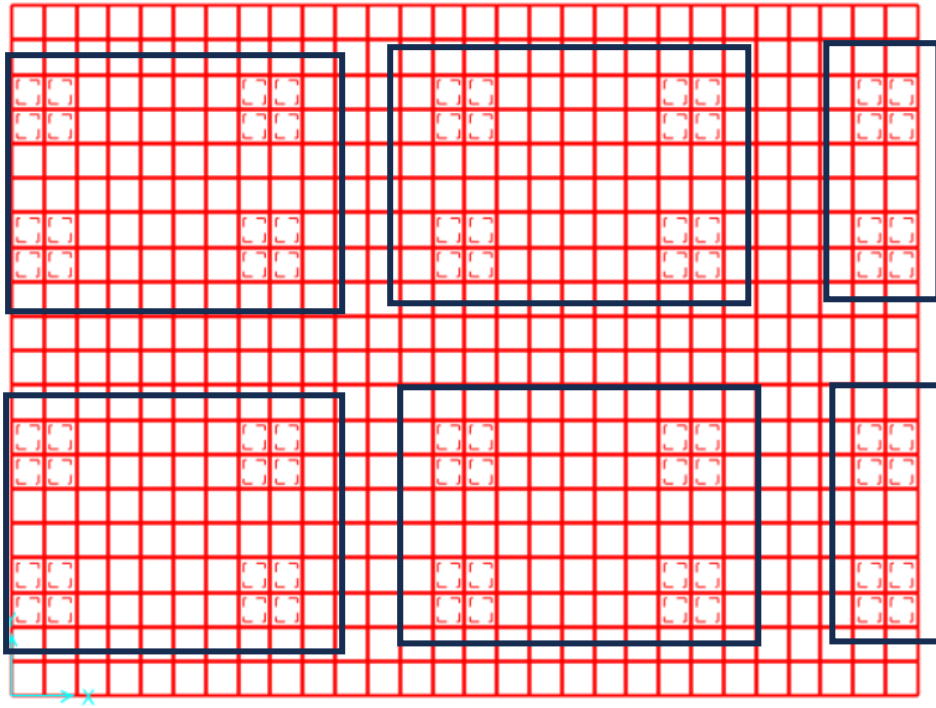
Nota. Elaborado en SAP2000.

- **Asignación de cargas gravitacionales**

Como se mencionó en las cargas vivas, para el modelado se crearon 6 tipos de condiciones para las cargas, dependiendo de la ubicación en donde el vehículo cruzará la franja de losa, teniendo las siguientes localizaciones en la franja de diseño de losa.

Figura 3.1.8.14

Localización de las cargas vivas dentro de la losa



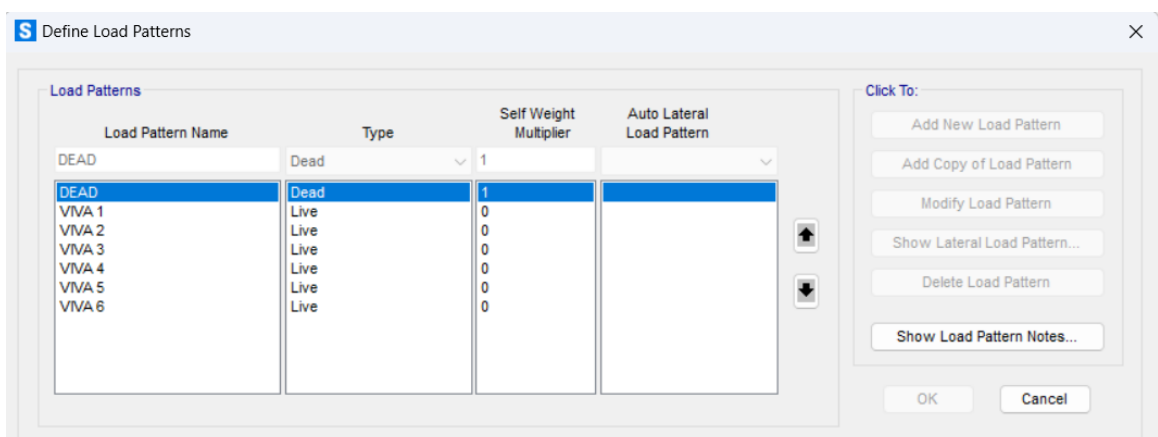
Nota. Elaborado por SAP2000

Donde cada cuadro de la figura anterior muestra el caso en donde recorrerá el vehículo, siempre variando en su ubicación, para lo cual se crearon distintas cargas vivas en el programa, además creando una envolvente que escoja los valores mayores de cada una, junto a una carga mayorada estipulada por la NEC de $1.2D + 1.6L$.

Tomando la siguiente ruta para definir las cargas, **Define>>Define Load Patterns.**

Figura 3.1.8.15

Cargas vivas en el programa



Nota. Elaborado por SAP2000

Además, creando una envolvente de carga que receipte las 6 cargas vivas variable.

Figura 3.1.8.16*Envolvente de carga viva*

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) **ENV CV**

Notes

Load Combination Type **Envelope**

Options

Define Combination of Load Case Results

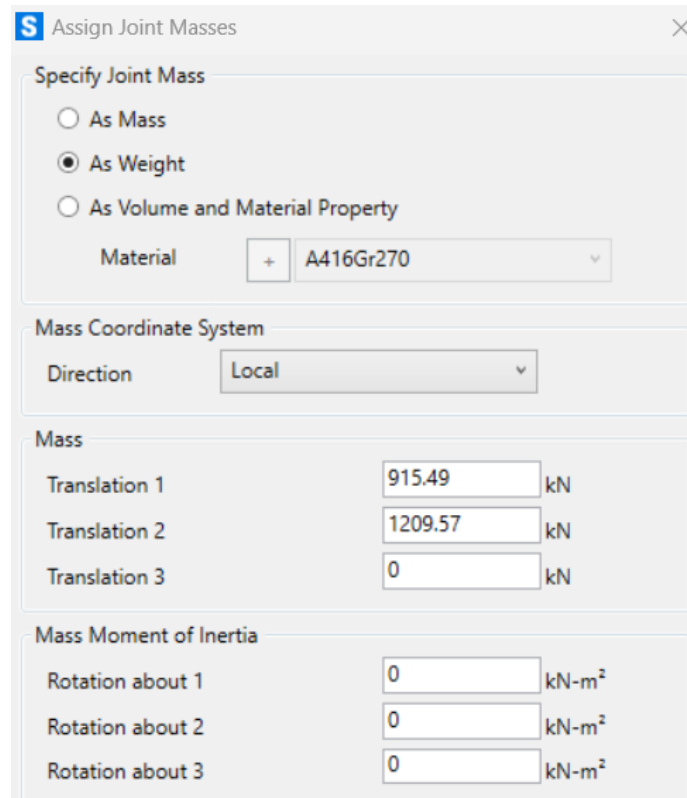
Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
VIVA 1	Linear Static		1.
VIVA 1	Linear Static		1.
VIVA 2	Linear Static		1.
VIVA 3	Linear Static		1.
VIVA 4	Linear Static		1.
VIVA 5	Linear Static		1.
VIVA 6	Linear Static		1.

Nota. Elaborado por SAP2000

- **Peso del fluido**

Con el fin de incluir el peso del agua dentro del reservorio, se crea un punto en el centroide del tanque, ubicándose en $\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}\right)$, con la herramienta **Draw Special Joint**, colocando el peso en la altura de la componente impulsiva donde estará ubicado todo el peso de este. Siguiendo la ruta de **Assign>>Joint>>>Masses**, eligiendo la opción **As Weight**, se coloca el peso tanto en la componente x como en al componente y.

Figura 3.1.8.17*Asignación del peso del fluido*



S Assign Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass

As Weight

As Volume and Material Property

Material A416Gr270

Mass Coordinate System

Direction

Mass

Translation 1 kN

Translation 2 kN

Translation 3 kN

Mass Moment of Inertia

Rotation about 1 kN-m²

Rotation about 2 kN-m²

Rotation about 3 kN-m²

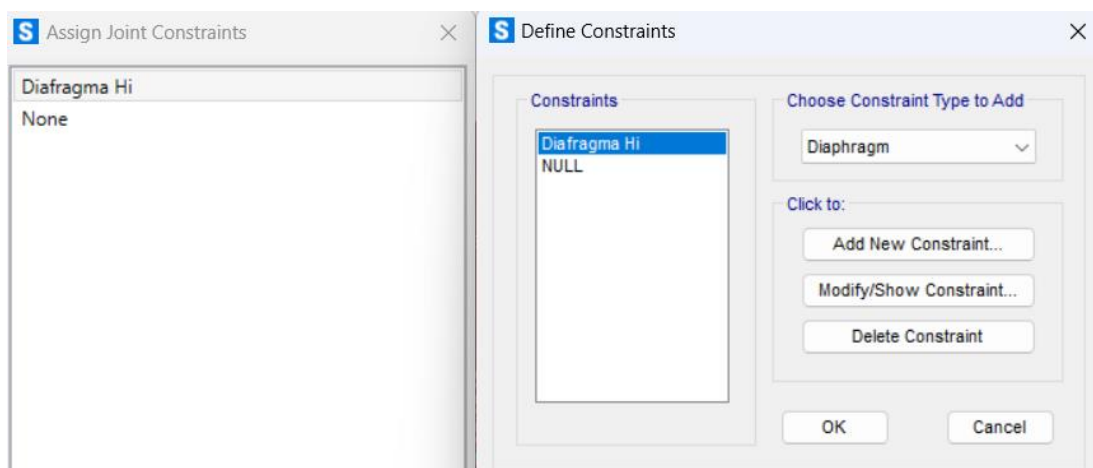
Nota. Elaborado en SAP2000.

Dentro del modelo dinámico de la estructura, se necesita que exista una parte rígida en la altura impulsiva y sus demás puntos aledaños. Con lo cual se define un diafragma Hi, en el cual estarán conectados todos los puntos a la altura impulsiva calculada.

La ruta para asignar el diafragma es **Assign>>Joint>>Constraints>>Define Joint Constraints**, teniendo el siguiente panorama:

Figura 3.1.8.18

Diafragma rígido para altura impulsiva



S Assign Joint Constraints

Diafragma Hi

None

S Define Constraints

Constraints

Diafragma Hi

NULL

Choose Constraint Type to Add

Diaphragm

Click to:

Add New Constraint...

Modify/Show Constraint...

Delete Constraint

OK Cancel

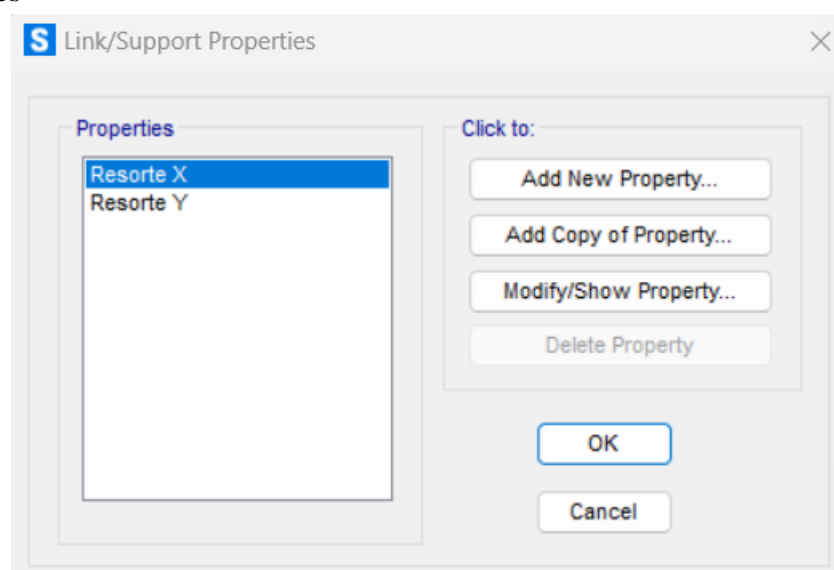
Nota. Elaborado en SAP2000.

En las alturas convectivas, tanto para el eje x y el eje y, se crean resortes debido a que la componente convectiva corresponde a la respuesta amplificada de baja frecuencia del contenido del tanque en su modo fundamental del oleaje inducido por el sismo, esto con base a normativas extranjeras, AIS 180-13.

Los resortes se crean siguiendo la ruta **de Define>>Section Properties>>Link/Support Properties**, creando 2 resortes, uno en el eje X y el otro en el eje Y.

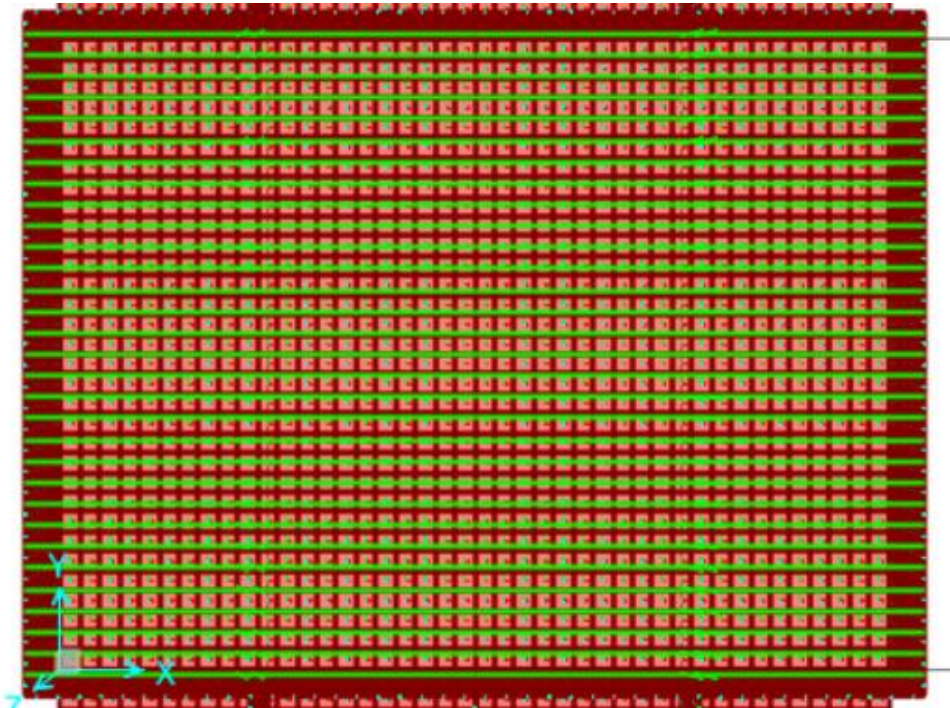
Figura 3.1.8.19

Creación de resortes



Nota. Elaborado en SAP2000.

Con fines prácticos se muestra el resorte en el eje X, en donde se debe colocar a la altura convectiva de dicho eje el “Resorte X”, con lo cual se dibujan paralelo al eje de estudio.

Figura 3.1.8.20*Resortes en el eje X*

Nota. Elaborado en SAP2000.

Con lo cual se cuenta la cantidad de resortes presentes en la estructura para dicho eje, para obtener la rigidez total de la estructura, la cual viene dada a través de la fórmula dada por el ACI 350:

$$k = \frac{(5 * WL) * \left(\frac{\text{Tanh}(\sqrt{10} * HL)}{L} \right)^2}{6 * HL * 2 * \#resortes} \quad (3.55)$$

En donde:

$$\#resortes = 31$$

Teniendo como resultado la siguiente rigidez de la estructura:

$$k = \frac{(5 * 3177.47) * \left(\frac{\text{Tanh}(\sqrt{10} * 3)}{12} \right)^2}{6 * 3 * 2 * 31} = 6.18$$

Resultado que se coloca en el programa, junto a las propiedades del Resorte X, con un coeficiente de amortiguamiento de 0.005 en base al ACI 350.

Figura 3.1.8.21*Propiedades del resorte X*

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness is Uncoupled Stiffness is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
6.18					

Damping Values Used For All Load Cases

Damping is Uncoupled Damping is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
5.000E-03					

Shear Distance from End J

U2	U3

Units

kN, m, C

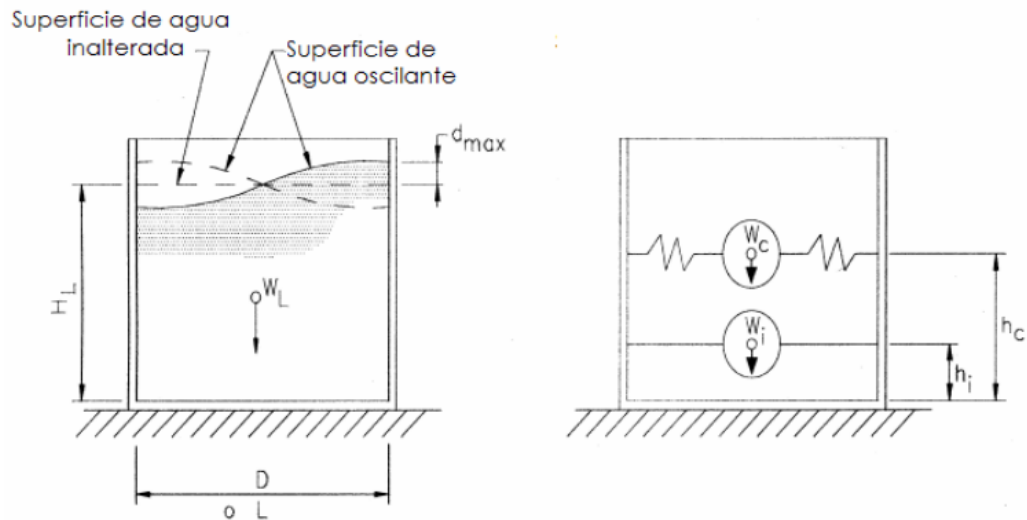
OK Cancel

Nota. Elaborado en SAP2000.

En resumen, el procedimiento para colocar el diafragma y resortes en ambos ejes tuvo la finalidad de convertir el reservorio en un modelo dinámico, el cual proporciona información la normativa ACI 350.

Figura 3.1.8.22

Modelo dinámico propuesto por el ACI 350



Nota. Elaborado por el ACI 350 (2016)

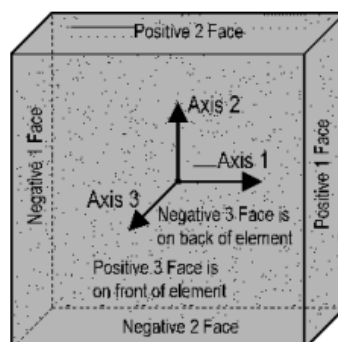
3.1.9 Elección de momentos últimos y cortantes para los elementos estructurales mediante el programa de diseño

En el diseño de los elementos estructurales como muros y losas (superior e inferior), se tuvo que verificar los momentos y cortantes máximos para calcular el acero requerido en cada uno de estos elementos.

Debe entenderse que las áreas creadas para estos elementos fueron divididas en secciones de elementos finitos, en donde cada recuadro presenta el siguiente esquema de ejes:

Figura 3.1.9.1

Ejes en elementos discretizados



Nota. Elaborado por (Morrison Ingenieros, n.d.)

En donde los momentos de interés para calcular el acero requerido se muestran como:

M_{11} = Momento que actúa a la mitad de la longitud de la superficie de la cara 1, entorno al eje 2.

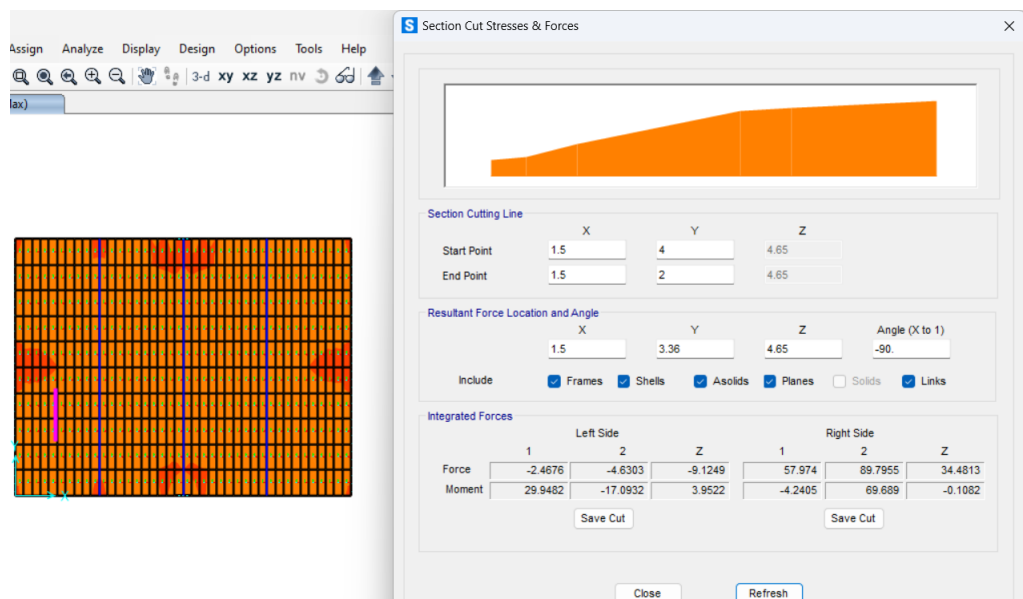
M_{22} = Momento que actúa a la mitad de la longitud de la superficie de la cara 2, entorno al eje 1.

Considerando la dirección de cómo actúan las fuerzas y momentos en cada uno de los ejes, los valores numéricos del programa pueden presentarse de dos maneras diferentes, para este proyecto se usa la opción de seguir la ruta de **Draw>>Draw Section Cut**, la cual muestra los momentos y fuerzas resultantes en la distancia que se pida, tanto para el eje X y eje Y, si es el caso de losas, y eje X y eje Z para el caso de los muros.

A partir de lo expuesto, se presentan ejemplos de cómo se usó la herramienta de Draw Section Cut para obtener las fuerzas de diseño. En la losa superior se fueron tomando secciones del eje X y eje Y, con el fin de visualizar el máximo momento alrededor de ambos ejes y la fuerza cortante en el eje Z, con lo cual se tiene que:

Figura 3.1.9.2

Ejemplo de momentos y fuerzas para un tramo de losa



Nota. Elaborado en SAP2000.

Leyendo los momentos se conoce que:

M_{11} = Moment 1 (Momento resultante alrededor del eje de la sección de corte)

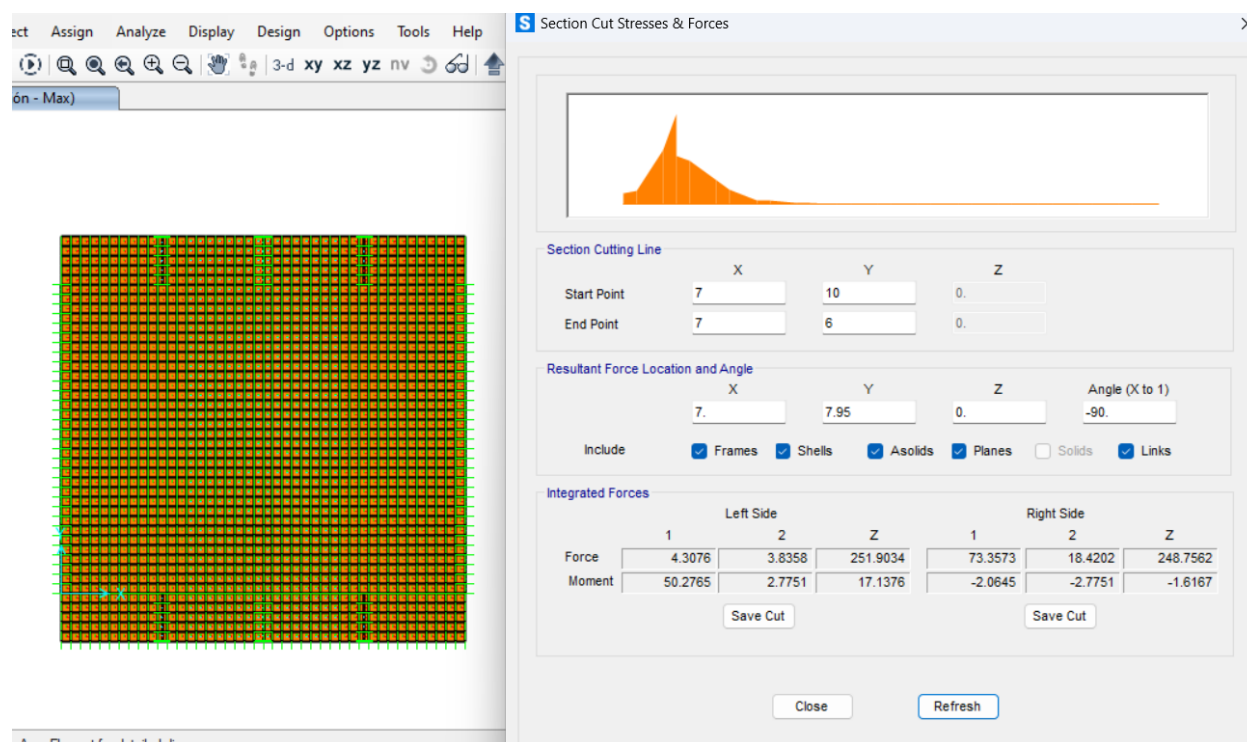
M_{22} = Moment 2 (Momento resultante alrededor del eje perpendicular de la sección de corte)

Es decir, que el momento 2 será el encargado de proporcionar el acero requerido del eje paralelo a la longitud corta.

El mismo procedimiento se sigue para la losa de fondo, teniendo un ejemplo del Draw Section Cut:

Figura 3.1.9.3

Ejemplo de momentos y fuerzas para un tramo de losa de fondo



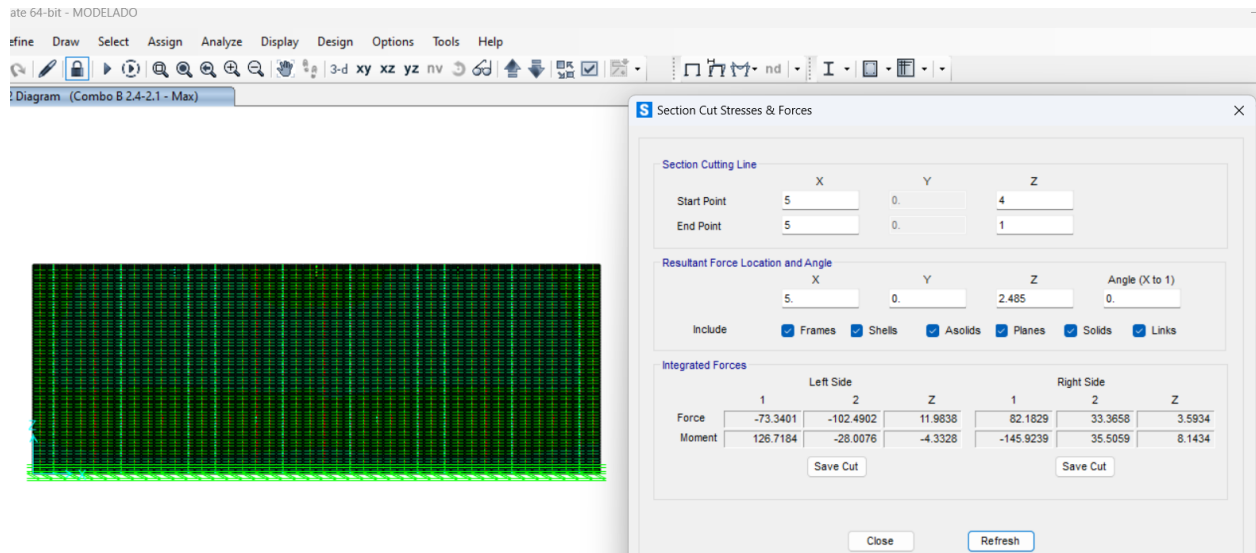
Nota. Elaborado en SAP2000.

En muros, los resultados se los obtiene de igual manera, visualizando los valores de los momentos en el eje 1 y en el eje 2, para obtener el acero requerido en ambos sentidos, transversal

en el lado horizontal y longitudinal en el lado vertical. Las fuerzas se las extrae por tramos de los lados largo y cortos.

Figura 3.1.9.4

Fuerzas en muros mediante SAP2000

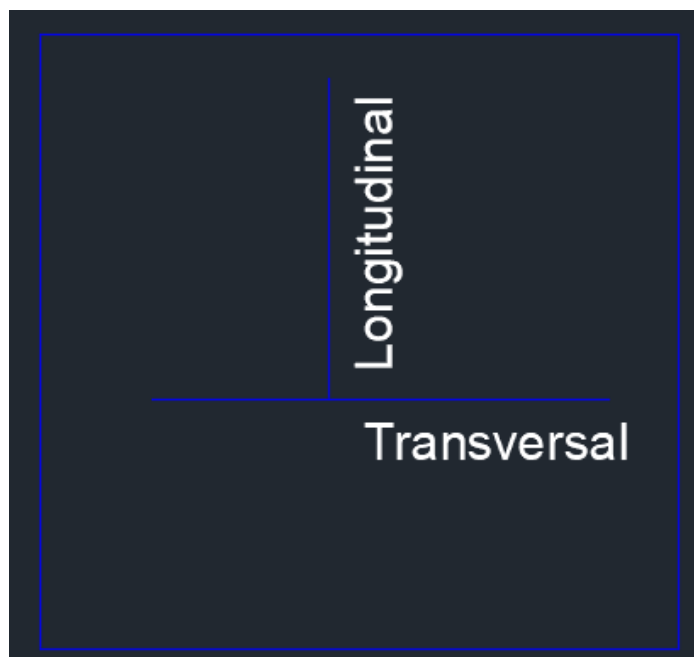


Nota. Elaborado en SAP2000.

Explicando mejor la ubicación del acero, se muestra el siguiente esquema, seguido por el ACI 318.19:

Figura 3.1.9.5

Tipo de acero a colocar, en base a la dirección



Nota. Elaborado en AutoCAD.

En donde el Momento 2 es el necesario obtener el acero longitudinal y el momento 1 es el necesario para obtener el acero transversal

3.1.10 Diseño de losa de estacionamiento

Para diseñar la losa superior, se usará el procedimiento para las losas de macizad de 1D, en donde para predimensionar la altura de esta, se usará la tabla de espesores mínimos del ACI 318. Con una luz libre de 3 metros y sus extremos simplemente apoyados, se tiene lo siguiente:

Figura 3.1.10.1

Espesores mínimos para losas macizas, ACI 318

**Espesores mínimos de h
para losas macizas en una dirección no preesforzadas**

Losa simplemente apoyada	L/20
Losa con un extremo continuo	L/24
Losa con ambos extremos continuos	L/28
Losa en voladizo	L/10

L= Luz libre.

Para peraltes menores, chequear deflexiones.

Nota. Elaborado por el ACI 318.

Con lo cual se tiene que el espesor mínimo recomendado es:

$$h = \frac{L}{20} \quad (3.56)$$

$$h = \frac{3}{20} = 0.16 \text{ m}$$

Para evitar iteraciones se colocó un espesor de 30 cm para la losa superior.

Con ayuda del programa de modelación se obtuvieron los momentos máximos dentro de las luces libres impuestas. Teniendo el siguiente cuadro:

Tabla 3.1.10.1

Luces libres y momentos del programa

Luces Libres (m)

	Muro	Luz 1	Viga 1	Luz 2	Viga 2	Luz 3	Viga 3	Luz 4	Muro
	0.4	2.8	0.4	2.6	0.4	2.6	0.4	2.8	0.4
Momentos (T-m) SAP2000									
Superior	10.23		9.76		5.71		9.35		15.43
Inferior		18.13		12.52		11.77		10.58	

Nota. Luces y momentos respectivos en las vigas

Con lo cual se decidió trabajar con el Mu máximo del programa para obtener el acero de refuerzo. Recordando que el área de acero colocado no debe ser menor a lo expuesto por el ACI 318:

$$As \geq \max\left(\frac{\sqrt{f'c} * 10 * d}{0.8 * fy}; \frac{14 * 10 * d}{fy}\right) \quad (3.57)$$

$$As \geq \max\left(\frac{\sqrt{300} * 10 * 24.1}{0.8 * 4200}; \frac{14 * 10 * 24.1}{4200}\right)$$

$$As_{min} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Además, no debe superar el acero máximo, el cual viene dado por el acero balanceado:

$$Asb = \frac{0.85 * fc * 50 * 0.85}{4200} * \frac{0.003 * d}{0.003 + 0.002} \quad (3.58)$$

$$Asb = 37.31 \text{ cm}^2$$

Con un acero máximo de:

$$As_{max} = 0.7 * Asb \quad (3.59)$$

$$As_{max} = 27.9 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero requerido, para cada momento obtenido en el programa mediante fórmula para obtener el As, el cual termina dado para cada zona un As requerido, a su vez se colocó el acero mínimo en las zonas donde no necesita acero de refuerzo, a pesar de que se diseñará con el momento máximo.

Tabla 3.1.10.2

Acero requerido para losa maciza

	As Requerido (cm2)								
Superior	11.70	0.62	11.14	0.62	6.41	0.62	10.65	0.62	18.05
Inferior	0.62	21.48	0.62	14.46	0.62	13.55	0.62	12.12	0.62

Nota. Aceros a colocar en losa maciza de 1D

Se toma una varilla de 20 mm, con un área aproximada de 3.14 cm^2 . Se la coloca en 1 metro de ancho 7 varillas de 20 mm.

Tabla 3.1.10.3

Acero colocado en un metro de ancho de losa

		<i>As Colocado (cm²)</i>							
Superior	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20
Inferior	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20

Nota. Varilla por utilizar para la losa.

En donde la separación viene dada por:

$$Sep = \frac{\text{Ancho estudio}}{\#\text{Espacios entre varillas}} \quad (3.60)$$

$$Sep = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 15 \text{ cm}$$

Se colocan varillas cada 15cm en el metro de ancho.

Verificando el momento el acero colocado, mediante la formula del método de resistencia ultima, que de acuerdo con la NEC (2015), se tiene que:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\text{En donde } \phi Mn = \phi (As * fy * (d - \frac{a}{2}))$$

Sus respectivas variables son:

As – Acero colocado

Fy – fluencia del acero

d – peralte efectivo en donde es igual a:

$$d = h - rec - \frac{\phi}{2} \quad (3.61)$$

Mu – momento de diseño

a viene dado por la formula posterior:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (3.62)$$

Reemplazando valores se tiene que:

$$a = \frac{2199.11 * 420}{0.85 * 30 * 1000} = 36.22 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = 0.9 * (2199.11 * 420 * \left(241 - \frac{36.22}{2}\right)) = 185 \text{ kN} * \text{m} = 18.5 \text{ Ton} * \text{m}$$

Verificando que:

$$\phi Mn = 18.5 \text{ Ton} * \text{m} \geq 18.13 \text{ Ton} * \text{m} \text{ Ok}$$

La siguiente verificación es por cortante, en donde se tiene la siguiente filosofía de diseño:

$$\phi Vc \geq Vu$$

En donde $\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

Teniendo el siguiente cortante reducido:

$$\phi Vc = 0.75 * 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 24.1 = 16592 \text{ kg} = 16.9 \text{ Ton}$$

Comparándose con los cortantes de diseño del programa se tiene la siguiente verificación:

Tabla 3.1.10.4

Verificación de momentos cortantes con los determinados en SAP

Verificación SAP2000 cortantes máximos		
ϕVc	Vu (T)	Verificación
16.593	16.32	Cumple
	12.59	Cumple
	11.35	Cumple
	8.85	Cumple

Nota. Cortantes extraídos de SAP2000, cumplen con la demanda.

En la construcción de losas macizas en una dirección es necesario una malla de acero para retracción y temperatura, el cual viene dado por la formula presente:

$$As_{rect} = 0.0018 * b * h \quad (3.63)$$

En donde b es la base de 100 cm y la altura es el espesor de losa.

Por lo cual, el acero requerido a retracción es igual a:

$$As_{rect} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Este acero total se divide en parte superior y parte inferior, por partes iguales dando así 2.7 cm^2 en parte superior e inferior. Con una malla electrosoldada R-283 de la marca Novacero, con una separación de 10 cm y diámetro de varilla de 6 mm.

3.1.11 Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas que se encuentran en la parte superior de la estructura, soportando el peso de la losa, se utilizó el método de resistencia, el cual menciona la NEC-SE-HM (2015), implicando que el momento menorado debe ser mayor a las cargas mayoradas, tal como se utilizó en el diseño de la tapa de losa, se vuelve a mencionar la ecuación:

$$\phi Mn \geq Mu$$

El momento de diseño ϕMn se lo dimensiona con las secciones de la viga, junto a la resistencia a la compresión escogida para el diseño. Teniendo lo siguiente:

$$\phi Mn = \phi * \left(As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad (3.64)$$

Con las dimensiones seleccionadas, se usará cualquiera de las vigas que se encuentren en la losa superior:

Tabla 3.1.11.1

Dimensiones y propiedades de vigas

Viga	Base (m)	Altura (m)	Recubrimiento (cm)	Estribos (cm)	Fy (MPa)	F'c (MPa)
1	0.4	0.80	5	1	412	30

Nota. Dimensiones de la viga.

El peralte efectivo viene dado por la siguiente formula, en donde se asume un diámetro de varilla de 16 mm:

$$d = h - \phi_{estribo} - rec - \phi \frac{lon}{2} \quad (3.65)$$

$$d = 800 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{20}{2} \text{ mm} = 730 \text{ mm}$$

Se calcula el acero mínimo requerido con el fin de obtener el diámetro real de la varilla longitudinal, para cumplir con el momento de diseño. Acorde al ACI 318-19 se elige el acero mínimo:

$$A_s \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y} * b_w * d; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d\right)$$

$$A_s \geq \max\left(\frac{1.4}{412} * 400 * 730; \frac{\sqrt{30}}{4 * 412} * 400 * 730\right)$$

$$A_s \geq \max(992 \text{ mm}^2; 970 \text{ mm}^2)$$

$$A_s = 992 \text{ mm}^2$$

Se escogen varillas de diámetro de 20 mm, con lo cual se obtiene el número de varillas con la siguiente formula:

$$\#varilla = \frac{A_s}{A_{var}} \quad (3.66)$$

$$\#varilla = \frac{992}{\frac{\pi}{4} * (20)^2} = 3.15 = 4 \text{ varillas}$$

Con el resultado se elige un numero de varilla superior para evitar iterar el A_s con el área de la varilla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} * (20)^2 * 6 = 1885 \text{ mm}^2$$

Con lo cual se calcula el valor de a necesario para obtener el momento menorado es igual a:

$$a = \frac{1885 * 412}{0.85 * 30 * 400} = 76.14 \text{ mm}$$

Teniendo así un momento menorado de:

$$\phi M_n = 0.9 * \left(1885 * 412 * \left(730 - \frac{76.14}{2}\right)\right) = 483.6 \text{ kN} * \text{ m}$$

Para verificar que el momento de diseño cumple con el momento último del programa, se muestra la tabla obtenida:

Figura 3.1.11.1

Momento último en la viga

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
1	9	COMB1	Combination	Min	0	40.717	0	0	0	-402.9833
1	0	COMB1	Combination	Min	0	-191.703	0	0	0	-363.8179
1	8.55	COMB1	Combination	Min	0	36.645	0	0	0	-298.1829
1	0.45	COMB1	Combination	Min	0	-187.631	0	0	0	-278.4678

Nota. Elaborado en SAP2000.

Obteniendo un momento de 402.98 kN*m, con lo cual se cumple la condicional para el acero total, aunque en el acero inferior tiene un valor de 187 kN*m, cumple, pero no para toda la sección, por tanto, se colocará un área de acero que cumpla para la parte superior.

Para calcular el acero transversal se hace relación al método de resistencia de diseño por cortante, que con base en la normativa NEC (2015), se tiene que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

En donde la cortante de diseño es igual a:

$$\phi V_n \geq \frac{M_i + M_j}{L - d} + V_u g \quad (3.67)$$

La resistencia al corte es igual a:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.68)$$

La resistencia al corte por el acero es igual a:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (3.69)$$

Teniendo que es la separación en la zona de no confinamiento, acorde a la normativa ACI

$$s = \frac{730}{2} = 365 \text{ mm}$$

Se calcula la resistencia a cortante del acero V_s :

$$V_s = \frac{2 * \frac{\pi * 12^2}{4} * 730 * 412}{365 * 1000} = 188.9 \text{ kN}$$

Multiplicándolo por el factor de reducción para cortante dado por la normativa NEC:

$$\phi V_s = 0.75 * 188.9 = 141.72 \text{ kN}$$

Los momentos M_i y M_j con el software son igual a $M_i=195 \text{ kN}$ y $M_j=402 \text{ kN}$:

$$M_i = 1.25 * \frac{402}{0.9} = 558 \text{ kN} * m$$

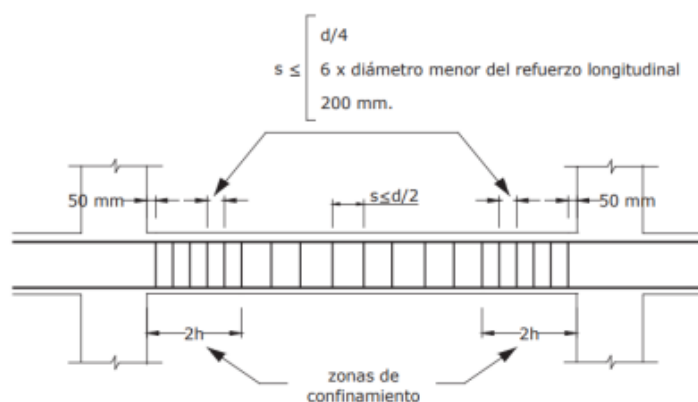
$$M_j = 1.25 * \frac{195}{0.9} = 270 \text{ kN} * m$$

Entonces, V_u es igual a:

$$V_u = \frac{558 + 270}{8.27} = 100 \text{ kN}$$

Como V_u es menor a ϕV_s se cumple el requerimiento y que se necesita estribos de 12 mm cada 365 mm en la zona de no confinamiento y 120 mm en la zona de confinamiento debido a que por normativa dentro de estas zonas $2 * H$, se usa una separación de $6 * db$ (diámetro de varilla longitudinal), por normativa del ACI 318.19.

Tal como se presenta en la imagen:

Figura 3.1.11.2*Separación de estribos por normativa*

Nota. Elaborado por ACI 318.19 (2019)

Para el diseño de las vigas de cimentación, se usó los momentos de diseño del empuje del suelo, y se realizó el mismo procedimiento para obtener el armado longitudinal y transversal del elemento estructural. Así también para la viga de mampostería, se utilizó el momento producido por el peso de la mampostería que reposa sobre dicha viga.

Con base a los cálculos realizados, se obtuvieron los siguientes resultados para las vigas que se encuentran en la estructura:

Tabla 3.1.11.2*Resumen de las vigas superiores, cimentación y para mampostería*

Viga	Base	Altura	Refuerzo Long.		Estribos
			(+)	(-)	
Viga Superior	40	80	4 ϕ 16mm	6 ϕ 20mm	ϕ 12mm
Viga de Mampostería	40	65	4 ϕ 16mm	5 ϕ 20mm	ϕ 12mm
Viga de Cimentación	40	70	6 ϕ 22mm	5 ϕ 16mm	ϕ 12mm

Nota. Dimensiones y acero de las vigas del reservorio de almacenamiento de agua.

3.1.12 Diseño de muros

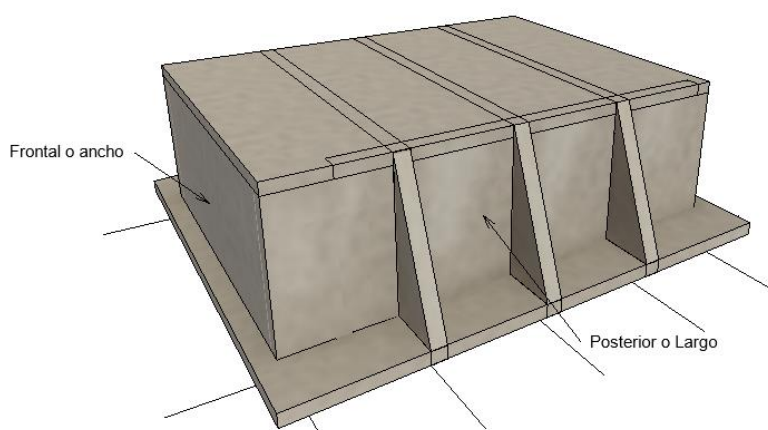
Al modelar la estructura en SAP 2000, se va a llevar a cabo el análisis de los muros, escogiendo los momentos y cortantes máximos tanto para eje transversal (eje x) como longitudinal (eje y) del muro para determinar el acero requerido.

Inicialmente, se definieron los muros del reservorio, clasificándolos en muros largos como la parte frontal o el ancho, y cortos la parte posterior o longitudinal. Este paso es crucial para asegurar que cada sección del muro se analice correctamente, considerando sus dimensiones y las cargas aplicadas. Cabe destacar que el análisis que se realiza a cada muro será el mismo a su paralelo.

Inicialmente, se definieron los muros del reservorio, clasificándolos en muros largos, correspondientes a la parte frontal o al ancho, y muros cortos, proporcionado a la parte posterior o longitudinal. Cada sección del muro debe ser analizada adecuadamente, tomando en cuenta sus dimensiones y las cargas aplicadas. Por otra parte, es importante destacar que el análisis realizado para cada muro será igualmente aplicable a su muro paralelo.

Figura 3.1.12.1

Frontal y posterior del reservorio



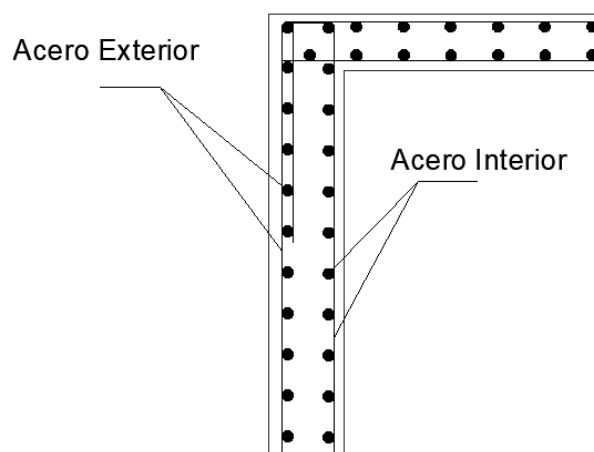
Nota. Elaborado en Revit

Una vez definidos los muros, se introdujeron las cargas correspondientes y se llevó a cabo el análisis estructural para obtener los momentos y cortantes máximos bajo las diferentes

combinaciones de cargas. Es importante destacar que estos valores se determinaron para cuantificar el acero tanto exterior como interior, tal como se indica en la Figura 3.1.11.2. Para el acero exterior, se consideró el peso del suelo con el tanque vacío, además de la carga adicional del parqueadero. Para el acero interior, se consideraron las cargas generadas por el agua y el peso de las volquetas. Estos resultados se calcularon para ambos ejes, tanto el transversal como el longitudinal.

Figura 3.1.12.2

Acero exterior e interior



Nota. Elaborado en AutoCAD

Los resultados obtenidos se presentan en una tabla, donde se muestran los momentos y cortantes máximos calculados para cada muro. A partir de estos resultados, se seleccionaron los momentos más críticos para diseño cada muro, tanto para el eje transversal como para el longitudinal.

Tabla 3.1.12.1

Momentos y cortantes máximos en Ton-m y Ton respectivamente, obtenidos de SAP2000

Momento Escogido [Ton-m]								Cortante Escogido [Ton]	
Long Larga				Long Corta				Long Larga	Long Corta
Exterior		Interior		Exterior		Interior			
Max Mx	Max My	Max Mx	Max My	Max Mx	Max My	Max Mx	Max My	Max V1	Max V2
38.87	47.05	28.91	27.74	21.23	35.36	14.19	21.49	22.06	20.56

Nota. Valores obtenidos de SAP2000

Para la parte larga del muro tenemos que los momentos de diseño y cortante son.

$$M_{ux-ext} = 38.87 \text{ Ton} - m; M_{uy-ext} = 47.05 \text{ Ton} - m \text{ (Ver Tabla 3.1.11.1)}$$

$$M_{ux-int} = 28.91 \text{ Ton} - m; M_{uy-int} = 27.74 \text{ Ton} - m \text{ (Ver Tabla 3.1.11.1)}$$

El espesor de cada muro ha sido redimensionado para tener una mayor capacidad de soportar las cargas significativas a las que estará sometido. Tras el análisis estructural, se ha determinado que el nuevo espesor requerido es de 40 cm.

$$e = 40 \text{ cm}$$

Con el nuevo espesor definido, el peralte efectivo del muro resultante es:

$$d = e - rec$$

$$d = 40 - 7.5 \text{ cm} = 32.5 \text{ cm}$$

Ahora se determina el acero transversal y longitudinal que requiere el muro. Cabe mencionar que el análisis y los momentos obtenidos se han calculado a un tramo de 1 m de estudio, considerando la sección crítica del muro.

Para determinar el acero necesario, se deben considerar los momentos máximos para el diseño tanto para el eje x como en el eje y, también el peralte del muro, que en este caso es de 32.5 cm, el ancho crítico de estudio de 1 m, la resistencia al hormigón a los 28 días de $300 \frac{kg}{cm^2}$, la fluencia del acero de $4200 \frac{kg}{cm^2}$ y el factor de reducción para el momento nominal de 0.9.

$$\phi = 0.9; f'_c = 300 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0,85 * \phi * b_w * f'_c}}}{\frac{fy}{0,85 * f'_c * b_w}}$$

$$A_{sx-ext} = \frac{32.5 - \sqrt{32.5^2 - \frac{2 * 38.87 * 10^5}{0,85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0,85 * 300 * 100}} = 34.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy-ext} = \frac{32.5 - \sqrt{32.5^2 - \frac{2 * 47.05 * 10^5}{0,85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0,85 * 300 * 100}} = 42.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx-int} = \frac{32.5 - \sqrt{32.5^2 - \frac{2 * 28.91 * 10^5}{0,85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0,85 * 300 * 100}} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy-int} = \frac{32.5 - \sqrt{32.5^2 - \frac{2 * 27.74 * 10^5}{0,85 * 0.9 * 100 * 300}}}{\frac{4200}{0,85 * 300 * 100}} = 24.05 \text{ cm}^2$$

Como resultado de este análisis, se ha determinado que el acero requerido en el eje transversal es de 34.69 cm² para la parte exterior y de 25.13 cm² para la parte interior. En el eje longitudinal, el acero requerido es de 42.98 cm² para la parte exterior y de 24.05 cm² para la parte interior. Estos valores reflejan la cantidad de acero necesaria para resistir los momentos de diseño, garantizando que el muro tenga la capacidad suficiente para soportar las cargas aplicadas.

Cuando se ha determinado el acero requerido para los ejes, es necesario realizar la verificación del acero mínimo. Esta verificación es importante para asegurar que la cantidad de acero utilizada no solo sea suficiente para resistir los momentos de diseño, sino que también cumpla con los requisitos normativos de la ACI 318-19, ACI 350-20, además por retracción y temperatura.

$$A_{s \text{ mín}} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} * b_w * d & (ACI 318 - 19) \\ \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d & (ACI 350 - 20) \\ 0.0018 * b_w * e & \text{Retracción y Temperatura} \end{cases}$$

$$A_{s \text{ mín}} = \begin{cases} \frac{14}{4200} * 100 * 32.5 = 10.83 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.25 * \sqrt{300}}{4200} * 100 * 32.5 = 3.35 \text{ cm}^2 \\ 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ mín}} = \max(10.83; 3.35; 7.2) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 10.83 \text{ cm}^2$$

Se establece que el acero mínimo requerido es de 10.83 cm².

$$A_{sx-ext} = 34.69 \text{ cm}^2; > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK} ; \quad A_{sy-int} = 36.80 > 42.98 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$A_{sx-ext} = 25.13 \text{ cm}^2; > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK} ; \quad A_{sy-int} = 24.05 > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Tras la verificación con el acero mínimo, se comprueba que cumplen con lo mínimo establecido por las normas.

A continuación, se procede a establecer el acero de refuerzo necesario para determinar el número de varillas requeridas que cumplan con el acero calculado. Se seleccionan las varillas según su diámetro y área nominal. Luego, se determina cuántas varillas son necesarias para alcanzar o superar el área de acero requerido en ambos ejes (34.69 y 25.13cm² en el eje transversal, así como 36.80 y 24.05 cm² en el eje longitudinal).

Se procede a calcular el acero requerido para la parte exterior de los muros.

$$\phi_{x-ext} = 22 \text{ mm} ; \quad \phi_{y-ext} = 25 \text{ mm}$$

$$\#varillas = \frac{A_s}{A_\phi}$$

$$A_\phi = \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$varillas_{x-ext} = \frac{34.69}{\frac{\pi * \left(\frac{22}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_{x-ext} = 9.12 \rightarrow 10$$

$$varillas_{y-ext} = \frac{42.98}{\frac{\pi * \left(\frac{25}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_{x-ext} = 8.76 \rightarrow 9$$

Se obtuvieron 10 varillas de 22 mm ($10\phi 22$) para el eje transversal y 9 para el eje longitudinal de 25 mm ($9\phi 25$).

Similar al refuerzo exterior, se calcula el área de acero necesaria para la parte interior del muro, teniendo en cuenta el diámetro de las varillas. El refuerzo interior se diseña para soportar los esfuerzos generados desde el interior del reservorio.

$$\phi_{x-ext} = 18 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_{y-ext} = 20 \text{ mm}$$

$$varillas_{x-int} = \frac{25.13}{\frac{\pi * \left(\frac{18}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_{x-int} = 9.12 \rightarrow 10$$

$$varillas_{y-int} = \frac{24.05}{\frac{\pi * \left(\frac{20}{10}\right)^2}{4}}$$

$$\#varillas_{y-int} = 8.76 \rightarrow 9$$

Se obtuvieron 10 varillas de 22 mm ($10\phi 22$) para el eje transversal y 9 para el eje longitudinal de 25 mm ($9\phi 25$).

La separación se calcula en relación con el área de acero proporcionada por la varilla seleccionada y el acero requerido en la sección crítica por el ancho de estudio de 1 metro. De esta manera, la relación entre el acero de la varilla y el acero requerido se utiliza para determinar la separación óptima entre las varillas. Esto asegura que el acero esté bien distribuido a lo largo de toda la sección, garantizando la resistencia y rigidez necesarias.

También se considera la separación permitida desde el punto de vista constructivo, la cual también se calcula con base en el ancho de estudio y el número de varillas necesarias. Este enfoque no solo asegura el cumplimiento de los requisitos estructurales, sino que también facilita el proceso de construcción, estableciendo que las varillas se puedan colocar de manera práctica y eficiente durante la ejecución de la obra.

$$.Sep_1 = \frac{A_0}{A_s} * 100; sep_2 = \frac{b_w(\text{ancho de estudio})}{\#varillas}$$

$$Sep_{1x-ext} = \frac{\frac{\pi * \left(\frac{22}{10}\right)^2}{4}}{34.69} * 100 = 10.96 \text{ cm};$$

$$Sep_{1x-ext} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm};$$

Se escoge una separación 10 cm para el eje transversal.

$$Sep_{2y-ext} = \frac{\frac{\pi * \left(\frac{25}{10}\right)^2}{4}}{42.98} * 100 = 11.42 \text{ cm}$$

$$Sep_{2y-ext} = \frac{100}{9} = 11.11 \text{ cm}$$

Se establece una separación de 10 cm para el lado longitudinal.

Se determina la separación óptima entre varillas para garantizar una distribución adecuada del refuerzo interior, cumpliendo con los requisitos normativos y asegurando la estabilidad del muro bajo las condiciones de carga internas.

$$Sep_{1x-int} = \frac{\frac{\pi * \left(\frac{18}{10}\right)^2}{4}}{25.13} * 100 = 10.12 \text{ cm};$$

$$Sep_{1x-int} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm};$$

Se escoge una separación 10 cm para el eje transversal.

$$Sep_{2y-int} = \frac{\frac{\pi * \left(\frac{20}{10}\right)^2}{4}}{24.05} * 100 = 13.06 \text{ cm}$$

$$Sep_{2y-int} = \frac{100}{8} = 12.50 \text{ cm}$$

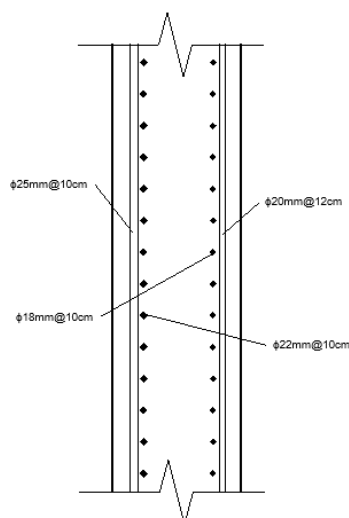
Se establece una separación de 12 cm para el lado longitudinal.

Después de determinar la separación de las varillas en función del acero requerido y las consideraciones constructivas, se ha establecido que para el refuerzo transversal del muro se

requiere una disposición de 10 varillas de $\phi 22$ mm con una separación cada 10 cm ($10\phi 22@10cm$) para el lado exterior y 10 varillas de $\phi 18$ mm con una separación cada 10 cm para la zona interior ($10\phi 18@10cm$). Por otro lado, para el refuerzo longitudinal del muro, se determinó que es necesario utilizar 9 varillas de $\phi 25$ mm con una separación cada 10 cm ($9\phi 25@10cm$) para la parte exterior y 8 varillas de $\phi 20$ mm con una separación cada 12 cm para el lado interno ($8\phi 20@12cm$). Esta configuración proporciona la cantidad de acero suficiente distribuyéndose uniformemente a lo largo de los muros.

Figura 3.1.12.3

Distribución de acero en la pared de mayor longitud



Nota. Elaborado en Revit.

Con la disposición de las varillas de refuerzo establecida, se procede a la verificación del momento resistente de la sección (momento nominal, M_n) en comparación con el momento de diseño (momento máximo, M_u) obtenido del SAP2000. En este paso se corrobora si el muro reforzado puede resistir los momentos aplicados sin comprometer la seguridad estructural.

El momento nominal (M_n) es calculado utilizando la resistencia del acero (f_y), factor de reducción del M_n , el área de acero (A_{s1}) es proporcionada por el número de varillas seleccionadas, el peralte efectivo (d) y la altura de compresión (c). Este valor representa la capacidad máxima del muro para resistir el momento aplicable antes de que se produzca un fallo por flexión.

Verificación de momento (M_n vs M_u)

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}; d = 32.5 \text{ cm}$$

$$\phi * M_n = \phi * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{B_1 * c}{2} \right)$$

La altura de compresión viene dada de la siguiente expresión.

$$c = \frac{A_{s1} * f_y}{b_w * (0.85 * f'_c)}$$

Entonces el acero distribuido al ancho de estudio de 1 m del muro con las varillas seleccionadas para cada eje es:

Para la zona exterior:

$$A_{s1x-ext} = 10 * \frac{\pi * \left(\frac{22}{10}\right)^2}{4} = 38.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y-ext} = 9 * \frac{\pi * \left(\frac{25}{10}\right)^2}{4} = 44.18 \text{ cm}^2$$

Ahora, para el lado interior:

$$A_{s1x-ext} = 10 * \frac{\pi * \left(\frac{18}{10}\right)^2}{4} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y-ext} = 8 * \frac{\pi * \left(\frac{20}{10}\right)^2}{4} = 25.13 \text{ cm}^2$$

Luego se determina la altura de compresión “c” tanto para el lado vertical como horizontal para estimar los momentos.

En el proceso de determinación de la altura de compresión en el lado exterior del muro, se requiere verificar que el hormigón y el acero de refuerzo puedan resistir adecuadamente los momentos de flexión aplicados desde el exterior del reservorio.

$$c_{x-ext} = \frac{38.01 * 4200}{100 * (0.85 * 300)} = 6.26 \text{ cm}$$

$$c_{y-ext} = \frac{44.18 * 4200}{100 * (0.85 * 300)} = 7.28 \text{ cm}$$

Asimismo, se evalúa la altura de compresión en el lado interior del muro.

$$c_{x-int} = \frac{25.45 * 4200}{100 * (0.85 * 300)} = 4.19 \text{ cm}$$

$$c_{y-int} = \frac{25.13 * 4200}{100 * (0.85 * 300)} = 4.14 \text{ cm}$$

Con los valores obtenidos de las alturas correspondientes $c_{x-ext} = 6.26 \text{ cm}$, $c_{y-ext} = 7.28 \text{ cm}$, $c_{x-int} = 4.19 \text{ cm}$ y $c_{y-int} = 4.14 \text{ cm}$ se estiman los momentos nominales para el diseño del reservorio de hormigón armado.

$$\phi * M_{nx-ext} = 0.9 * 38.01 * 4200 * \left(32.5 - \frac{6.26}{2}\right) * 10^{-5} = 42.20 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny-ext} = 0.9 * 44.18 * 4200 * \left(32.5 - \frac{7.28}{2}\right) * 10^{-5} = 48.20 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{nx-int} = 0.9 * 25.45 * 4200 * \left(32.5 - \frac{4.19}{2}\right) * 10^{-5} = 29.25 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny-int} = 0.9 * 25.13 * 4200 * \left(32.5 - \frac{4.14}{2}\right) * 10^{-5} = 28.91 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{nx}; \phi * M_{ny} > Mu$$

Comparamos los momentos nominales con los de diseños.

$$42.20 \text{ Ton} - m > 38.87 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 48.20 \text{ Ton} - m > 47.05 \text{ Ton} - m \quad OK$$

$$29.25 \text{ Ton} - m > 28.91 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 28.91 \text{ Ton} - m > 27.74 \text{ Ton} - m \quad OK$$

Para el refuerzo horizontal el Mn es de 20.90 Ton-m que es mayor que al Mu de 20.83 Ton-m para el lado exterior y 29.25 Ton-m que es mayor que al Mu de 28.91 Ton-m para el lado interior, lo que indica que el diseño cumple con los requisitos. También, para el refuerzo vertical el Mn es de 48.20 Ton-m el cual es mayor al Mu de 47.05 Ton-m en la zona exterior y 28.91 Ton-m el cual es mayor al Mu de 27.74 Ton-m en la zona interior, confirmando que también cumple con los requisitos. Por lo tanto, el acero por flexión de los ejes cumple con los momentos máximos de diseños requeridos.

Se realiza la verificación por cortante del muro, comparando el cortante nominal (V_n) calculado con respecto al cortante máximo permitido del diseño (V_u) obtenido de SAP2000. El cortante máximo dado por el programa fue de 22.06 Ton.

$$V_u = 22.06 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{3000} * 100 * 32.5 = 22.38 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_n > V_u$$

$$22.38 \text{ Ton} > 22.06 \text{ Ton} \text{ OK}$$

Dado que el valor calculado de la fuerza cortante máxima nominal (22.38 Ton) es mayor que el valor dado por el programa (22.06 Ton), se confirma que la sección tiene una capacidad adecuada para resistir las fuerzas cortantes. Por lo tanto, el muro cumple con los requisitos de resistencia al corte según el diseño y las normativas aplicables.

Se continua el mismo procedimiento al muro paralelo para el análisis del muro corto. En este caso, se presentan los resultados obtenidos del muro corto, correspondiente a una longitud de 9 metros, cuya información se detalla a continuación para cada lado del muro y su respectivo eje.

$$M_{ux-ext} = 18.52 \text{ Ton} - m; M_{uy-ext} = 31.69 \text{ Ton} - m \text{ (Ver Tabla 3.1.11.1)}$$

$$M_{ux-int} = 18.52 \text{ Ton} - m; M_{uy-int} = 31.69 \text{ Ton} - m \text{ (Ver Tabla 3.1.11.1)}$$

El espesor del muro correspondiente a 40 cm, con un peralte de 32.5 cm

$$e = 40 \text{ cm}; d = 32.5 \text{ cm}$$

El acero requerido para el ancho de estudio crítico es:

$$A_{sx-ext} = 18.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy-ext} = 31.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx-int} = 11.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy-int} = 18.35 \text{ cm}^2$$

Se realiza la verificación de acero mínimo.

$$A_{s\text{mín}} = 10.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx-ext} = 18.11 \text{ cm}^2; > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK} ; \quad A_{sy-ext} = 11.91 > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$A_{sx-int} = 31.26 \text{ cm}^2; > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK} ; \quad A_{sy-int} = 18.35 > 10.83 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Para la zona exterior se tiene:

$$\phi_{x-ext} = 18 \text{ mm} ; \quad \phi_{y-ext} = 22 \text{ mm}$$

$$\#varillas_{sx-ext} = 7.12 \rightarrow 8$$

$$\#varillas_{sy-ext} = 8.22 \rightarrow 9$$

Se obtuvieron 8 varillas de 18 mm ($8\phi 18$) para el eje transversal y 9 para el eje longitudinal de 22 mm ($9\phi 22$).

Para la zona interior:

$$\phi_{x-int} = 16 \text{ mm} ; \quad \phi_{y-int} = 20 \text{ mm}$$

$$\#varillas_{sx-int} = 5.93 \rightarrow 6$$

$$\#varillas_{sy-int} = 5.84 \rightarrow 6$$

Se obtuvieron 6 varillas de 16 mm ($6\phi 16\text{mm}$) para el eje transversal y 6 para el eje longitudinal de 20 mm ($6\phi 20\text{mm}$).

Para la separación del acero en el lado exterior, se ha determinado lo siguiente:

$$Sep_{1x-ext} = 14.05\text{cm};$$

$$Sep_{1y-ext} = 12.50 \text{ cm};$$

Se escoge una separación 12 cm para el eje transversal.

$$Sep_{2y-ext} = 12.16\text{cm}$$

$$Sep_{2x-ext} = 11.11 \text{ cm}$$

Se establece una separación de 10 cm para el lado longitudinal.

En el lado interior, se emplea la siguiente disposición:

$$Sep_{1x-int} = 16.88 \text{ cm};$$

$$Sep_{1x-int} = 16.67 \text{ cm};$$

Se escoge una separación 15 cm para el eje transversal.

$$Sep_{2y-int} = 17.12 \text{ cm}$$

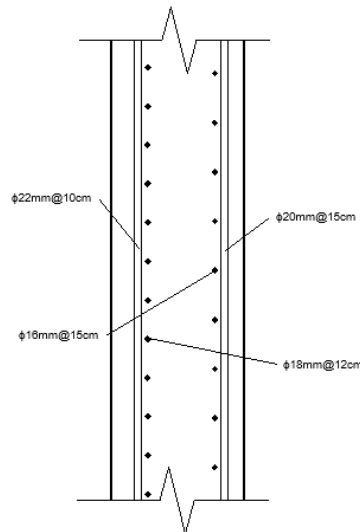
$$Sep_{2y-int} = 16.67 \text{ cm}$$

Se establece una separación de 15 cm para el lado longitudinal.

Para el lado horizontal se requiere $8\phi 18@12\text{cm}$ en la parte exterior y $6\phi 16@15\text{cm}$ en la zona interior y para el lado vertical se necesita $9\phi 22@10\text{cm}$ en el lado exterior y $6\phi 20@15\text{cm}$ en la parte interior del muro.

Figura 3.1.12.4

Distribución de acero en la pared de menor longitud



Nota. Elaborado en Revit

Verificación de momento (M_n vs M_u).

$$\phi * M_n = \phi * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{B_1 * c}{2} \right)$$

$$c = \frac{A_{s1} * f_y}{B_1 * b_w * (0.85 * f'_c)}$$

Entonces el acero distribuido al ancho de estudio de 1 m del muro con las varillas seleccionadas es:

Para la zona exterior:

$$A_{s1x-ext} = 20.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y-ext} = 34.21 \text{ cm}^2$$

Ahora, para el lado interior:

$$A_{s1x-ext} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1y-ext} = 18.85 \text{ cm}^2$$

Luego se determina “c” tanto para el lado vertical como horizontal para estimar los momentos.

$$c_{x-ext} = 4.01 \text{ cm}$$

$$c_{y-ext} = 6.74 \text{ cm}$$

$$c_{x-int} = 2.38 \text{ cm}$$

$$c_{y-int} = 3.71 \text{ cm}$$

$$\phi * M_{nx-ext} = 23.70 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny-ext} = 38.32 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{nx-int} = 23.70 \text{ Ton} - m$$

$$\phi * M_{ny-int} = 22.03 \text{ Ton} - m$$

Se realiza la verificación del momento nominal con respecto al de diseño.

$$\phi * M_{nx}; \phi * M_{ny} > Mu$$

Comparamos los momentos nominales con los de diseños.

$$23.70 \text{ Ton} - m > 21.23 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 23.70 \text{ Ton} - m > 14.19 \text{ Ton} - m \quad OK$$

$$38.32 \text{ Ton} - m > 35.36 \text{ Ton} - m \quad OK \quad ; \quad 22.03 \text{ Ton} - m > 21.45 \text{ Ton} - m \quad OK$$

Por lo tanto, el acero por flexión cumple con los momentos máximos de diseños requeridos.

Se realiza la verificación por cortante, en donde el cortante máximo dado por el programa fue de 20.56 Ton.

$$V_u = 22.56 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 32.5 = 22.38 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_n > V_u$$

$$22.38 \text{ Ton} > 20.56 \text{ Ton} \text{ OK}$$

Por lo tanto, cumple con cortante.

3.1.13 Diseño contrafuerte

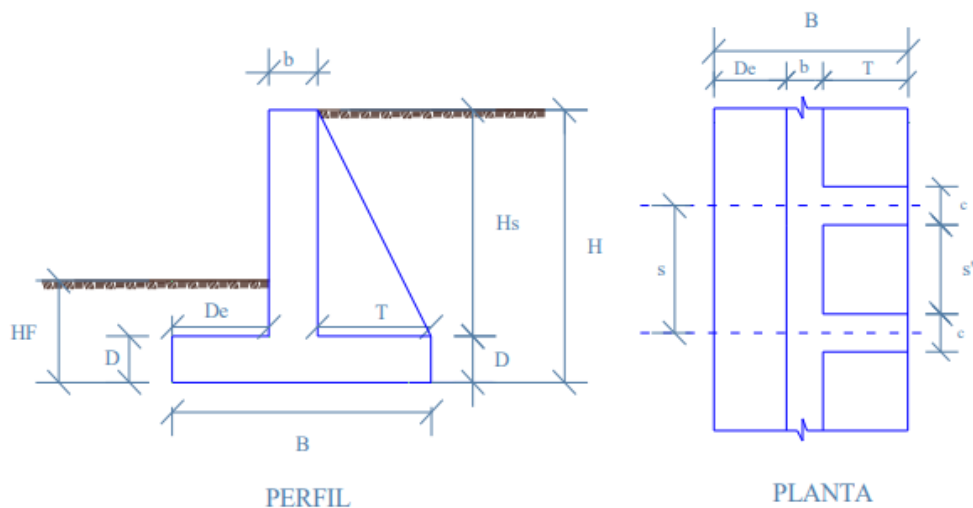
Debido a que la parte más larga del muro es de 12 m, se necesita realizar un tipo de estructura que soporte esas distancias para que no falle por servicio y minimizar las deflexiones excesivas, además para reducir los momentos flexionantes siendo un soporte adicional que divide el muro en segmentos más cortos. Por consiguiente, se propone emplear muros contrafuertes que ayuden como soporte para contribuir a la resistencia del muro y de las vigas.

Los muros contrafuertes permiten distribuir las cargas tanto verticales como horizontales de manera más uniforme, reduciendo la presión sobre el muro. Esto contribuye a una mayor estabilidad, disminuye las deflexiones, optimiza el espesor del muro y mejora la capacidad del muro para resistir las cargas de presión del agua. Cabe destacar que para el diseño y verificaciones del muro contrafuerte será el mismo para el muro que se encuentra paralelo.

A continuación, se presentan las partes de un muro contrafuerte.

Figura 3.1.13.1

Partes del muro contrafuerte



Nota. Acotamiento del muro contrafuerte, elaborado por (Gallegos, 2006)

Para dimensionar los contrafuertes se deben tener algunas consideraciones:

La altura desde la parte inferior de la base de la zapata hasta la parte superior muro corresponde a 4.3 m, definida en el dimensionamiento del reservorio.

El espesor del muro (b) debe ser mínimo de 20 cm.

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

Teniendo un espesor de muro ya dimensionado, correspondiente a 40 cm, cumple con la condición.

El ancho de la base del muro (B) debe estar entre el siguiente rango.

$$B = (0.4 - 0.7) * H \quad (3.70)$$

$$B = (0.4 * 4.65 - 4.65) = (1.86 - 3.26) \text{ m}$$

La base inferior o el talón del muro es de 6 m. Se va a asumir esta distancia puesto que, la viga estará a lo largo del contrafuerte y se conecta con el contrafuerte actuando como la base (talón y dedo/puntal) en la parte inferior escogiendo la mitad para que el estudio de este análisis sea el mismo para el otro muro.

El dedo del contrafuerte (De) debe tener la siguiente consideración:

$$De = B/4 - B/2 \quad (3.71)$$

$$De = \left(\frac{4.65}{4} - \frac{4.65}{2} \right) = (1.16 - 2.33) \text{ m}$$

Entonces, al establecer la mitad de la viga se asume que el dedo del contrafuerte es de 4.1. m.

Para el espesor del talón, se tiene que:

$$D = H/14 - H/12$$

$$D = \left(\frac{4.65}{14} - \frac{4.65}{12} \right) = (0.33 - 0.39) * m$$

Como ya se seccionó el espesor de la parte inferior, correspondiente a la viga de cimentación este tendrá una dimensión de 70 cm.

En el talón se recomienda aplicar:

$$T = B - De - b \quad (3.72)$$

$$T = 2.8 - 1 - 0.3 = 1.5 \text{ m}$$

Se establece que el talón tiene una distancia correspondiente a 1.5 m.

Para el espesor del contrafuerte se recomienda que esté a:

$$c = \frac{H}{20} \quad (3.73)$$

$$c = \frac{4.65}{20} = 0.23 \text{ m}$$

Se bien se recomienda utilizar un espesor de 20 cm, por método constructivo y facilidades para la colocación del acero y conexión con las vigas establecemos un espesor de contrafuerte de 40 cm.

$$c = 40 \text{ cm}$$

En cuanto a la separación (s) del contrafuerte, se establece de 3 m, los cuales estarán apoyados con las vigas.

$$s = 3 \text{ m}$$

Definida la separación entre contrafuertes, la separación libre es:

$$s' = s - c$$

$$s' = 3 - 0.4 = 2.6 \text{ cm}$$

Ya definidas todas las secciones del muro contrafuerte, procedemos a determinar el factor de seguridad contra el volcamiento. Esto asegura que la estructura enterrada no fallará bajo estas condiciones debido a todas las fuerzas que interactúan en los muros, garantizando su estabilidad y durabilidad a largo plazo.

Para la verificación de volteo, se calculó el momento de volcamiento, que se originan por fuerzas desestabilizadoras, y el momento de estabilización debido al muro contrafuerte que trabaja como contención debido al peso del muro y otra fuerza estabilizadora como el peso del propio suelo.

Inicialmente determinamos los coeficientes de condición activa, para posteriormente calcular la presión activa o el empuje activo que se efectúa en el muro. Obtenido ya el peso específico del suelo, ángulo de fricción y que el análisis se realizará a la separación del contrafuerte, es decir a 3 m de estudio, entonces determinamos que:

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * k_a * H^2 \quad (3.74)$$

$$P_{ac} = \frac{1}{2} * \gamma_s * k_a * H^2 * s$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(24.83)}{1 + \text{sen}(24.83)} = 0.409$$

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * k_a * H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 1.83 * 0.409 * 4.65^2 = 8.10 \text{ Ton/m}$$

La presión activa del contrafuerte viene dada por la separación a la que se encuentra cada uno.

$$P_{ac} = P_a * s \quad (3.75)$$

$$P_{ac} = 5.63 * 3 = 24.31 \text{ Ton}$$

El momento de volteo se lo determina de la siguiente expresión:

$$z = \frac{H}{3} \text{ (m)} \quad (3.76)$$

$$M_o = M_v = P_{ac} * z$$

$$z = \frac{4.65}{3} = 1.55 \text{ m}$$

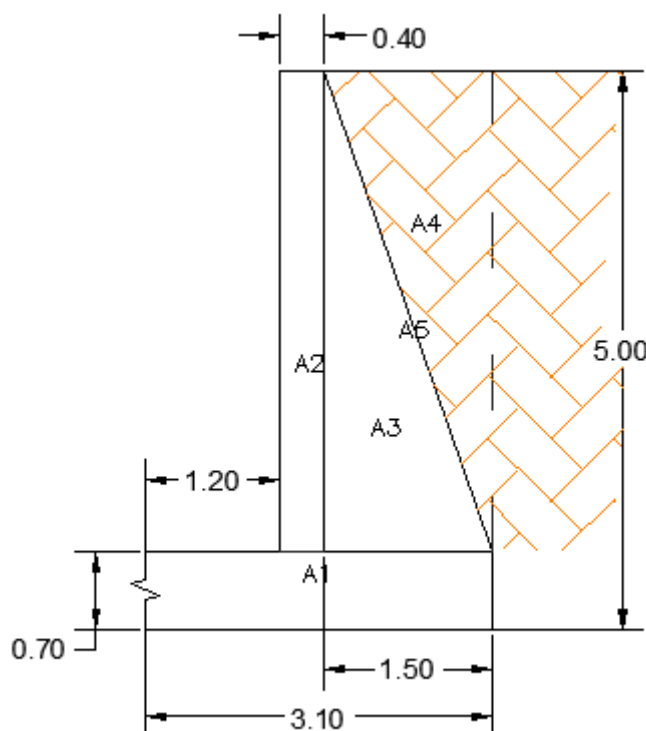
$$M_v = 24.31 * 1.55 = 37.68 \text{ Ton} - m$$

Dado que en la parte interior del muro (dedo) no se presenta una carga adicional de suelo, porque el reservorio está diseñado con una viga de cimentación en la parte inferior, la única carga significativa es la del agua. Esta carga genera una presión hidrostática contra los muros, que debe ser considerada en el diseño para asegurar la estabilidad estructural.

En la determinación de los momentos resistentes hay que seccionar cada parte del muro (Ver Figura 3.1.13.2), determinar el área, peso por longitud unitaria del muro, brazo de momento para finalmente determinar el momento respecto al brazo de palanca, para luego determinar el factor de seguridad. Según NEC (2015), el factor de seguridad contra volcamiento para diseño es de 2.

Figura 3.1.13.2

Sección de Áreas



Nota. Detalle de áreas para cálculo de momento resistente, elaborado en AutoCAD

Tabla 3.1.13.1*Momentos Resistentes de las secciones*

Momento resistente					
Sección	Área [m ²]	Wxlong unit del muro [Ton/m]	Brazo de momento medido desde A [m]	Momento respecto a C [Ton-m/m]	Momento contrafuerte respecto a C [Ton-m]
1	3.1*0.35=1.09	2.5*1.085=2.71	3.1/2=1.55	2.71*1.55=4.2	3*4.2=12.6
2	4.65*0.4=1.86	2.5*1.86=4.65	1.2+0.4/2=1.4	4.65*1.4=6.51	3*6.51=19.53
3	1.5*4.65/2=3.4875	2.5*3.4875=8.72	1.2+0.4+1.5/3=2.1	8.72*2.1=18.31	3*18.31=54.93
4	1.5*4.65/2=3.4875	1,83*3,4875=6,4	1.2+0.4+1.5*(2/3)=2.6	6,4*2,6=16,64	3*16,64=49,92
5	1.5*4.65=6.98	1,83*6,975=12,8	1.2+0.4+1.5/2=2.35	12,8*2,35=30,08	3*30,08=90,24
	ΣW	35.28		ΣMR	227.19

Nota. Momento resistente con respecto a la separación del contrafuerte

$$M_R = 227.19 \text{ Ton} - m$$

El factor de seguridad para la revisión por volteo es la relación entre los momentos resistentes del muro y el momento de volteo. Esta relación se compara con la normativa aplicable para verificar si el diseño cumple con los requisitos de seguridad.

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \quad (3.77)$$

$$FS_{volteo} = \frac{227.19}{3 * 35.28} = 6.03$$

$$6.03 > 2 \text{ OK}$$

El análisis muestra que el FS contra el volteo cumple con los requisitos que indica la NEC-2015, indicando que el diseño del muro es seguro y adecuado para las condiciones consideradas de diseño.

Determinamos la excentricidad respecto al centro de gravedad de la base de la losa definida.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_o}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{3.1}{2} - \frac{227.19 - 37.68}{35.28}$$

$$e = -0.24 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad en la base del muro es 0.24 m.

Ahora se determina la presión y carga transmitida al suelo por la losa de la base, el q_{adm} corresponde a 120.56 kN/m², es decir 12.29 Ton/m². Por otra parte, al área para determinar la carga máxima el talón donde se apoya el contrafuerte corresponde es la separación y la base del muro.

$$q_{max} = \frac{\sum V}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) < (q_{adm})$$

$$A = B * S$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{A} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < (q_{adm})$$

$$q_{max} = \frac{35.28}{6 * 3} * \left(1 + \frac{6 * 0.24}{3.1}\right) = 2.87 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{50.53}{6 * 3} * \left(1 - \frac{6 * 0.24}{3.1}\right) = 1.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$2.87 < 12.29 \text{ OK}$$

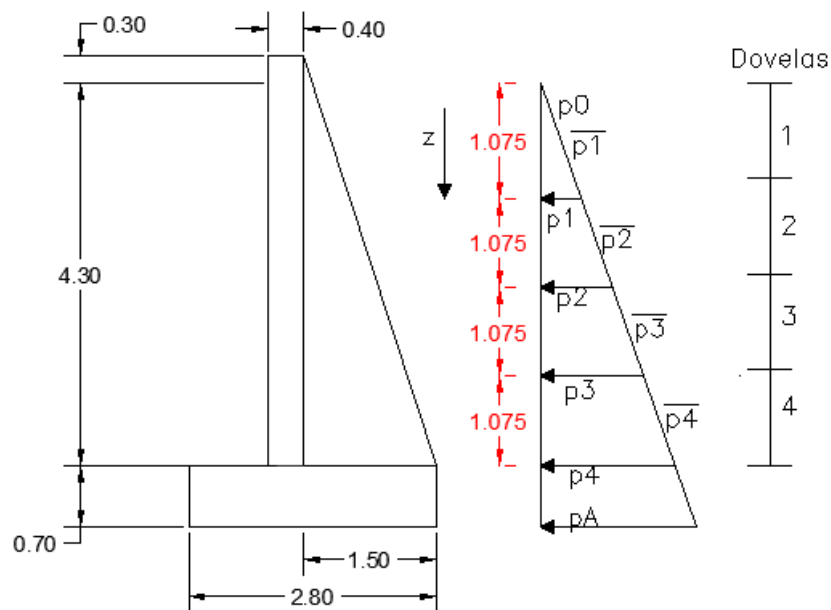
$$1.05 < 12.29 \text{ OK}$$

Por otro lado, para el diseño del muro contrafuerte se inicia con el diseño de la pantalla, la cual se proyecta de forma perpendicular al muro, que sirve como soporte adicional para resistir presiones laterales del suelo, reforzando el muro y que contribuya como soporte a las vigas. Este ya fue diseñado previamente en el diseño de las paredes, por lo que se realizará una verificación para evaluar si es necesario o no determinar el acero para la pared del contrafuerte.

En el diseño de la pantalla del contrafuerte se deben definir las dovelas, las cuales estarán separadas de manera uniforme como se presenta en la (3.1.13.3), donde se calcula las presiones o cargas del suelo que actúan en las paredes.

Figura 3.1.13.3

Dovelas p que se generan en el contrafuerte y pantalla



Nota. Elaborado en AutoCAD.

$$p * z = \gamma_s * k_a * z \quad (3.78)$$

Entonces las presiones en las dovelas al tener una profundidad de 1.075 m cada una son:

$$p * (z = 0) = 1.83 * 0.409 * (0) = 0$$

$$p * (z = 1) = 1.83 * 0.409 * (1.075) = 0.81 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$p * (z = 2) = 1.83 * 0.409 * (2.15) = 1.61 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$p * (z = 3) = 1.83 * 0.409 * (3.225) = 2.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$p * (z = 4) = 1.83 * 0.409 * (4.3) = 3.22 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se procede a determinar el promedio mayorado de cada dovela.

$$\bar{p}_i = f * \left(\frac{p_{i-1} + p_i}{2} \right) \quad (3.79)$$

En donde f, el factor de mayoración, corresponde a 1.7.

Para cada dovela tenemos:

$$\bar{p}_1 = 1.7 * \left(\frac{0 + 0.81}{2} \right) = 0.68 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{p}_2 = 1.7 * \left(\frac{0.81 + 1.61}{2} \right) = 2.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

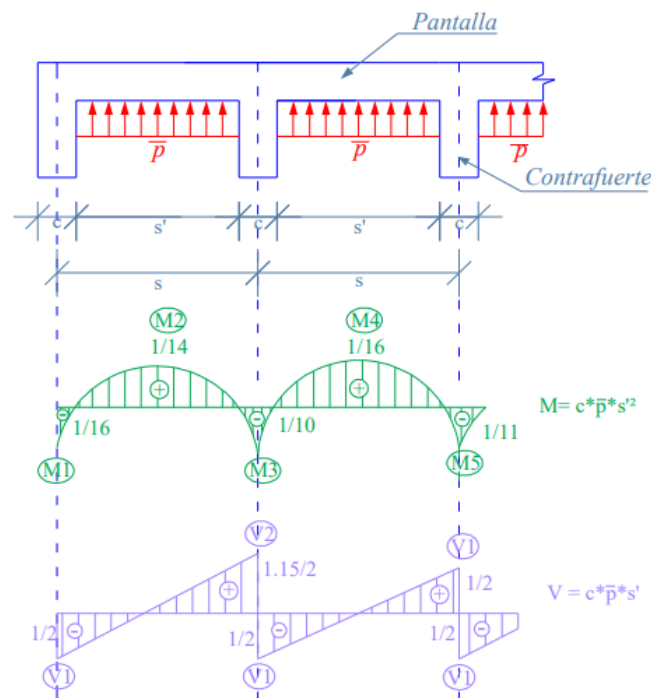
$$\bar{p}_3 = 1.7 * \left(\frac{1.61 + 2.42}{2} \right) = 3.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{p}_4 = 1.7 * \left(\frac{2.42 + 3.22}{2} \right) = 4.79 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Estos promedios mayorados son importantes para poder calcular los cortantes y momentos que se producen por las dovelas.

Figura 3.1.13.4

Momentos y Cortantes de la pantalla del contrafuerte



Nota. Elaborado por (Gallegos, 2006)

Los momentos y cortantes que actúan en la pantalla del contrafuerte, como se visualiza en la figura 3.1.12.4, se determinan utilizando los coeficientes establecidos por la ACI 360-05-LRFD 94. Estos coeficientes son fundamentales para estimar los momentos flectores y las fuerzas cortantes en el contrafuerte, por lo que vienen dados de la siguiente manera:

$$M_1 = \frac{1}{16} * (\bar{p}_l * s'^2) \quad (3.80)$$

$$M_2 = \frac{1}{14} * (\bar{p}_l * s'^2) \quad (3.81)$$

$$M_3 = \frac{1}{10} * (\bar{p}_l * s'^2) \quad (3.82)$$

$$M_4 = \frac{1}{16} * (\bar{p}_l * s'^2) \quad (3.83)$$

$$M_5 = \frac{1}{11} * (\bar{p}_l * s'^2) \quad (3.84)$$

$$V_1 = \frac{1}{2} * (\bar{p}_l * s') \quad (3.85)$$

$$V_2 = \frac{1.15}{2} * (\bar{p}_l * s') \quad (3.86)$$

En donde s' corresponde a la separación libre del contrafuerte.

$$s' = s - b \quad (3.87)$$

$$s' = 3 - 0.3 = 2.7 \text{ m}$$

Entonces, los momentos y cortante son:

Se realiza el procedimiento de la primera dovela el cual será el mismo en las demás las demás dovelas

$$M_1 = \frac{1}{16} * (0.81 * 2.7'^2) = 0.29 \text{ Ton} - m$$

$$M_2 = \frac{1}{14} * (0.81 * 2.7'^2) = 0.33 \text{ Ton} - m$$

$$M_3 = \frac{1}{10} * (0.81 * 2.7'^2) = 0.46 \text{ Ton} - m$$

$$M_4 = \frac{1}{16} * (0.81 * 2.7'^2) = 0.29 \text{ Ton} - m$$

$$M_5 = \frac{1}{11} * (0.81 * 2.7'^2) = 0.42 \text{ Ton} - m$$

$$V_1 = \frac{1}{2} * (0.81 * 2.7) = 0.89 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \frac{1.15}{2} * (0.81 * 2.7) = 0.43 \text{ Ton}$$

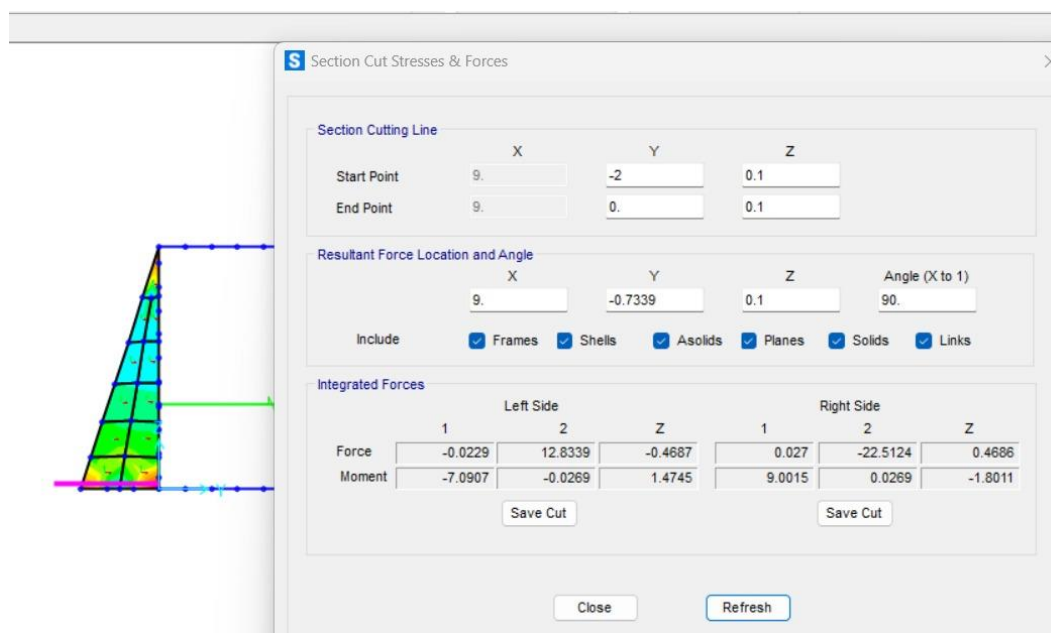
Tabla 3.1.13.2*Momentos y cortantes usando los coeficientes ACI*

Dovela	\bar{p} [Ton/m ²]	Momentos [Ton-m]					Cortante [Ton]	
		M1	M2	M3	M4	M5	V1	V2
1	0.68	0.29	0.33	0.46	0.29	0.42	0.89	0.43
2	2.05	0.87	0.99	1.39	0.87	1.26	2.67	1.30
3	3.42	1.45	1.65	2.32	1.45	2.10	4.45	2.16
4	4.79	2.03	2.32	3.24	2.03	2.95	6.23	3.03

Nota. Cálculo de momentos y cortantes por dovelas

$$M_u = 3.24 \text{ Ton} - m$$

A su vez, con ayuda de Sap2000 establecemos el mayor momento producido en el muro del contrafuerte. Este análisis permitió corroborar los resultados obtenidos a partir de las tablas y coeficientes de la ACI, asegurando así que el diseño del contrafuerte cumpla con las exigencias estructurales necesarias.

Figura 3.1.13.5*Máximo momento de la pantalla del contrafuerte en Sap2000**Nota.* Obtenido de SAP2000

$$M_u = 9.015 \text{ Ton} - m$$

Escogemos el momento máximo para diseño de 9.015 Ton-m para compararlo si es mayor al determinado por los muros anteriormente.

$$9.015 \text{ Ton} - m < 38.87 \text{ Ton} - m$$

Al comparar los resultados, se determinó que el momento obtenido en este análisis es menor que el momento previamente considerado en el diseño de los muros. Por lo tanto, no es necesario volver a determinar el acero de refuerzo, ya que el diseño previo ya satisface las exigencias estructurales para esta condición.

Ahora se verifica que el espesor de pantalla diseñado cumple con el requerido por el momento máximo de diseño.

$$M_u = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega * (1 - 0.59 * \omega) \quad (3.88)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f'_c * \omega * (1 - 0.59 * \omega)}} \quad (3.80)$$

En donde:

$$\phi = 0.9; b = 100 \text{ cm (ancho d estudio)}; f'_c = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \omega = 0.18$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{38.87 * 10^5}{0.9 * 100 * 300 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}} = 29.91 \text{ cm}$$

El peralte del muro o de pantalla es:

$$d_{dise} = e - rec$$

$$d_{dise} = 40 - 7.5 = 32.5 \text{ cm}$$

$$32.5 \text{ cm} > 29.91 \text{ cm OK}$$

Por lo tanto, el espesor de la pantalla o del muro planteado inicialmente, correspondiente al largo del muro, cumple con el peralte requerido. Esto asegura que el diseño del muro es adecuado para resistir las cargas aplicadas y mantener la integridad estructural del reservorio.

En cuanto a la verificación de cortante, el cortante de diseño corresponde al máximo determinado por los coeficientes en cada dovela, por lo que se tiene:

$$\phi V_n > V_c$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} \quad (3.89)$$

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad (3.90)$$

En donde:

$$\phi = 0.85; b = 100; d = 100$$

$$V_{c1} = \frac{1.24 * 10^3}{0.85 * 100 * 22.5} = 0.65 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{c2} = \frac{3.71 * 10^3}{0.85 * 100 * 22.5} = 1.94 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{c3} = \frac{6.18 * 10^3}{0.85 * 100 * 22.5} = 3.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{c4} = \frac{8.66 * 10^3}{0.85 * 100 * 22.5} = 4.53 \frac{kg}{cm^2}$$

Tabla 3.1.13.3

Resumen de cortantes Vc

Dovela	d [cm]	Vu=Vmax [Ton]	Vc [kg/cm ²]
1	32.50	1,24	0.45
2	32.50	3,71	1.34
3	32.50	6,18	2.24
4	32.50	8,66	3.13

Nota. Cortantes generados por cada por cada dovela

$$V_n = 0.53 * \sqrt{300} = 9.18 \frac{kg}{cm^2}$$

Verificación:

Dovela 1

$$0.45 < 9.18 \text{ OK}$$

Dovela 2

$$1.34 < 9.18 \text{ OK}$$

Dovela 3

$$2.24 < 9.18 \text{ OK}$$

Dovela 4

$$3.13 < 9.18 \text{ OK}$$

- **Diseño armadura de anclaje entre contrafuerte y pantalla (muro) (refuerzo horizontal)**

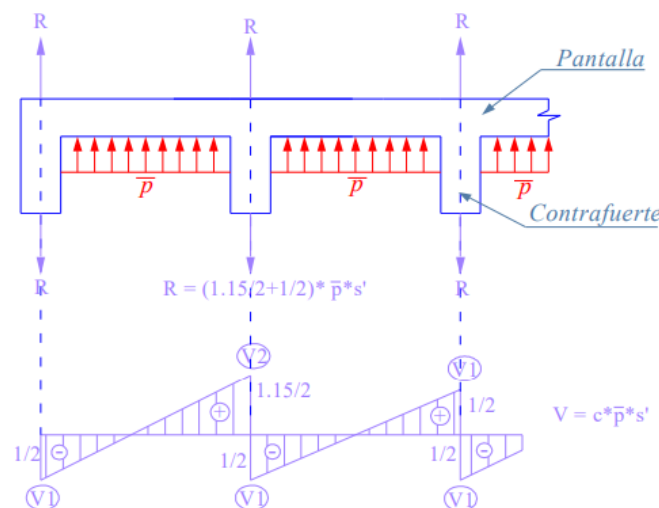
Para el diseño del refuerzo horizontal del contrafuerte, se determinó la resultante de los momentos utilizando los coeficientes proporcionados por la ACI 360 LRFD 94. Este enfoque permitió estimar los momentos y los valores del cortante actuante, tal como se ilustra en la Figura 3.1.12, además de considerar un estudio de cada metro. Posteriormente, estos resultados fueron comparados y validados mediante el análisis realizado en SAP2000, asegurando así la precisión y fiabilidad del diseño estructural.

$$R = \left(\frac{1.15}{2} + \frac{1}{2} \right) * \bar{p} * s' \quad (3.91)$$

$$A_s = \frac{R}{\phi * f_y} \quad (3.92)$$

Figura 3.1.13.6

Resultante de Cortantes Máximos por dovelas



Nota. Elaborado por (Gallegos, 2006)

$$e \leq \begin{cases} \text{Lado menor del contrafuerte} \\ 16 * \phi_{long} \\ 48 * \phi_e \end{cases}$$

$$e \leq \begin{cases} \text{Lado menor del contrafuerte} = 40 \text{ cm} \\ 16 * \phi_{long} = 1.6 * 1.8 = 28.8 \text{ cm} \\ 48 * \phi_e = 48 * 1 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e = \min(40; 28.8; 48) = 28.8 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para efectuar un método constructivo más eficiente y conservador el espaciamiento máximo será de 25 cm.

Tabla 3.1.13.4

Distribución de acero de anclaje entre contrafuerte y muro

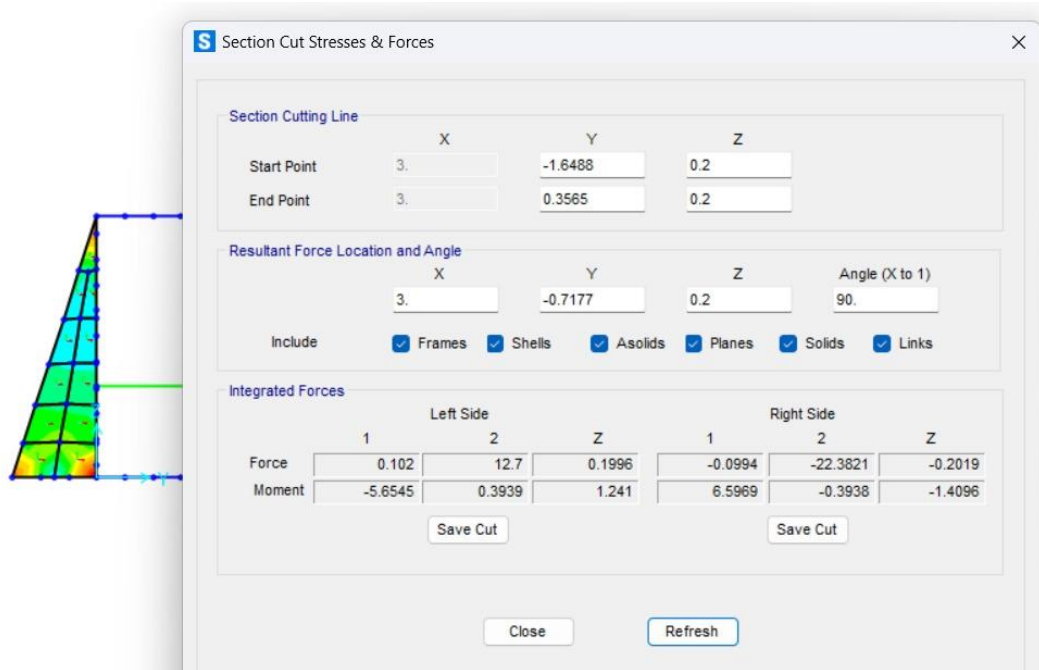
Dovela	\bar{p} [Ton/m²]	R [Ton]	As [cm²]	Estribo (2 ramales) [cm²]	Diámetro (ϕ)
1	0.88	2.47	0.65	0.33	1 ϕ 12 @ 25cm
2	2.65	7.42	1.96	0.98	1 ϕ 12 @ 25cm
3	4.42	12.37	3.27	1.64	1 ϕ 12 @ 25cm
4	6.19	17.31	4.58	2.29	1 ϕ 12 @ 25cm

Nota. Repartición de acero de anclaje para conectar el contrafuerte con el muro.

El momento máximo que soporta el contrafuerte en la pantalla es:

Figura 3.1.13.7

Momento máximo que actúa entre el contrafuerte y pantalla para el anclaje



Nota. Obtenido en SAP2000.

$$M_u = 6.5969 \text{ Ton} - m$$

$$R = M_u * s$$

$$R = 6.5969 * 3 = 19.7907 \text{ Ton}$$

$$A_s = \frac{R}{\phi * f_y}$$

$$A_s = \frac{19.7907 * 10^3}{0.9 * 4200} = 5.24 \text{ cm}^2$$

Como se va a anclar en un mismo punto que actúa como un ramal, la fuerza se distribuye entre las dos partes del anclaje. Esto significa que la carga total se comparte y, por lo tanto, cada parte del anclaje debe resistir una porción de esa carga.

En cuanto al refuerzo que se distribuye como 1 ramal, lo que implica que el área de acero requerida para cada rama se reduce en comparación con el área total necesaria para resistir la carga

completa. Por lo tanto, el área de acero necesaria para cada ramal se calcula dividiendo el área total requerida entre las dos ramas del anclaje.

$$A_{s_repartido} = \frac{5.24}{2} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 14$$

$$A_v = \frac{\pi * \left(\frac{14}{10}\right)^2}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_v > A_{s_repartido}$$

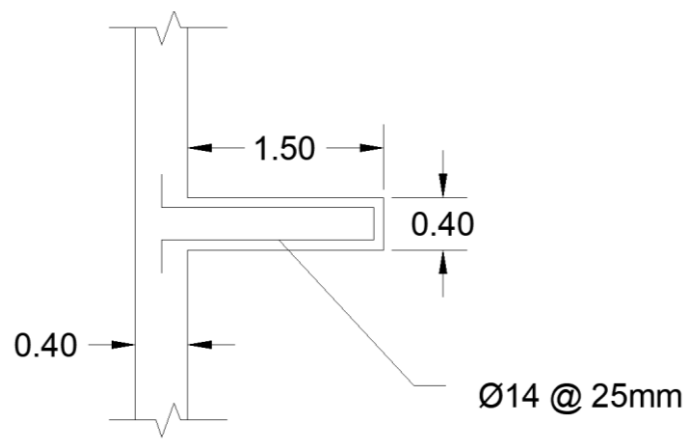
$$3.08 \text{ cm}^2 > 2.62 \text{ cm}^2$$

Se considerará una separación de 25 cm ($sep = 25 \text{ cm}$).

Para refuerzo horizontal habrá $\phi 14\text{mm}@25\text{cm}$ para cada dovela.

Figura 3.1.13.8

Bosquejo de armadura de anclaje



Nota. Elaborado en AutoCAD (2024)

- **Diseño del dedo o puntal**

Para el diseño del dedo o puntal del contrafuerte, se consideró que este ya fue abordado en el diseño de la viga cimentación. Debido a que la viga está diseñada para soportar las cargas de las combinaciones propuestas del peso propio de los muros, carga de parqueadero, del agua y volqueo, por lo que la sección de acero será la misma, absorbiendo así los esfuerzos adicionales que serían

requeridos para el puntal. Por lo tanto, no es necesario diseñar el puntal por separado en esta consideración, ya que su función estructural está cubierta por la losa.

- **Diseño del talón**

En cuanto al diseño del talón, este se abarcó en el diseño de la viga de cimentación, como también en la losa de cimentación que se realizará en la siguiente sección, específicamente para el ala saliente del muro que se conecta con los contrafuertes. Este diseño se empleará para soportar las cargas hidrostáticas, las cargas de los muros y las del suelo. Por lo tanto, el acero determinado bajo estas condiciones es suficiente para satisfacer los requerimientos de esta parte.

- **Diseño armadura de anclaje entre contrafuerte y viga cimentación (Acero Vertical Contrafuerte)**

$$q_{max} = 2.87 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{min} = 1.05 \frac{Ton}{m^2}$$

$$m = \frac{q_{max} - q_{min}}{B}$$

$$m = \frac{7.07 - (-1.46)}{6} = 0.303$$

Como el talón que equivale a la parte de la viga que se conecta al contrafuerte se divide en 3 dovelas iguales, por lo que estarán separadas cada 0,5 m.

$$q(x) = q_{max} - m * x$$

$$q(x) = 7.07 - 1.42 * x$$

$$q(0.5) = 2.87 - 0.3033 * 0.5 = 2.72 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q(1) = 7.07 - 1.42 * 1 = 2.57 \frac{Ton}{m^2}$$

$$\bar{q}_1 = 1.7 * \left(\frac{2.87 + 2.72}{2} \right) = 4.75 \frac{Ton}{m^2}$$

$$\bar{q}_2 = 1.7 * \left(\frac{2.72 + 2.57}{2} \right) = 4.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{q}_3 = 1.7 * \left(\frac{2.57 + 1.05}{2} \right) = 3.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para determinar los momentos y cortantes empleamos las ecuaciones de los coeficientes ACI 360 LRFD 94, y para la estimación del acero se emplea las ecuaciones para el anclaje del contrafuerte y muro, por lo que tenemos:

$$R = \left(\frac{1.15}{2} + \frac{1}{2} \right) * \bar{q} * s'$$

$$A_s = \frac{R}{\phi * f_y}$$

La separación se establece de la siguiente forma:

$$e \leq \begin{cases} \text{Lado menor del contrafuerte} = 40 \text{ cm} \\ 16 * \phi_{long} = 1.6 * 1.6 = 25.6 \text{ cm} \\ 48 * \phi_e = 48 * 1 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

Se selecciona una separación de 20 cm para facilidades constructivas.

Tabla 3.1.13.5

Distribución de acero de anclaje entre contrafuerte y viga cimentación

Dovela	\bar{q} [Ton/m ²]	R [Ton]	As [cm ²]	Estribo (2 ramales) [cm ²]	Diámetro (ϕ)
1	4.75	13.28	3.51	1.76	1 ϕ 12 @ 20cm
2	4.50	12.58	3.33	1.66	1 ϕ 12 @ 20cm
3	3.08	8.61	2.28	1.14	1 ϕ 12 @ 20cm

Nota. Repartición de acero de anclaje para conectar el contrafuerte con la viga cimentación

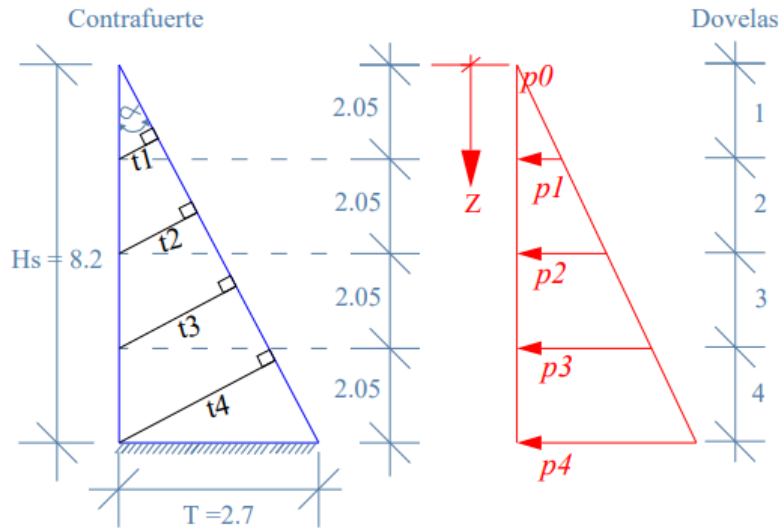
Entonces, para el refuerzo vertical habrá $\phi 12\text{mm}@25\text{cm}$ para cada dovela que se conecte entre la viga cimentación y el contrafuerte. Es importante destacar que el estribo en la Tabla 3.1.13.5 equivale a 2 varillas en ese punto, proporcionando el refuerzo necesario para garantizar la continuidad y la resistencia estructural en esa zona.

- **Diseño contrafuerte**

Determinamos las presiones y cargas en el contrafuerte en cada dovela.

Figura 3.1.13.9

Distribución de presiones del suelo y distancia "t" por dovela



Nota. Elaborado por (Gallegos, 2006)

$$p * z = \gamma_s * k_a * z$$

$$M_u = f * \left(\frac{z^2}{6} \right) * (2p_0 + p * z) * s$$

$$\alpha = \tan\left(\frac{T}{H}\right)$$

$$\alpha = \tan\left(\frac{1.5}{4.3}\right) = 21.37^\circ$$

$$t(z) = \text{sen}(\alpha) * z$$

Tabla 3.1.13.6

Cálculo de momentos, presiones del suelo y distancia "t" por dovela en el contrafuerte

Dovela	z [m]	pz [Ton/m ²]	Mu [Ton-m]	t(z) [m]
1	1.08	0.81	0.79	0.38
2	2.15	1.61	6.33	0.76
3	3.23	2.42	21.37	1.13
4	4.30	3.22	50.66	1.51

Nota. Distancia a z a la profundidad de cada dovela

Primero determinamos la cuantía mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y} \quad (3.92)$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{4200} = 0.00336$$

Luego, calculamos la cuantía máxima.

$$\rho_{\max} = 0.5 * \left(0.85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \right) \quad (3.98)$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * \left(0.85 * 0.85 * \frac{300}{4200} * \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right) \right) = 0.01548$$

Para determinar el acero a flexión, establecemos:

$$K = \frac{M_u}{\phi * b * d^2 * f'_c} \quad (3.99)$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * K}}{1.18} \right) \quad (3.100)$$

$$A_s = \rho * B * d \quad (3.101)$$

B=40 cm (ancho del contrafuerte)

$$A_{s\min} = 0.00336 * 100 * 22.5 = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 12$$

Se efectuará el procedimiento realizado para la primera dovela y se aplicará de manera similar a las demás dovelas.

Tabla 3.1.13.7

Acero requerido por dovela en el contrafuerte

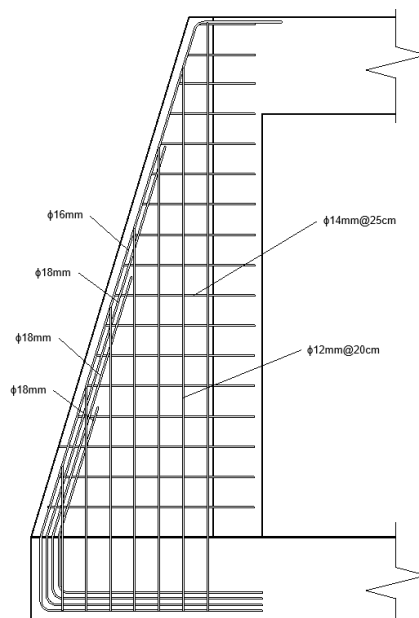
Dovela	t [cm]	d=t-r [cm]	Mu [Ton/m]	k	p	As [cm ²]	As
1	38	30.25	0.79	0.00	0.0033	4.0336957	2 fi 16
2	76	68.01	6.33	0.01	0.0033	9.0673913	2fi+2fi18
3	113	105.76	21.37	0.02	0.0033	14.101087	2fi16+2fi18+2fi18
4	151	143.51	50.66	0.02	0.0033	19.134783	2fi16+2fi18+2fi18+2fi18

Nota. Distribución de acero por dovela.

Entonces el bosquejo del diseño del contrafuerte se ve visualiza en la siguiente figura.

Figura 3.1.13.10

Bosquejo de armadura y separación de contrafuerte



Nota. Elaborado en Revit.

3.1.14 Diseño de losa de cimentación

Para la losa de fondo se sigue la filosofía de diseño de una losa maciza en una dirección, tal como se mostró en la losa superficial. Para el espesor mínimo se tiene la misma altura para losa simplemente apoyada:

$$h = \frac{L}{20}$$

$$h = \frac{3}{20} = 0.16 \text{ m}$$

Con lo cual al ser una losa que soporta el peso de la estructura, se coloca un espesor mayor al recomendado por el ACI 318, el cual será de 35 cm.

Con la ayuda del programa se obtuvieron los momentos últimos dentro de las luces libre.

Tabla 3.1.14.1*Luces libres y momentos del programa, tapa fondo*

<i>Luces Libres (m)</i>									
	Muro	Luz 1	Viga 1	Luz 2	Viga 2	Luz 3	Viga 3	Luz 4	Muro
	0.4	2.8	0.4	2.6	0.4	2.6	0.4	2.8	0.4
<i>Momentos (T-m) SAP2000</i>									
Superior	29.99		9.25		11.36		12.57		26.88
Inferior		32.42		37.45		28.54		18.59	

Con lo cual se decidió trabajar con el Mu máximo del programa para obtener el acero de refuerzo. Recordando que el área de acero colocado no debe ser menor a lo expuesto por el ACI 318:

$$As \geq \max\left(\frac{\sqrt{f'c} * 10 * d}{0.8 * fy}; \frac{14 * 10 * d}{fy}\right)$$

$$As \geq \max\left(\frac{\sqrt{300} * 10 * 29.1}{0.8 * 4200}; \frac{14 * 10 * 29.1}{4200}\right)$$

$$As_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Además, no debe superar el acero máximo, el cual viene dado por el acero balanceado:

$$Asb = \frac{0.85 * fc * 50 * 0.85}{4200} * \frac{0.003 * d}{0.003 + 0.002}$$

$$Asb = 45.05 \text{ cm}^2$$

Con un acero máximo de:

$$As_{max} = 0.7 * Asb$$

$$As_{max} = 33.78 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero requerido, para cada momento obtenido en el programa mediante fórmula para obtener el As, el cual termina dado para cada zona un As requerido, a su vez se colocó el acero mínimo en las zonas donde no necesita acero de refuerzo, a pesar de que se diseñará con el momento máximo.

Tabla 3.1.14.2*Acero requerido para losa maciza, fondo*

		<i>As Requerido (cm²)</i>									
Superior	29.77	0.75	9.25	0.75	11.36	0.75	12.57	0.75	26.88		
Inferior	0.75	32.45	0.75	37.45	0.75	28.54	0.75	18.59	0.75		

Nota. Aceros para colocar en losa maciza de 1D

Se toma una varilla de 25 mm, con un área aproximada de 4.9 cm^2 . Se la coloca en 1 metro de ancho 7 varillas de 25 mm.

Tabla 3.1.14.3*Acero colocado en un metro de ancho de losa, fondo*

		<i>As Colocado (cm²)</i>									
Superior	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25
Inferior	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25

Nota. Varilla por utilizar para la losa.

En donde la separación viene dada por:

$$Sep = \frac{\text{Ancho de estudio}}{\#\text{varillas en el ancho de estudio}}$$

$$Sep = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$$

Se colocan varillas cada 15cm en el metro de ancho.

Verificando el momento el acero colocado, mediante la formula del método de resistencia última, que de acuerdo con la NEC (2015), se tiene que:

$$\phi Mn \geq Mu$$

En donde $\phi Mn = \phi (As * fy * (d - \frac{a}{2}))$

Sus respectivas variables son:

As – Acero colocado

Fy – fluencia del acero

d – peralte efectivo en donde es igual a:

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Mu – momento de diseño

a viene dado por la formula posterior:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Reemplazando valores se tiene que:

$$a = \frac{3926.99 * 420}{0.85 * 30 * 1000} = 64.68 \text{ mm}$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * (3926.99 * 420 * \left(291 - \frac{64.68}{2}\right)) = 383 \text{ kN} * m = 38.3 \text{ Ton} * m$$

Verificando que:

$$\emptyset Mn = 38.3 \text{ Ton} * m \geq 37.45 \text{ Ton} * m \text{ Ok}$$

La siguiente verificación es por cortante, en donde se tiene la siguiente filosofía de diseño:

$$\emptyset Vc \geq Vu$$

En donde $\emptyset Vc = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

Teniendo el siguiente cortante reducido:

$$\emptyset Vc = 0.75 * 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 29.1 = 20035 \text{ kg} = 20.035 \text{ Ton}$$

Comparándose con los cortantes de diseño del programa se tiene la siguiente verificación:

Tabla 3.1.14.4

Verificación SAP2000 cortantes máximos

Comprobaciones de cortantes máximos con SAP2000		
$\emptyset Vc$	Vu (T)	Verificación
20.035	14.64	Cumple
	13	Cumple
	11.35	Cumple
	7.94	Cumple

Nota. Cortantes extraídos de SAP2000, cumplen con la demanda.

En la construcción de losas macizas en una dirección es necesario una malla de acero para retracción y temperatura, el cual viene dado por la formula presente:

$$As_{rect} = 0.0018 * b * h$$

En donde b es la base de 100 cm y la altura es el espesor de losa.

Por lo cual, el acero requerido a retracción es igual a:

$$As_{rect} = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Este acero total se divide en parte superior y parte inferior, por partes iguales dando así 3.15 cm^2 en parte superior e inferior. Con una malla electrosoldada R-335 de la marca Novacero, con una separación de 15 cm y diámetro de varilla de 8 mm.

3.1.15 Deflexiones – Estado límite de servicio.

Una vez determinado y verificado la resistencia de los elementos estructurales se debe llevar a cabo el análisis del estado límite de servicio (ELS) para verificar las deflexiones y mantener la estética y funcionalidad de la estructura.

El análisis de las losas se enfoca en evaluar las deflexiones para asegurarse de que se mantengan dentro de los límites permisibles establecidos por la ACI 318-19, garantizando tanto la integridad estructural como el confort de los usuarios.

Las deflexiones máximas permitidas, según lo establecido por la norma, se encuentran especificadas en la Figura 3.1.15.1.

Figura 3.1.15.1*Deflexiones admisibles***Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada**

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

Nota. Límites de deflexiones elaborado por ACI 318-19

Teniendo la longitud larga de 12 m, pero que está seccionada en 4 paños por la separación de 3 vigas, la longitud efectiva de cada paño es de 3 m. Además, considerando que la losa no estará soportada por elementos estructurales convencionales, sino que estará sujeta a la carga viva correspondiente a la de parqueadero, el límite máximo permisible de deflexión para la losa se debe determinar en función de estas condiciones.

$$\delta_{max} = \frac{l}{480} \quad (3.102)$$

$$\delta_{max} = \frac{3}{480} = 0.00625 \text{ m}$$

Entonces la deflexión máxima permitida es de 0.00625 m.

Las deflexiones causadas por la carga viva de las volquetas se determinaron mediante el programa de SAP2000. Se identificó la deflexión máxima, y dado que, si este valor cumple con los requisitos establecidos, se puede asegurar que el estado de servicio de las demás deflexiones en los otros paños también estará dentro de los límites permisibles

Tabla 3.1.15.1*Deflexión máxima de a losa obtenida en SAP2000*

Deflexión máxima SAP2000		
δ_{max}	0.000199	m

Nota. Deflexión máxima determina en SAP2000

$$0.000199 < 0.00625 \text{ OK}$$

Tras el análisis de las deflexiones en losas, el siguiente paso es evaluar las deflexiones en vigas bajo las condiciones de carga de servicio. Las vigas, siendo elementos estructurales principales, deben diseñarse para limitar las deflexiones, garantizando tanto la estabilidad como la funcionalidad de la estructura.

Se considera la deflexión máxima permitida por la normativa, tal como se indica en la Figura 3.1.15.1. Por otra parte, al tener las vigas empotradas y la luz de cada una es de 9 m, se debe calcular la deflexión correspondiente según estos parámetros.

$$\delta_{max} = \frac{l}{480}$$

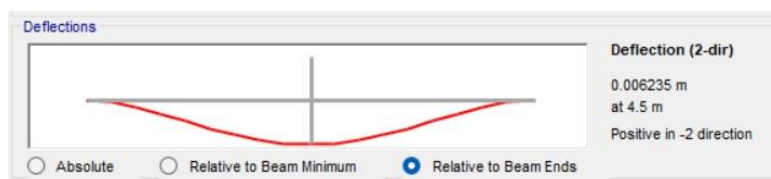
$$\delta_{max} = \frac{9}{480} = 0.01875 \text{ m}$$

La deflexión máxima determinada por SAP2000 se indica en la Figura 3.1.15.2, estableciendo la mayor deriva producida por las cargas de servicio.

La deflexión máxima determinada para las vigas se ha obtenido utilizando SAP2000. Los resultados están representados en la Figura 3.1.15.2, que ilustra la mayor deriva producida bajo las cargas de servicio y proporciona una visión clara de la deformación. Este análisis permite identificar el comportamiento de las vigas bajo las condiciones de carga previstas, estableciendo que las deflexiones no excedan los límites permisibles establecidos por la norma.

Figura 3.1.15.2

Máxima deflexión de la viga



Nota. Elaborado por Sap2000

$$\delta_m = 0.006235 \text{ m}$$

$$0.006235 < 0.01875 \text{ OK}$$

La deflexión máxima determinada es inferior al límite especificado por la normativa aplicable. Por lo tanto, el diseño de las vigas cumple con los requisitos de servicio establecidos, garantizando que las deflexiones se mantienen dentro de los límites admisibles y que el comportamiento estructural es adecuado para las condiciones de carga previstas.

Para las vigas de cimentación y viga de mampostería se sigue el mismo procedimiento de verificación. Resumiendo, se obtienen los resultados de 0.000227 m y 0.000746 m, cumpliendo con los requerimientos de estado límite de servicio.

3.1.16 Longitud de desarrollo, empalme, traslapes y ganchos

Para los traslapes y empalmes, se usó las normativas ACI 318.19 y la NEC (2015). En donde la normativa extranjera especifica que la longitud de desarrollo estará influenciada por el diámetro de la varilla y ciertos factores referentes a las propiedades de los materiales utilizados, en la sección de barras y alambre corrugado en tracción, la longitud de desarrollo estará dada por:

Figura 3.1.16.1

Longitud de desarrollo a tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslape no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento</p> <p>o</p> <p>espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslape no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b</p>	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Nota. Elaborado por ACI 318-19, (2019)

Y los factores de modificación para la longitud de desarrollo se las obtiene de la siguiente figura:

Figura 3.1.16.2

Factores de modificación según sus condiciones

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

Nota. Elaborado por ACI 318-19, (2019).

Un ejemplo representativo se tiene para las vigas, en donde se recopilaron los siguientes datos:

Tabla 3.1.16.1

Propiedades y factores de los materiales para l_d

Factores	Viga
ψ_e	1
ψ_t	1.3
λ	1
ϕ_{long} (mm)	16
f'_c (MPa)	30

$$\text{Fy (MPa)} \quad 412$$

Nota. Elaboración propia.

Como es una barra menor a 19 mm, se escoge la siguiente expresión:

$$ld = \frac{fy * \psi e * \psi t}{2.1 * \lambda * \sqrt{f'c}} * db \quad (3.103)$$

Obteniendo una longitud de desarrollo de:

$$ld = \frac{412 * 1 * 1.3}{2.1 * 1 * \sqrt{30}} * 16 = 0.75 \text{ m}$$

Así mismo se calcularon las longitudes de desarrollo para los demás elementos estructurales, verificando el diámetro de la varilla y colocando longitudes fáciles de colocar en obra. Para los muros en ambos sentidos y para las losas se tiene que:

Tabla 3.1.16.2

Longitud de desarrollo para los demás elementos estructurales

	Longitud de desarrollo, ld							
	V sup	V inf	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Estac	Losa Cim
ψe	1	1	1	1	1	1	1	1
ψt	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
λ	1	1	1	1	1	1	1	1
Fy (MPa)	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c (MPa)	30	30	30	30	30	30	30	30
$\phi long$ (mm)	20	16	18	22	16	20	20	25
ld (m)	0.9	0.75	0.84	1.27	0.75	0.93	0.93	1.44
ld asumida (m)	0.9	0.75	0.95	1.5	0.95	0.95	0.95	1.5

Nota. Resultados de ld para elementos estructurales.

Para el ACI 318-19 la longitud de desarrollo en la sección crítica para diámetros de barras No. 10 a No. 36 terminadas con gancho estándar ldh de debe determinar mediante la siguiente formula:

$$ldh = \frac{fy}{5.14 * \lambda * \sqrt{f'c}} * db \quad (3.104)$$

Tal como se muestra en la imagen posterior:

Figura 3.1.16.3*Longitud de desarrollo en sección crítica*

18.8.5.1 Para diámetros de barras No. 10 a No. 36 terminadas con gancho estándar l_{dh} se debe determinar mediante la ecuación (18.8.5.1), pero l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre $10d_b$ y 190 mm para concreto liviano.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

El valor de λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo.

Unidades:

- MPa
- N
- mm

Nota. Elaborado por ACI 318, (2019).

Siguiendo el procedimiento, para la viga se tienen los siguientes valores:

Tabla 3.1.16.3*Factores y propiedades de viga*

Factores	Viga
λ	1
ϕ_{long} (mm)	16
f'_c (MPa)	30
F_y (MPa)	412

Nota. Elaboración propia.

En donde la longitud de desarrollo en la sección crítica es:

$$l_{dh} = \frac{412}{5.14 * 1 * \sqrt{30}} * 16 = 0.22m \approx 0.25m$$

Se sigue el mismo procedimiento para los demás elementos estructurales.


Tabla 3.1.16.4*Longitudes en los demás elementos estructurales*

Longitud de desarrollo, ldh (sección crítica)								
	V sup	V inf	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Sup	Losa Inf
λ	1	1	1	1	1	1	1	1
Fy (MPa)	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c (MPa)	30	30	30	30	30	30	30	30
$\phi long$ (mm)	20	16	18	22	16	20	20	25
ldh (m)	0.28	0.22	0.25	0.31	0.22	0.28	0.28	0.35
ldh asumida (m)	0.25	0.25	0.25	0.35	0.25	0.35	0.35	0.35

Nota. Resultados de ldh para elementos estructurales.

Para diseñar la geometría del gancho estándar a 90°, la ACI 318 propone las siguientes ecuaciones en base al diámetro de la varilla:

Figura 3.1.16.4*Geometría de gancho estándar***Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción**

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

Nota. Elaborada por el ACI 318, (2019).

Como las varillas no exceden el No. 25 en los elementos estructurales, se usará el siguiente diámetro interior de doblado para las vigas:

$$d_{int} = 6 * d_b$$

$$d_{int} = 6 * 16\text{mm} = 96\text{ mm}$$

Y extensión recta es igual a:

$$\ell_{ext} = 12 * d_b$$

$$\ell_{ext} = 12 * 16\text{ mm} = 192\text{ mm}$$

Teniendo así una longitud total de gancho de:

$$longTotal = db + \left(\frac{dint}{2}\right) + lext$$

$$longTotal = 16 \text{ mm} + \left(\frac{96}{2}\right) + 192 = 256 \text{ mm} \approx 0.25\text{m}$$

Siguiendo el mismo procedimiento para los demás elementos estructurales y optando por una longitud fácil de realizar en obra.

Tabla 3.1.16.5

Dext., Dint para elementos estructurales

Longitud de gancho y diámetro de doblad, lext								
	V sup	V inf	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Sup	Losa Inf
Fy (MPa)	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c (MPa)	30	30	30	30	30	30	30	30
Ølong	20	16	18	22	18	22	20	25
Dint (mm)	120	96	108	132	108	132	120	150
lext (mm)	240	192	216	264	216	264	240	300
Long total gancho (mm)	320	256	288	352	288	352	320	400
Gancho asum. (m)	0.35	0.25	0.30	0.35	0.30	0.35	0.35	0.40

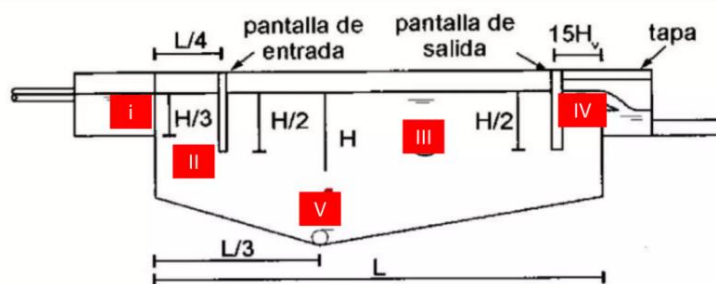
Nota. Resultados de gancho para elementos estructurales.

3.1.17 Diseño de decantador

Ya efectuadas las verificaciones de espesores, momentos, cortantes, deflexiones, acero y separaciones, se lleva a cabo el diseño del decantador que tendrá el reservorio, para remover las partículas que vienen suspendidas en el agua residual.

Figura 3.1.17.1

Zonas de un decantador



Zona I: Camara de quietamiento
Zona II: Entrada al desarenador
Zona III: Sedimentación
Zona IV: Salida del desarenador
Zona V: Almacenamiento de lodos

Nota. Elaborado por (Sotelo, 2023)

Se consideran para el diseño las zonas II, III y V (Ver Figura 3.1.16.1), puesto que, el propósito del decantador es efectuar la sedimentación de los sólidos y el almacenamiento de lodos para luego removerlos.

Previamente, para asegurar que el reservorio funcione eficazmente como sedimentador, se deben tener en cuenta ciertas consideraciones hidráulicas iniciales. Una de las principales es que la velocidad de entrada del agua depurada al reservorio sea de 0.6 m/s, lo cual facilitaría la sedimentación al mantener una velocidad baja. Esto permite que las partículas en suspensión tengan tiempo suficiente para asentarse en el fondo del reservorio.

Se estima que la eficiencia esperada de remoción sea de un 60%, con el objetivo de sedimentar los sólidos suspendidos y evitar problemas al momento de distribuir el agua en las zonas verdes. También se debe considerar que el tiempo de retención hidráulica (TRH) esté entre 1.5 a 3 horas. (Mastahinich, 2009).

Para el almacenamiento y uso del agua depurada se propone un sistema de bombeo que trabaje en horarios estratégicos. Se realizará el bombeo en la tarde y noche cuando las actividades en el campus disminuyan, con el propósito de que las partículas sedimentadas

se retengan hasta el día siguiente y así distribuir el agua de manera más eficiente para el riego de áreas verdes.

Para el diseño de pantalla o la pared que va a retener las partículas se establece que su altura sea la mitad del tirante del agua.

$$H_p = \frac{h_w}{2} \quad (3.105)$$

En donde h_w es la altura del agua.

$$H_p = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

Entonces la pared de mampostería para decantar las partículas suspendidas tendrá una altura desde la losa, considerando el borde libre y la altura de la pared, al estar apoyado con 2 vigas, estas se adhieren al muro por lo cual, la altura correspondiente es:

$$H_{Tp} = BL + H_p - (h_{viga-sup} - e_{losa-sup}) - h_{viga-mampostería}$$

$$H_{Tp} = 1.50 + 0.7 - (0.8 - 0.3) - 0.65 = 1.05 \text{ m}$$

Por lo tanto, la altura del muro de mampostería corresponde a 1.05 m.

La longitud a la que estará la pantalla es a 3 m donde se encuentra la viga que servirá de apoyo para conectar la pared.

Para el almacenamiento de los lodos producidos, se diseñará una pendiente del 1% en la losa inferior del tanque de almacenamiento hacia el cárcamo. Esta inclinación facilitará la acumulación de los lodos generados por el sedimentador y permitirá realizar el mantenimiento necesario de manera eficiente, por lo que se establece que se realice operación y mantenimiento cada 3 meses.

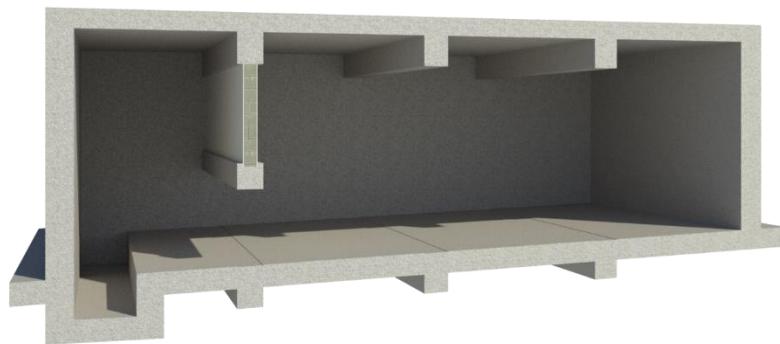
El agua captada previamente es depurada por una planta de tratamiento, lo cual reduce significativamente la generación lodos y las rejillas de la planta retienen la mayor parte de las partículas. Esto disminuye la carga de sedimentos que el decantador del reservorio debe manejar. Por esta razón, el decantador se ha diseñado para gestionar una menor cantidad de partículas remanentes; por otra parte, se estima que la generación de

lodos en esta represente solo el 10% de la altura total del agua almacenada, lo que equivale a una profundidad de lodos de aproximadamente 30 cm.

Con base a lo expuesto, se tiene el siguiente esquema visto en corte para el decantador:

Figura 3.1.17.2

Vista lateral en corte el decantador

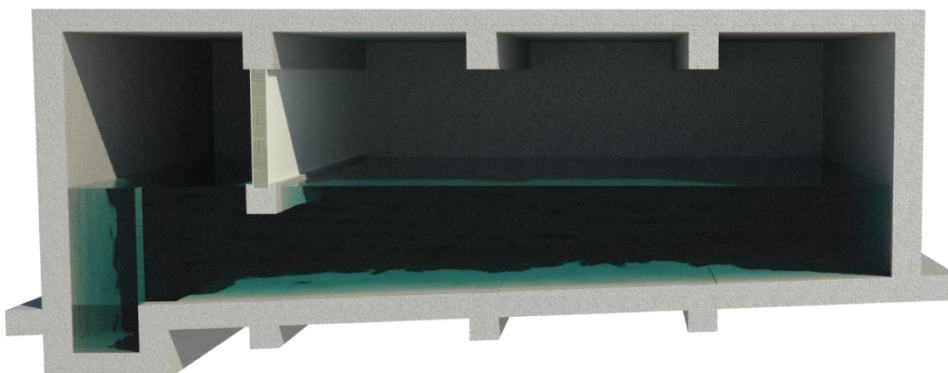


Nota. Elaborado en Revit

Al momento de actuar en el almacenamiento de agua, se presenta de la siguiente manera:

Figura 3.1.17.3

Vista lateral del decantador



Nota. Elaborado en Revit

3.2 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas son un conjunto de indicaciones definidos en el proyecto, el cual detalla de manera importante y desglosada los que se requiere a lo largo de la construcción. Forman una guía para los análisis de precios unitarios y el presupuesto de la obra.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Diseño de Reservoirio Enterrado

PROY-01 Trazado y replanteo

Descripción

El trazado en el terreno implica marcar y verificar las longitudes y niveles según los planos arquitectónicos o las indicaciones del fiscalizador en el lugar donde se realizarán los trabajos. Esta actividad es esencial antes de iniciar la construcción o la elevación de paredes y otros elementos arquitectónicos.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Cuartón semiduro
- Tira semidura
- Clavos de 2 " a 3 1/2"

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)
- Equipo topográfico

Procedimiento de trabajo:

El trazado y replanteo del terreno es un paso fundamental en la construcción y topografía. Comienza con la revisión de los documentos, estableciendo puntos de control fijos y configurando los instrumentos topográficos necesarios. Se lleva a cabo un levantamiento detallado del terreno, y con la información obtenida, se diseña la disposición de las estructuras. Los puntos clave en el terreno se marcan con precisión utilizando estacas o clavos, y se ajusta la elevación conforme al diseño. La verificación continua de las dimensiones y los controles de calidad aseguran la exactitud del trabajo. Una comunicación efectiva con el equipo de construcción y una documentación exhaustiva son vitales antes de concluir el proceso.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

No aplica

Garantías:

No aplica

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Topógrafo 2: título experiencia mayor a 5 años (Estr.Oc.C1)
- Cadenero (Estr. Oc. D2)
- Carpintero (Estr. Oc. D2)
- Peón (Estr. Oc. E2)

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La medición se realizará en metros (**m2**) efectivamente ejecutados, de acuerdo con los planos y aceptados por el fiscalizador.

Forma de pago:

El pago se efectuará por metro cuadrado (m²) realizado conforme a las especificaciones técnicas, y deberá ser aprobado previamente por la fiscalización. El precio unitario incluye la compensación total por el trazado de la superficie, el suministro de materiales, transporte, almacenamiento, manipulación, reparaciones, herramientas menores, mano de obra y todas las actividades necesarias para completar los trabajos satisfactoriamente según el criterio del fiscalizador.

Capítulo 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto

El estudio ambiental del diseño estructural de un reservorio subterráneo de agua en el campus Gustavo Galindo de la ESPOL pretende evaluar y mitigar los posibles efectos negativos que la construcción y operación de este reservorio pueda tener sobre el medio ambiente. Es fundamental garantizar que el proyecto se alinee con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS), específicamente con los ODS 6 "Agua limpia y Saneamiento" y ODS 9 "Industria, Innovación e Infraestructura". (Ver Figura 2.2.1.1)

En el ODS 6, el proyecto busca garantizar la disponibilidad y gestión sostenible del agua mediante la reutilización del agua depurada proveniente de la planta de tratamiento. Fomentando un uso eficiente del recurso hídrico que contribuye a la conservación del agua limpia y a su reutilización.

Para el ODS 9, la construcción del reservorio promueve la infraestructura resiliente y la innovación tecnológica para el manejo del agua, contribuyendo al desarrollo sostenible del campus. Asegurando que la infraestructura sea segura, eficiente y sostenible, reduciendo la huella de carbono y el impacto ambiental a largo plazo.

La construcción de la infraestructura se realizará en la parte inferior del coliseo nuevo, se utilizará maquinaria para la excavación afectando las áreas circundantes. En la obra se empleará hormigón, acero y maquinarias, priorizando materiales de construcción reciclados y naturales cuando sea posible, así como las autorizaciones pertinentes para aprovechar los recursos de la zona.

Se implementará un monitoreo para evaluar los impactos ambientales durante y después de la construcción del reservorio, analizando la calidad del aire, la flora y el suelo. Estos impactos

son causados por los desechos sólidos, gases de maquinaria pesada, desgaste del suelo y el agua contaminada, generados durante su ejecución considerando las fases de construcción, funcionamiento y abandono; estableciendo etapas preliminares como la ubicación del reservorio, capacidad de abastecimiento y selección de materiales de construcción.

4.2 Línea base ambiental

Dado que la ubicación geográfica del proyecto no coincide con hábitats de fauna, no se anticipa un impacto negativo sobre la vida animal; sin embargo, la vegetación circundante podría verse afectada. Aunque el sitio específico del proyecto carece de vegetación significativa, las actividades relacionadas con el movimiento de tierra y otras intervenciones pueden llevar a la remoción de áreas verdes en los alrededores. En esta sección se evaluarán los posibles impactos ambientales derivados de la ejecución del proyecto.

En el medio fisicoquímico, se han detectado emisiones y contaminación auditiva de las maquinarias pesadas, lo cual afecta directamente la calidad del aire durante la construcción. También, la estabilidad del suelo y del talud estarán comprometidas, lo que aumenta el riesgo de contaminación por residuos y erosión.

En el medio físico-biótico, la fauna es un elemento importante para considerar. La construcción de la infraestructura provocará una alteración y pérdida de la vegetación circundante, representando un impacto significativo en el entorno.

En cuanto al medio humano, se consideran los factores sociales y económicos. Durante la construcción, los trabajadores estarán expuestos a riesgos laborales. Sin embargo, el tanque y el sistema de distribución de agua pueden garantizar el confort, la estética y el bienestar de las áreas delimitadas del campus, manteniendo las zonas verdes irrigadas. Además, el proyecto presenta oportunidades laborales y el uso de agua tratada reducirá los costos de consumo de agua potable y su dependencia al utilizar una fuente local.

A continuación, se presenta una tabla representativa que resume el estado actual del medio, los elementos y los factores que podrían verse afectados durante la ejecución de la obra:

Tabla 3.1.17.1

Árbol de factores para el diseño de un reservorio de agua para áreas verdes

Medio	Elemento	Factor
Fisicoquímico	Aire	Emisiones de maquinarias
		Calidad del aire
		Contaminación auditiva
Físico-biótico	Tierra-Suelo	Erosión
		Estabilidad del suelo
		Estabilidad de talud
		Contaminación por residuos
Físico-biótico	Flora	Alteración de la vegetación
		Pérdida de flora
Humano	Social	Exposición a peligros durante la construcción
		Confort del campus
		Estética del campus
		Bienestar
		Empleo
Humano	Económico	Costo del agua sostenible
		Reducción costos operativos
	Recursos Naturales	Uso agua depurada

Nota. Factores que influyen en la ejecución del proyecto.

4.3 Actividades del proyecto

Con el objetivo de realizar el reservorio de agua de hormigón armado, se deben considerar las fases de construcción, funcionamiento y abandono, realizando las actividades que se requieren. por lo que para la construcción se disponen las siguientes funciones:

- Desalojo de pavimento adoquinado, base, subbase y subrasante del parqueadero para la construcción del tanque de almacenamiento que produce residuos que deben ser removidos, generando contaminación auditiva y contaminación del aire al transportarse.
- Movimiento de tierra y montaje con maquinaria pesada para realizar la excavación y compactación del terreno, lo cual produce CO₂ que contamina el aire, además de levantar polvo y generar contaminación auditiva, afectando a la vegetación.

- Desechos de materiales de construcción, como alambre, cabos, clavos, madera, hormigón, etc. así como los desechos de corte producidos por la excavación que deben ser removidos. Esto puede afectar al suelo, impactando en la construcción y la fertilidad del terreno adyacente.
- Realización y desmontaje de estructuras temporales como encofrados, cerramientos y acometidas que producen residuos excesivos afectando el entorno del lugar al ser desechados a zonas cercanas.
- Acabados como pintura, recubrimientos y aditivos para la impermeabilización de la estructura contienen químicos que afectan la calidad del aire.
- Acabados como pinturas, recubrimientos y aditivos utilizados para la impermeabilización de la infraestructura contienen químicos que afectan la calidad del aire y suelo.
- Rehabilitación del terreno circundante afectado.

Para la fase de funcionamiento se establecen las siguientes actividades:

- Generación de contaminantes producido por los materiales y maquinarias utilizadas.
- Limpieza del reservorio por la generación de sólidos suspendidos retenidos al fondo de la estructura al captar el agua depurada.
- Control de cualquier tipo de infiltración que pueda tener el reservorio para corregirse y que no afecte el sistema.
- Seguimiento y monitoreo del agua almacenada en el reservorio para prevenir posibles taponamientos y fugas que afecten el funcionamiento del sistema, manteniendo eficiente la distribución del agua.
- Mantenimiento del tanque de almacenamiento utilizando impermeabilizantes para evitar daños en la estructura del tanque que perjudiquen gravemente la estructura y su funcionamiento.

En cuanto a la fase de abandono se establece lo siguiente:

- Demolición de la infraestructura que ocasiona una gran cantidad de desperdicios del hormigón, que deben ser removido con maquinaria pesada, además de producir polvo que afecta al entorno y el aire. Este proceso genera contaminación auditiva y ambiental en el proceso de derribamiento.

4.4 Identificación de impactos ambientales

La Evaluación de Impacto Ambiental busca identificar y mitigar los efectos adversos dentro del medio ambiente mediante la valoración de los efectos significativos de un proyecto o propuesta (The Scottish Government, 2022), en este caso, generada por el proyecto de construcción del reservorio enterrado. Para la identificación de los impactos ambientales que pueden presentarse dentro de proyecto, se usó el método de lista de revisión.

Este método es conocido por ser una herramienta accesible y eficiente para la evaluación de posibles impactos ambientales, ha sido adoptado y refinados por organismos internacionales como la Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza (IUCN) y diversos gobiernos a nivel mundial (Babu, 2016).

La lista de revisión identifica posibles impactos ambientales a través de una lista estructurada y los clasifica mediante distintas características, que entre las más importantes se encuentra la duración, extensión y severidad de estos impactos ambientales que se puedan suscitar en el proyecto (Sikdar, 2021). Empezando así un juicio de valor con respecto a las variables seleccionadas con el fin de obtener un panorama más claro con respecto a la interacción del proyecto con el medio ambiente.

En la clasificación del juicio de valor para impactos ambientales, se utilizó una clasificación simple y directa, en donde López (2013) presenta la siguiente definición para las diferentes variables:

Contaminación de las aguas	X	X		X	X	X	X	Severo
Erosión del suelo	X	X		X	X	X	X	Crítico
Pérdida de vegetación	X	X		X	X	X	X	Moderado
Pérdida de hábitats	X		X	X	X	X	X	Severo
Fragmentación de hábitats	X		X	X		X	X	Crítico
Calidad del suelo	X	X		X	X	X	X	Moderado
Nivel freático	X		X	X	X		X	Crítico
Riesgo de incendios	X	X		X	X	X	X	Moderado
Empleo	X		X	X	X	X	X	Positivo
Nivel de ruido	X	X		X	X	X	X	Moderado
Escorrentía y sedimentación	X	X		X	X	X	X	Moderado

Nota. Impactos ambientales valorados mediante un juicio de valor.

Como se visualizó con antelación, el proyecto consta de 3 fases constructiva, de donde se detectó las variables de impacto ambiental propuestos para el proyecto de construcción.

Tabla 3.1.17.3.1.17.3

Variables de impacto ambiental en las fases de construcción

Fase constructiva	Variable de Impacto ambiental
Construcción	Calidad de aire, ruido, contaminación de las aguas, erosión del suelo, pérdida de vegetación, pérdida de hábitats, calidad del suelo, nivel freático, riesgo de incendios, empleo, escorrentía y sedimentación
Funcionamiento	Calidad del aire, contaminación de las aguas, nivel freático, calidad del suelo, Empleo.
Abandono	Calidad del aire, ruido, contaminación de las aguas, erosión del suelo, perdida de vegetación, perdida de hábitats, fragmentación de hábitat, calidad del suelo, nivel freático, riesgo de incendios, escorrentía y sedimentación.

Nota. Variables de impacto ambiental acorde a su fase constructiva.

Como se visualiza en la tabla de los impactos ambientales, la construcción del reservorio va a tener distintos impactos dentro del medio ambiente, basado en su localización se tienen como

principales variables las fragmentaciones de los hábitats circundantes, además de la afectación del suelo y agua. Cada uno de los criterios se clasifican en base a una visión integral de los posibles efectos dentro del ecosistema.

Como primer punto, se tiene que la calidad del aire puede verse afectado durante este tipo de construcción debido a las emisiones elevadas de polvo y gases con respecto a los equipos de construcción, pudiendo verse afectados en salud, los trabajadores y personas que se encuentren en los alrededores de la construcción (Damián Hernández et al., 2000).

Para el ámbito de la contaminación de las aguas, las actividades de la excavación y movimiento de tierras aumenta la sedimentación y turbidez en los cuerpos de agua cercanos, así como un derrame accidental de cualquier tipo de producto químico puede llegar a contaminar las aguas superficiales y subterráneas cercanas al lugar de trabajo (Enshassi et al., 2014). Así como para el nivel freático, las infraestructuras subterráneas alteran el flujo natural de las aguas subterráneas, ocasionando un “efecto-barrera” producido por la estructura afectando la recarga y drenaje de los acuíferos (Pujades et al., 2012).

Por otro lado, las estructuras subterráneas, causan un problema al suelo debido a las actividades a realizar, como, la excavación, desmonte y movimiento de tierras, hacen que aumente la erosión del suelo y produzca una pérdida significativa de cubierta vegetal, además afectando a la fauna del lugar, debido que a medida que se va avanzando en las etapas de construcción llega a darse la destrucción de la hábitats de animales silvestres, provocando la irrupción en la calidad de vida de los animales que se encuentren a sus alrededores, con lo cual produce una fragmentación en los hábitats reduciendo la biodiversidad local (Enshassi et al., 2014).

Como resultado de lo expuesto y con base en la tabla de impactos ambiental, la contaminación de las aguas llega a generar un problema crítico para el ecosistema, además de los problemas encontrados hacia la fauna y flora del lugar presentadas como crítico para el ambiente.

4.5 Valoración de impactos ambientales

Dentro de la Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) valorar los distintos impactos ambientales que se reconocieron dentro del proyecto de construcción, implica un análisis detallado, que para este apartado se realizará de forma cualitativa, representando la importancia del impacto mediante distintas variables normalizadas correspondientes a las características de cada una de ellas.

Detallando esta valoración para cada uno de estos impactos, se utilizan las siguientes fórmulas que según Boris (2020) se utilizan para calcular el índice de importancia y el valor de impacto ambiental que tiene cada una de ellas, con lo cual tenemos que:

$$Imp = (We \times E) + (Wd \times D) + (Wr \times R) \quad (4.1)$$

Donde:

Imp = Valor de importancia del impacto ambiental

E = Valor de extensión We = Peso de extensión

D = Valor de duración Wd = Peso de duración

R = Valor de reversibilidad Wr = Peso de reversibilidad

Tomando en consideración que $We + Wd + Wr = 1$ y los valores de los factores de ponderación son tomados a criterio de la investigación pertinente.

Y con el fin de conocer el valor del impacto ya normalizado, se tiene lo siguiente:

$$IA = \pm \sqrt{Imp \times |Mag|} \quad (4.2)$$

Donde:

IA = Valor normalizado del impacto ambiental

Mag = Valor de magnitud, (+) beneficioso, (-) perjudicial

Para lo cual la escala en donde se tomarán los valores está descrita en puntajes del 1 al 10, considerando la extensión, duración y reversibilidad del proyecto de construcción (Boris, 2020).

Tabla 3.1.17.1*Escala de valoración cualitativa para clasificación del impacto ambiental*

Características	Puntaje				
	1	2.5	5	7.5	10
Extensión	Puntual	Particular	Local	Generalizada	Regional
Duración	Esporádica	Temporal	Periódica	Recurrente	Permanente
Reversibilidad	Completamente reversible	Medianamente reversible	Parcialmente irreversible	Medianamente irreversible	Completamente irreversible
Magnitud (incidencia sobre factor ambiental)	Poca incidencia		Mediana incidencia	Alta incidencia	

Nota. Puntaje de valoración para cada característica de impactos ambientales.

Con base a lo expuesto, se presenta la tabla calculando los valores de impacto ambiental del proyecto de construcción:

Tabla 3.1.17.2*Valoración de impactos ambientales para el diseño de reservorio de agua*

Variable	Extensión (E)	Duración (D)	Reversibilidad (R)	We	Wd	Wr	Valor de importancia (Imp)	Magnitud (Mag)	Impacto Ambiental (IA)
Calidad del aire	5	2.5	1	0.3	0.4	0.3	2.8	-2	-2.37
Ruido	1	2.5	1	0.2	0.5	0.3	1.75	-1	-1.32
Contaminación de las aguas	5	7.5	5	0.3	0.4	0.3	6	-5	-5.48
Nivel freático	5	7.5	5	0.3	0.4	0.3	6	-5	-5.48
Erosión del suelo	1	10	7.5	0.2	0.5	0.3	7.45	-5	-6.10
Pérdidas de vegetación	2.5	10	7.5	0.2	0.5	0.3	7.75	-7.5	-7.62
Pérdida de hábitats	1	10	7.5	0.2	0.5	0.3	7.45	-5	-6.10
Calidad del suelo	1	7.5	2.5	0.2	0.5	0.3	4.7	-5	-4.85
Riesgo de incendios	2	5	2.5	0.3	0.4	0.3	3.35	-3	-3.17
Empleo	3	3	1	0.3	0.4	0.3	2.4	2	2.19
Escorrentía y sedimentación	2.5	5	3.5	0.3	0.4	0.3	3.8	-4	-3.90

Nota. Puntaje para cada variable de impacto ambiental para el diseño del tanque de almacenamiento de agua.

Para clasificar cada uno de los valores obtenidos, se debe recurrir a la tabla que explica Boris (2020) en el trabajo de valoración de impacto ambiental, donde clasifica el resultado acorde a la magnitud, teniendo lo siguiente:

Tabla 3.1.17.3

Clasificación de variables de impacto ambiental

Clasificación del IA	Valor del índice del IA
Altamente significativo	$ IA \geq 6.5$
Significativo	$6.5 > IA \geq 4.5$
Despreciable	$ IA < 4.5$
Benéfico	$IA > 0$

Nota. Elaborado por (Boris, 2020).

Con relación a la tabla de valoración en impactos ambientales (IA), se visualiza que la pérdida de vegetación posee un valor altamente significativo de 7.62, siendo tomada en consideración como un daño ambiental debido a su larga duración y baja reversibilidad, llegando a indicar que la recuperación de la vegetación será difícil y lenta, requiriendo ciertas medidas de compensación para el daño.

Otra variable de impacto ambiental que va de la mano con la pérdida de vegetación es la erosión del suelo, junto a una IA se 6.1 llega a ser significativa su participación dentro los daños medio ambientales. La excavación y eliminación de cubierta vegetal provoca una erosión considerable en el suelo, aumentando así la sedimentación en cuerpos de agua cercanos al proyecto. Posee una alta duración y baja reversibilidad, indicando la necesidad de encontrar medidas de prevención para controlar la erosión del suelo.

Junto a ellas luce la variable de pérdida de hábitats, debido a la remoción de la vegetación más la erosión del suelo como consecuencia de ella, se verá afectado los hábitats de las especies que dependen de dicha vegetación, junto a un valor de IA de 6.1 es una de las variables que más se deben tener en consideración para realizar medidas de prevención.

Además, para este tipo de construcciones subterráneas, las variables de la contaminación de aguas y alteración de nivel freático se ven afectadas debido a la infiltración de distintas

sustancias nocivas al momento de estar en la fase constructiva, además colocando una infraestructura enterrada modifica el nivel freático afectando la calidad de las aguas.

4.6 Medidas de prevención/mitigación

Una vez conocidas las principales variables que se presentan como impactos ambientales, se toma en consideración un plan de manejo ambiental, con el fin de prevenir y mitigar los efectos de las variables ambientales presentadas acorde a las 3 fases de construcción del proyecto: construcción, funcionamiento y abandono.

La metodología que se utilizará para obtener las medidas acordes al proyecto y a los impactos ambientales constará de un PMA 5W + 2H, el cual presenta los siguientes puntos y su función en el proyecto; la medida a implementar, el impacto a reducir, actividades, recursos, responsables y costo de implementación.

Tabla 3.1.17.1

Medidas de prevención y mitigación en la fase de construcción

Fase de Construcción					
Impacto	Medida	Responsable	Momento de ejecución	Ubicación	Actividades y recursos
Calidad del aire	Control de polvo y emisiones	Supervisor ambiental, operario de máquina, equipo de control de polvo	Durante el desalojo y movimiento de tierras	Área de construcción	Aspersión de agua, mantenimiento de maquinaria
Contaminación de las aguas	Sistema de drenaje y contención de contaminantes	Ingeniero civil, operarios de instalación de sistemas de drenaje	Durante la construcción	Área de construcción	Área circundante al reservorio
Pérdida y fragmentación de hábitats	Creación de corredores ecológicos	Ingeniero ambiental, biólogos, operarios de construcción	Durante toda la construcción	Área circundante al reservorio	Diseño de corredores ecológicos, plantación de vegetación nativa, construcción

					de pasos de fauna
Calidad del suelo	Manejo de residuos sólidos	Supervisor ambiental, operarios de limpieza, transportistas de residuos	Continuamente	Área de construcción	Clasificación y transporte a vertederos
Pérdida de vegetación	Reforestación y Plantación Compensatoria	Ingeniero ambiental, jardineros, operarios de plantación	Final de la etapa constructiva	Área circundante al reservorio	Plantación de especies nativas, monitoreo del crecimiento y salud de las plantas

Nota. Medidas de mitigación para cada variable de impacto ambiental en la fase de construcción del reservorio.

Durante la construcción del reservorio, es crucial proteger tanto a los trabajadores de la planta de tratamiento como a los transeúntes. Para lograr esto, se deben implementar diversas medidas que ayuden a controlar y mitigar los impactos negativos de la construcción. Entre estas medidas, es fundamental gestionar el polvo y las emisiones para preservar la calidad del aire, así como establecer sistemas de drenaje y contención de contaminantes para prevenir la contaminación del agua. También es esencial crear corredores ecológicos para evitar la pérdida y fragmentación de hábitats. La correcta gestión de residuos sólidos es vital para mantener la calidad del suelo, y la reforestación junto con la plantación compensatoria, al final de la construcción, ayudarán a recuperar la vegetación afectada. Estas acciones son necesarias para proteger el entorno natural y asegurar un ambiente seguro y saludable tanto para los trabajadores como para la comunidad cercana.

Tabla 3.1.17.2

Medidas de prevención y mitigación en la fase de funcionamiento y abandono

Fase de Funcionamiento y Abandono					
Impacto	Medida	Responsable	Momento de ejecución	Ubicación	Actividades y recursos

Calidad del aire	Monitoreo de emisiones	Operador del reservorio, técnicos de monitoreo	Continuamente	Reservorio	Sistemas de monitoreo de calidad del aire
Nivel freático	Mantenimiento de impermeabilización	Ingeniero de mantenimiento, operarios de aplicación de impermeabilizantes	Periódicamente	Reservorio	Aplicación de impermeabilizantes
Calidad del suelo	Manejo de residuos de mantenimiento	Supervisor ambiental, operarios de limpieza, transportistas de residuos	Continuamente	Reservorio	Clasificación y transporte a vertederos
	Uso de barreras acústicas	Operarios de demolición y de instalación de barreras	Durante demolición de estructuras temporales	Área de construcción	Instalación de barreras acústicas temporales
Calidad del suelo y agua	Manejo de residuos de demolición	Supervisor ambiental, operarios de limpieza, transportistas de residuos	Durante y después de la demolición	Área e construcción y vertederos autorizados	Clasificación y transporte a vertederos

Nota. Medidas de mitigación para cada variable de impacto ambiental en las fases de funcionamiento y desalojo del reservorio.

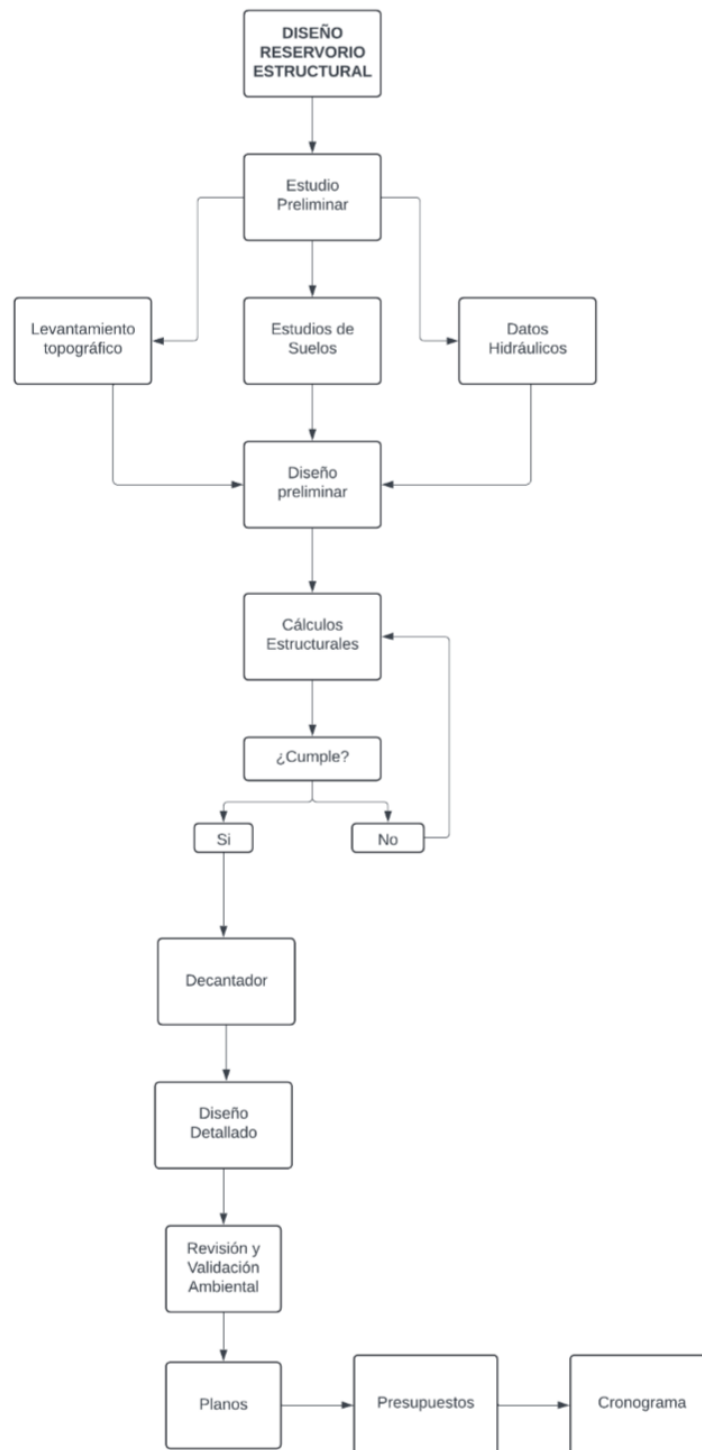
Capítulo 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura Desglosada de Trabajo

Figura 3.1.17.1

Diagrama esquematizado del proyecto



Nota. Metodología empleada para el proyecto del reservorio.

5.2 Rubros y análisis de precios unitarios (fusión)

El análisis de precios unitarios (APU) del proyecto se efectuó tomando en consideraciones los equipos, herramientas y mano de obra que se oferta en el mercado de la construcción. Tomando como ejemplo uno de los rubros realizados, se presenta el siguiente ya definido:

Figura 3.1.17.1

Análisis de precios unitarios para el rubro

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PRESUPUESTO - GENERAL					
RUBRO:	PROY-001			HOJA:	1
DETALLE:	Limpieza manual del terreno			DE:	24
				UNIDAD:	M2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.51210
SUBTOTAL M					\$ 0.51210
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	0.60000	\$2.79000
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	\$4.14	\$12.42	0.60000	\$7.45200
SUBTOTAL N					\$ 10.24200
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 10.75410
INDIRECTOS					20.00%
					\$ 2.15082
UTILIDAD					0.00%
					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 12.90492
VALOR OFERTADO					\$ 12.90

5.3 Descripción de cantidades de obra

Obtener las cantidades exactas para cada uno de los rubros, requiere la ayuda de softwares de modelamiento, como es el caso de este proyecto, se realizó un modelado arquitectónico y estructural del reservorio en Revit. Gracias a ello se logró cuantificar de manera más rápida las cantidades, como lo fue el volumen de hormigón de los elementos estructurales y el acero colocado.

Figura 3.1.17.1

Volumen de hormigón para contrafuertes

Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.12 m ³
Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.12 m ³
Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.15 m ³
Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.15 m ³
Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.19 m ³
Contra	1.70 m	0.40 m	3 m ²	1.18 m ³

Utilizar la función de tabla de cuantificación del programa permite obtener las cantidades solicitadas, así como las longitudes de varillas y demás parámetros.

El acero también fue obtenido del programa, aunque es necesario aumentar la longitud de desarrollo previamente calculada en el capítulo 3. Para ello se debe saber que, en el mercado, las varillas vienen en 3 medidas comerciales, como; 12 metros, 9 metros y 6 metros; y para el muro largo en el eje horizontal se requieren varillas de 12 metros de longitud, a eso se les debe sumar la longitud de desarrollo indicada por los cálculos, teniendo así la siguiente longitud:

$$L_{\text{varilla}} = 12 \text{ m} + 2 * 0.95 = 13.9 \text{ m}$$

Esta longitud es para una sola varilla del muro en el lado transversal, a ello se le debe contar el número de las varillas que caben en toda la sección, así obtener los metros totales de longitud que serán necesarios para la cuantificación de este rubro de acero. Sin olvidar que se deberá multiplicar por el peso en kg de la varilla.

5.4 Valoración integral del costo del proyecto

Acorde al presupuesto realizado, se obtuvo el siguiente presupuesto, que es igual a ciento treinta y nueve mil ciento treinta y nueve dólares con veinte centavos.

Figura 3.1.17.1
Presupuesto de obra

PRESUPUESTO - GENERAL							
ITEM	Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	% PESO	% VAE
PROY	OBRA CIVIL					100.00%	
	Trabajo preliminar						
PROY-001	Limpieza manual del terreno	M2	200.00	\$ 12.90	\$ 2,580.00	1.85%	100.00%
PROY-002	Desalojo de adoquin del terreno de construcción	M2	156.00	\$ 4.95	\$ 772.20	0.55%	100.00%
PROY-003	Replanteo y nivelación de ejes	M2	200.00	\$ 2.50	\$ 500.00	0.36%	79.84%
	Movimiento de tierras						
PROY-004	Excavación con maquinaria	M3	683.55	\$ 6.61	\$ 4,518.27	3.24%	27.40%
PROY-005	Desalojo de material con maquinaria	M3	683.55	\$ 3.16	\$ 2,160.02	1.55%	16.49%
	Cimentación						
PROY-006	Replanteo de hormigón simple 180 kg/cm ² , e=5 cm	M3	9.00	\$ 178.34	\$ 1,605.06	1.15%	97.22%
PROY-007	Hormigón para losa de cimentación 300 kg/cm ²	M3	60.00	\$ 258.63	\$ 15,517.80	11.14%	97.15%
PROY-008	Acero de refuerzo fy: 420 Mpa	KG	4,161.24	\$ 2.43	\$ 10,110.76	7.26%	96.89%
PROY-007-1	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	60.00	\$ 1.93	\$ 115.59	0.08%	100.00%
	Vigas						
PROY-009	Hormigón en vigas 300 kg/cm ²	M3	25.00	\$ 256.40	\$ 6,410.00	4.60%	97.58%
PROY-010	Acero de refuerzo vigas fy 420 Mpa	KG	5,370.19	\$ 2.43	\$ 13,049.56	9.37%	96.89%
PROY-009-1	Enlucido liso con impermeabilizante vigas, mortero 1:3	M2	25.00	\$ 1.93	\$ 48.16	0.03%	100.00%
	Muros						
PROY-011	Hormigón en muros 30 Mpa	M3	68.00	\$ 311.23	\$ 21,163.64	15.19%	94.69%
PROY-012	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	10,192.08	\$ 2.43	\$ 24,766.75	17.77%	96.89%
PROY-013	Enlucido liso con impermeabilizante en muros, mortero 1:3	M2	68.00	\$ 1.93	\$ 131.00	0.09%	100.00%
	Contrafuerzas						
PROY-014	Hormigón en contrafuertes 30 Mpa	M3	18.00	\$ 294.43	\$ 5,299.82	3.80%	94.39%
PROY-015	Acero de refuerzo contrafuerte fy 420 Mpa	KG	3,242.59	\$ 2.43	\$ 7,878.68	5.65%	96.89%
	Losa de estacionamiento						
PROY-016	Hormigón en losa de cubierta 30MPa	M3	40.00	\$ 258.63	\$ 10,345.20	7.42%	97.15%
PROY-017	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	2,663.28	\$ 2.43	\$ 6,471.77	4.64%	96.89%
	Albañilería						
PROY-018	Muro de bloques de hormigón	M2	16.00	\$ 31.79	\$ 508.64	0.37%	74.97%
PROY-018-1	Enlucido liso con impermeabilizante en muro de albañilería, mortero 1:3	M2	20.00	\$ 1.93	\$ 38.53	0.03%	100.00%
	Carpintería metálica						
PROY-019	Tapa metálica de acero inoxidable	U	1.00	\$ 343.38	\$ 343.38	0.25%	100.00%
PROY-020	Escalera marinera	U	1.00	\$ 284.77	\$ 284.77	0.20%	100.00%
	Trabajo final						
PROY-021	Relleno de material excavado	M3	144.00	\$ 26.13	\$ 3,762.72	2.70%	97.36%
PROY-022	Colocación de adoquines	M2	36.00	\$ 6.31	\$ 227.16	0.16%	100.00%
PROY-023	Desalojo de escombros	M2	40.00	\$ 3.95	\$ 158.00	0.11%	16.49%
PROY-024	Limpieza final de terreno	M3	200.00	\$ 2.87	\$ 574.00	0.41%	100.00%
VALOR TOTAL						\$ 139,341.49	100.00%

Nota. Elaborado en Excel

5.5 Cronograma de obra

El cronograma valorado de obra evidencia el seguimiento de la obra, en base a los valores totales de cada uno de los rubros. El uso del cronograma evidencia como se va a desarrollar la obra mediante las actividades y rubros que se definieron con anterioridad, así como se distribuye en la imagen posterior:

Figura 3.1.17.1

Cronograma valorado de obra

PRESUPUESTO - GENERAL						CRONOGRAMA VALORADO					
ITEM	Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA [MESES]					
PROY	OBRA CIVIL					MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6
	Trabajo preliminar										
PROY-001	Limpieza manual del terreno	M2	200.00	\$ 12.90	\$ 2,580.00	\$ 2,580.00					
PROY-002	Desdajo de adoquín del terreno de construcción	M2	156.00	\$ 4.95	\$ 772.20	\$ 772.20					
PROY-003	Replanteo y nivelación de ejes	M2	200.00	\$ 2.50	\$ 500.00	\$ 500.00					
	Movimiento de tierras										
PROY-004	Excavación con maquinaria	M3	683.55	\$ 6.61	\$ 4,518.27	\$ 4,518.27					
PROY-005	Desdajo de material con maquinaria	M3	683.55	\$ 3.16	\$ 2,160.02	\$ 2,160.02					
	Cimentación										
PROY-006	Replanteo de hormigón simple 180 kg/cm ² , e=5 cm	M3	9.00	\$ 178.34	\$ 1,605.06		\$ 1,605.06				
PROY-007	Hormigón para losa de cimentación 300 kg/cm ²	M3	60.00	\$ 258.63	\$ 15,517.80		\$ 15,517.80				
PROY-008	Acero de refuerzo fy: 420 Mpa	KG	4,161.24	\$ 2.43	\$ 10,110.76		\$ 10,110.76				
PROY-007-1	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	60.00	\$ 1.93	\$ 115.59			\$ 115.59			
	Vigas										
PROY-009	Hormigón en vigas 300 kg/cm ²	M3	25.00	\$ 256.40	\$ 6,410.00		\$ 2,136.67	\$ 2,136.67	\$ 2,136.67		
PROY-010	Acero de refuerzo vigas fy 420 Mpa	KG	5,370.19	\$ 2.43	\$ 13,049.56		\$ 4,349.85	\$ 4,349.85	\$ 4,349.85		
PROY-009-1	Enlucido liso con impermeabilizante vigas, mortero 1:3	M2	25.00	\$ 1.93	\$ 48.16		\$ 24.08			\$ 24.08	
	Muros										
PROY-011	Hormigón en muros 30 Mpa	M3	68.00	\$ 311.23	\$ 21,163.64			\$ 21,163.64			
PROY-012	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	10,192.08	\$ 2.43	\$ 24,766.75			\$ 24,766.75			
PROY-013	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	68.00	\$ 1.93	\$ 131.00				\$ 131.00		
	Contrafuerles										
PROY-014	Hormigón en contrafuerles 30 Mpa	M3	18.00	\$ 294.43	\$ 5,299.82			\$ 5,299.82			
PROY-015	Acero de refuerzo contrafuerle fy 420 Mpa	KG	3,242.59	\$ 2.43	\$ 7,878.68			\$ 7,878.68			
	Losa de estacionamiento										
PROY-016	Hormigón en losa de cubierta 30MPa	M3	40.00	\$ 258.63	\$ 10,345.20				\$ 10,345.20		
PROY-017	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	2,663.28	\$ 2.43	\$ 6,471.77				\$ 6,471.77		
	Albañilería										
PROY-018	Muro de bloques de hormigón	M2	16.00	\$ 31.79	\$ 508.64					\$ 508.64	
PROY-018-1	Enlucido liso con impermeabilizante en muro de albañilería, mortero 1:3	M2	20.00	\$ 1.93	\$ 38.53						
	Carpintería metálica										
PROY-019	Tapa metálica de acero inoxidable	U	1.00	\$ 343.38	\$ 343.38					\$ 343.38	
PROY-020	Escalera metálica	U	1.00	\$ 284.77	\$ 284.77					\$ 284.77	
	Trabajo Final										
PROY-021	Relleno de material excavado	M3	144.00	\$ 26.13	\$ 3,762.72						\$ 3,762.72
PROY-022	Colocación de adoquines	M2	36.00	\$ 6.31	\$ 227.16						\$ 227.16
PROY-023	Desdajo de escombros	M2	40.00	\$ 3.95	\$ 158.00						\$ 158.00
PROY-024	Limpieza final de terreno	M3	200.00	\$ 2.87	\$ 574.00						\$ 574.00

VALOR TOTAL	\$ 139,341.49
-------------	---------------

MONTO DE AVANCE PARCIAL	\$ 10,530.484	\$ 33,744.227	\$ 65,711.001	\$ 23,434.494	\$ 1,160.871	\$ 4,721.860
PORCENTAJE DE AVANCE PARCIAL [%]	7.54%	24.22%	47.16%	16.82%	0.83%	3.39%
MONTO DE AVANCE ACUMULADO [%]	\$ 10,530.484	\$ 44,274.71	\$ 109,985.71	\$ 133,420.20	\$ 134,581.08	\$ 139,302.94
PORCENTAJE DE AVANCE ACUMULADO [%]	8%	32%	79%	96%	97%	100%

Capítulo 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Concluido el proyecto de investigación, se logran visualizar las distintas conclusiones obtenidas en base a los requerimientos iniciales en el proyecto. Centrándose en el diseño estructural de un reservorio enterrado, que cumpla con todos los requisitos de seguridad y buen funcionamiento, esto destinado a mejorar el sistema de riego actual de determinadas áreas verdes en el campus. Este proyecto responde a la necesidad de optimizar el uso del agua tratada en la planta de tratamiento en ESPOL, reduciendo la dependencia de fuentes externas y los costos operativos asociados al uso del agua potable destinado al riego.

Como primer punto, se tuvo que evaluar las propiedades físicas del suelo, en donde se realizaron dos calicatas en la zona de estudio. Con el fin de conocer que tipo de suelo es con el que se está trabajando, se realizaron distintas pruebas de laboratorio como, granulometría, límites de Atterberg y corte directo. Lo cual arrojó que el suelo en donde se deberá trabajar en una arena arcillosa, con propiedades mecánicas de 6.0 de cohesión y 24 grados de fricción interna, también fue importante para verificar la estabilidad del talud cercano con el programa Slide, arrojando que el factor de seguridad para la estabilidad era mayor a 1.5, confirmando lo que dice la NEC para factores de seguridad de taludes cercanos.

Se logró dimensionar los elementos estructurales necesarios para el reservorio, con la ayuda de la normativa ACI 350.03-06, ACI 318 y NEC 215. Obteniendo un análisis estático y dinámico de las fuerzas que se presentan en el tanque, la normativa ACI 350 brinda una guía de como modelar las fuerzas, y con el programa de modelación SAP2000 se obtuvieron las fuerzas y momentos últimos para asegurar la resistencia ultima de los elementos estructurales. Además de las cargas dinámicas, como la superficie es una losa de estacionamiento, se verificaron diferentes casos de cargas de vehículos y se procedió a corroborar la resistencia necesaria para cada uno de los elementos.

Se tomó la opción de utilizar contrafuertes en los lados largos del reservorio, con el fin de aumentar la estabilidad del tanque y resistir las fuerzas laterales como la presión del agua y del suelo. Además, para la losa se colocaron vigas peraltadas para soportar el peso de dicha losa, haciendo que el contrafuerte actúe también como una columna, soportando el peso de las vigas.

También se optó por colocar vigas peraltadas en el fondo de la losa, haciendo que la losa de cimentación no cargue con todo el peso del agua presente.

Durante la construcción del reservorio subterráneo en el campus Gustavo Galindo de la ESPOL, se han identificado tres impactos ambientales clave. Primero, la pérdida significativa de vegetación afectará negativamente la flora y la calidad del entorno natural, siendo un impacto de larga duración y difícilmente reversible. Segundo, las actividades de excavación y movimiento de tierras causarán una erosión considerable del suelo, lo que podría llevar a la sedimentación en cuerpos de agua cercanos, comprometiendo la calidad del agua y la estabilidad del suelo.

A pesar de estos desafíos, el proyecto del reservorio subterráneo ofrece importantes beneficios, como el fomento de un uso más eficiente y sostenible del agua, alineado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) 6 y 9. Reutilizando el agua tratada de la planta, la infraestructura promoverá el desarrollo sostenible del campus, asegurando un suministro de agua confiable para riego y reduciendo la dependencia de fuentes externas. Además, el proyecto generará nuevas oportunidades laborales y reducirá los costos operativos relacionados con el consumo de agua potable.

Sin embargo, se presentan limitaciones como el riesgo de deslizamientos y erosión debido a la inestabilidad del talud, y las molestias a los estudiantes en áreas deportivas debido al ruido y la contaminación del aire. La construcción optimizará el uso del espacio sin afectar visualmente el paisaje, permitiendo utilizar el terreno como estacionamiento.

Para mitigar estos impactos, se recomienda implementar un Plan de Manejo Ambiental (PMA), que incluya actividades de reforestación, control de erosión con barreras físicas y

vegetación de cobertura, y medidas de mitigación para el control de polvo, manejo de residuos, y uso de barreras acústicas durante la construcción y operación del reservorio.

6.2 Recomendaciones

Culminado con éxito el proyecto de investigación, se mencionan ciertas recomendaciones que se pueden llevar a cabo al momento de la ejecución de la obra, o incluso durante de la misma:

- Conociendo que el tanque de almacenamiento servirá como suministro para regar las áreas verdes de zonas determinadas en el campus (el parterre desde el edificio 9H hasta el terminal de buses de la ESOL), es oportuno acoplar una línea de aspersión para dichas zonas, con el fin de que el riego sea continuo y garantice las condiciones necesarias para que siga en funcionamiento.
- Tomando en consideración la ubicación del proyecto, se recomienda diseñar un plan de medidas correctivas para reestablecer la fauna y la flora que se logre ver afectada por el proyecto de construcción, y a su vez reduciendo el impacto negativo hacia el medio ambiente.
- Como el agua recolectada hacia el reservorio es tratada, se diseñó un sistema de decantación, con lo cual cada mes generará lodos dentro del reservorio. Es adecuado realizar un mantenimiento de limpieza de cada tres meses, con el fin de no acumular una gran cantidad de lodos en el fondo del tanque.
- Además, es fundamental asignar una bomba especializada para el ingreso de agua al tanque, ya que el agua tratada que se recibe contiene varios sólidos suspendidos. Es crucial identificar el tipo de sólidos presentes para seleccionar la bomba adecuada que no se vea afectada o dañada. Se recomienda también identificar qué tipo de sólidos suspendidos pueden generarse en la planta de tratamiento.

Referencias

- Abdulla, F. (2020). Rainwater harvesting in Jordan: potential water saving, optimal tank sizing and economic analysis. *Urban Water Journal*, 17(5), 446–456.
<https://doi.org/10.1080/1573062X.2019.1648530>
- Agüero, R. (2005). GUÍAS PARA EL DISEÑO DE RESERVORIOS ELEVADOS DE AGUA POTABLE.
https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005c%20Revervorios%20elevados.pdf
- Alarcón Torres, G. A. (2024). Diseño de un tanque horizontal enterrado de plástico reforzado con fibra de vidrio de 10 000 galones de capacidad para el almacenamiento de hidrocarburos, utilizando la técnica de fabricación de fibra tejida. Repositorio Institucional - UTP. <http://repositorio.utp.edu.pe/handle/20.500.12867/8834>
- Andrady, A. (2003). *Plastics and the Environment*. Wiley.
- Aquaplas. (2023). ¿Cuánto cuesta un tanque industrial? .
- Babu, S. (2016, November 12). Checklists in Environmental Impact Assessment. Eco-IntelligentTM. <https://eco-intelligent.com/2016/11/12/checklists-in-environmental-impact-assessment/>
- Belenguer Sierra, M. (2022). Las áreas verdes como estrategia de enseñanza-aprendizaje en Educación Primaria. 7–9. <https://uvadoc.uva.es/bitstream/handle/10324/57843/TFG-O-2200.pdf?sequence=1&isAllowed=y#:~:text=Las%20%C3%A1reas%20en%20las%20que,sensaci%C3%B3n%20de%20paz%20y%20tranquilidad.>
- Boris, T. (2020, August 2). Matriz de Leopold modificada impacto ambiental.
<https://ingenieriaambiental.net/matriz-de-leopold/>
- Brydson, J. A. (1999). *Plastics Materials*. Butterworth - Heinemann, 7th ed.
- Cedeño Chávez, H. E., & García Villavicencio, A. D. (2022). Diseño del sistema de riego para las áreas verdes en la zona de ingeniería de la ESPOL.
<http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/57902>
- Çengel Yunus, & Cimbali Jhon. (2014). *Fluid Mechanics: Fundamentals and Applications* (Third Edition). McGraw-Hill Education.
- Chin, D. (2006). *Water-Quality Engineering in Natural Systems*.
<http://www.amac.md/Biblioteca/data/28/14/10/36.2.pdf>
- Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (2021).

- CONAGUA. (2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. CONAGUA.
- Cosmos. (n.d.). Tanques de Fibra de Vidrio. Retrieved June 23, 2024, from <https://tanques-de-fibra-de-vidrio.com/>
- CP INEN. (1992). INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES. www.pdfactory.com
- Crawford, R. J., & Throne, J. (2002). Rotational Molding Technology.
- Cruz Cabrera, O. O., & Hidalgo Calva, K. M. (2021a). ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/52189>
- Cruz Cabrera, O. O., & Hidalgo Calva, K. M. (2021b). Plan Maestro de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y Pluvial para ESPOL. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/52189>
- CUSI ARROYO, L. A. (2019). Diseño Del Sistema De Abastecimiento De Agua Potable En El Centro Poblado Unión Alto Cenepa, 2019. Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote. <https://hdl.handle.net/20.500.13032/14943>
- Damián Hernández, S., Martínez, A., & Aguirre, J. M. (2000). IMPACTO AMBIENTAL DE PROYECTOS CARRTEROS. EFECTOS POR LA CONSTRUCCION Y OPERACIÓN DEL DRENAJE Y SUBDRENAJE. Instituto Mexicano de Transporte.
- Das, B. M. (1999). Fundamentos de ingeniería geotécnica Cuarta edición. <https://www.geologiaviva.info/wp-content/uploads/2022/01/fundamentos-de-ingenieria-geotecnica-BMD.pdf>
- Díaz Pérez, I. del C., & Vega Aguilar, A. (2021). Diseño de tanques de hormigón armado con barras de polímero reforzado con fibras de vidrio. In Scielo. http://scielo.sld.cu/scielo.php?pid=S1680-03382021000200003&script=sci_arttext
- Droste, R. (1997). Theory and practice of water and wastewater treatment (Santor Ken, Ed.). Jhon Wiley & Sons, Inc. https://ptabdata.blob.core.windows.net/files/2017/IPR2017-01468/v21_FWS1015%20-%20Droste.pdf
- Enshassi, A., Kochendoerfer, B., & Rizq, E. (2014). Evaluación de los impactos medioambientales de los proyectos de construcción. Revista Ingeniería de Construcción, 29(3), 234–254. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732014000300002>
- ESPOL. (n.d.). ¿Qué hacemos? | Escuela Superior Politécnica del Litoral. Retrieved June 22, 2024, from <https://www.espol.edu.ec/en/node/8989>

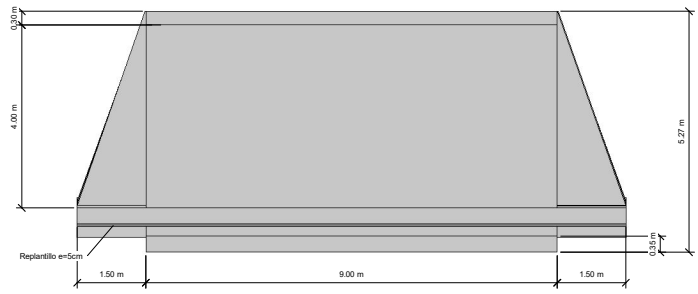
- Fernández Reynoso, D., Zamora Cruz, E., Barajas López, J., & Martínez Menes, M. (2013). Tanques de almacenamiento en concreto y mampostería. 1–1.
https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/SAGARPA%20s.f.%20Tanques%20de%20almacenamiento%20en%20concreto%20y%20mamposter%20C3%ADa.pdf
- Ferreiro, L. (2023). Diseño y desarrollo de un tanque y sus componente para el cultivo de macroalgas.
https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/394175/Memoria%20TFG_Ferreiro%20Mas%20c3%b3%2c%20Laura.pdf?sequence=3&isAllowed=y
- FRP Mocoat Fiberglass Ltd. (2023, December 15). Fiberglass Tank Price: Fiberglass Oil & Septic Tank Cost. <https://www.frpmfg.com/fiberglass-tank-price/>
- Gagg, C. R. (2014). Cement and concrete as an engineering material: An historic appraisal and case study analysis. *Engineering Failure Analysis*, 40, 114–140.
<https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2014.02.004>
- Gallegos, G. (2006). Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliver y muros con contrafuertes. <https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/handle/123456789/2206>
- GEDAR. (n.d.). Decantadores. Retrieved June 17, 2024, from <https://www.gedar.com/residuales/decantadores.htm>
- Ghateh, R., Kianoush, M. R., & Pogorzelski, W. (2015). Seismic response factors of reinforced concrete pedestal in elevated water tanks. *Engineering Structures*, 87, 32–46.
<https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2015.01.017>
- Holtz, R., Kovacs, W., & Sheahan, T. (2011). *An Introduction to Geotechnical Engineer*. Pearson.
- Hung, N. X., Bulgakov, B., Aleksandrova, O., & Pilipenko, A. (2023). Effect of mineral additives on the adherence strength of reinforced concrete with increased corrosion resistance. *E3S Web of Conferences*, 410. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202341001017>
- INEC. (2022). Censo Ecuador. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/estadisticas/>
- Konijnendijk, C., van den Bosch, M., Nielsen, A., & Maruthaveeran, S. (2013). Benefits of Urban Parks A systematic review - A Report for IFPRA.
- Lobo, R. (2021, April 29). ¿CÓMO HACER UN ANÁLISIS SÍSMICO DE TANQUES DE CONCRETO REFORZADO?
<https://www.midasoftware.com/latinoamerica/learning/hub/c%20C3%B3mo-hacer-un-an%20C3%A1lisis-s%20C3%ADsmico-de-tanques-de-concreto-reforzado.los-tanques-son-estructuras-dise%20C3%B1adas-para-almacenamiento-de-l%20C3%ADquidos-1617799090949>

- López, L. B. (2013). Estudio y evaluación de impacto ambiental en Ingeniería Civil.
<https://books.google.com.pe/books?id=cxanBAAAQBAJ&printsec=copyright#v=onepage&q&f=false>
- Lozano, W. (2012, October). Fundamentos de diseño de plantas depuradoras de aguas residuales.
https://www.researchgate.net/profile/William-Antonio-Lozano-Rivas/publication/298354134_Disen%C3%B3_de_Plantas_de_Tratamiento_de_Aguas_Residuales/inks/56e898e908ae9bcb3e1cd7f4/Diseno-de-Plantas-de-Tratamiento-de-Aguas-Residuales.pdf
- Mastahinich, N. (2009). Diseño e implementación para el tratamiento primario y secundario de agua de proceso de una industria de procesamiento de cereales.
<https://repositorio.uvg.edu.gt/xmlui/handle/123456789/1576>
- Mitchell, J., & Soga, K. (2005). James K. Mitchell and Kenichi Soga, Fundamentals of Soil Behavior (third ed.), John Wiley & Sons Inc., Hoboken, NJ (2005) 577 pp., US 130.00, ISBN 0-471-46302-7. Journal of Hazardous Materials - J HAZARD MATER, 125, 275–276. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2005.06.004>
- Morrison Ingenieros. (n.d.). Integrated Software for Structural Analysis & Design. Fundextensus.
- Munshi, J. (1998). Rectangular Concrete Tanks (5th ed.).
- NEC. (2015). GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES. Cámara de La Industria de La Construcción, 31. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/7.-NEC-SE-GC-Geotecnia-y-Cimentaciones.pdf>
- OMS. (2016). Urban green spaces and health - a review of evidence. In World Health Organization.
- Perea, R., & Yubely, A. (2012). Sistemas constructivos y estructurales aplicados al desarrollo habitacional. <https://repository.udem.edu.co/handle/11407/359>
- Permaflex. (2018). TANQUE DE ALMACENAMIENTO .
- PSCI. (2020, November 3). Cement and Concrete: The Environmental Impact — PSCI. Princeton University. <https://psci.princeton.edu/tips/2020/11/3/cement-and-concrete-the-environmental-impact>
- Pujades, E., López, A., Carrera, J., Vázquez-Suñé, E., & Jurado, A. (2012). Barrier effect of underground structures on aquifers. Engineering Geology, 145–146, 41–49.
<https://doi.org/10.1016/J.ENGGEOL.2012.07.004>

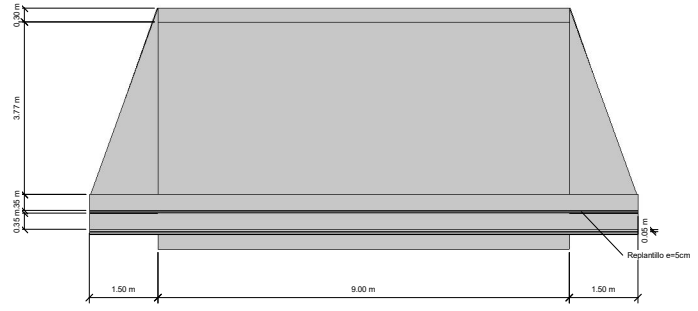
- Röbbel, N. (2020). Los espacios verdes: un recurso indispensable para lograr una salud sostenible en las zonas urbanas | Naciones Unidas.
<https://www.un.org/es/chronicle/article/los-espacios-verdes-un-recurso-indispensable-para-lograr-una-salud-sostenible-en-las-zonas-urbanas>
- Rotoplas. (2018). Lo que no sabías sobre el tanque cisterna y sus beneficios.
<https://rotoplas.com.ar/lo-que-no-sabias-sobre-el-tanque-cisterna-y-sus-beneficios/>
- Segovia, M., Alvarado, A., Collot, J.-Y., Sallares, V., & Pazmiño, N. (2009). GEOLOGÍA Y GEOFÍSICA MARINA Y TERRESTRE DEL ECUADOR (Primera Edición). Argudo & Asociados Impresores.
https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/55535912/Geologia_y_Geofisica_Marina_y_Terrestre_e_del_Ecuador-libre.pdf?1515957182=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DGeologia_y_Geofisica_Marina_y_Terrestre.pdf&Expires=1719172888&Signature=THGSC36MZZfMRr4gEnQXB43wz6MuBwwm1B9O6K2tfGITxJIRb5n0HI-U89Q2~uHmF4XEdnDQsuD9pdDIBW~~KonwxEv5nd3fF3AJ1M2Z8j-K2Vm28K5V16vh2NhwKow1L9iTA1-IVMretNEol5GpS2HQbTWumk-ew0y1v5xFr5j~xSwGj93GR700vqh2VdGfx2HZ5z-lf01-dL101ETwSc2xfd7kVDWzszUNELEREBPXswhD6yY2xQgQ6feJbT-vnIKVy1Gt0Q2WSrSN2r17VDuK6s4S6BAAjJbnhe564mTrg3OiwVIWr~v-RC9NfP0qmoYu7UOpeEwUOWFNavu3Uw__&Key-Pair-Id=APKAJLOHF5GGSLRBV4ZA#page=141
- Servicio Nacional de Aduana del Ecuador. (2023). TABLA NACIONAL DE PESOS Y DIMENSIONES POSIBLES COMBINACIONES. Gobierno Del Ecuador.
https://www.aduana.gob.ec/archivos/Boletines/tabla_nacional_de_pesos_y_dimensiones.pdf
- Shi, X., Park, P., Rew, Y., Huang, K., & Sim, C. (2020). Constitutive behaviors of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression and tension. *Construction and Building Materials*, 233, 117316. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2019.117316>
- Sika. (2019). CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PARA TANQUES Y PISCINAS.
- Sikdar, P. K. (2021). *Environmental Impact Assessment*. 253–283.
- Skutnik, Z., Sobolewski, M., & Koda, E. (2020). An Experimental Assessment of the Water Permeability of Concrete with a Superplasticizer and Admixtures. *Materials (Basel, Switzerland)*, 13(24), 1–16. <https://doi.org/10.3390/MA13245624>

- Sorensen, M., Barzetti, V., Keipi, K., & Williams, J. (1998). Manejo de las áreas verdes urbanas. 21.
https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/80827/mod_resource/content/1/Manejo%20de%20las%20areas%20verdes%20urbanas_BM_1997.pdf
- Sostenibilidad ESPOL. (n.d.). Entorno e infraestructura. Retrieved June 22, 2024, from
<https://sostenibilidad.espol.edu.ec/entorno-e-infraestructura>
- Sotelo, R. (2023, April 21). DESARENADOR . Universidad Tecnologica de Colombia.
- Spark, W. (2022). El clima en Guayaquil, el tiempo por mes, temperatura promedio (Ecuador).
<https://es.weatherspark.com/y/19346/Clima-promedio-en-Guayaquil-Ecuador-durante-todo-el-a%C3%B1o>
- The Scottish Government. (2022). Environmental Impact Assessment (EIA).
<https://www.mygov.scot/eia>
- Votruba, L., & Broža, V. (1989). 1 Basic Function of Water Reservoirs. *Developments in Water Science*, 33(C), 19–60. [https://doi.org/10.1016/S0167-5648\(08\)70629-4](https://doi.org/10.1016/S0167-5648(08)70629-4)
- Yamin, L. (2014). Análisis de riesgo sísmico de tanques de concreto ubicados en la ciudad de Manizales [Universidad de Los Andes].
<https://repositorio.uniandes.edu.co/server/api/core/bitstreams/21224a46-a5db-4542-9ee5-1a8188d89f5b/content>
- Yao, Y., He, J. yao, Chen, Q., Li, T., Li, B., & Wei, X. lin. (2023). Analysis of energy, exergy and CO2 emissions in a fiberglass furnace with oxy-fuel combustion. *Fuel*, 348, 128484.
<https://doi.org/10.1016/J.FUEL.2023.128484>

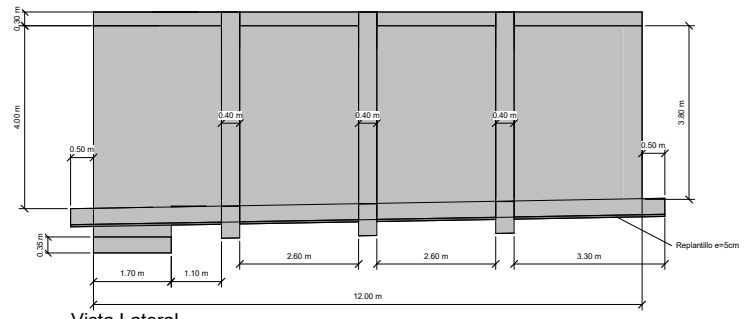
PLANOS Y ANEXOS



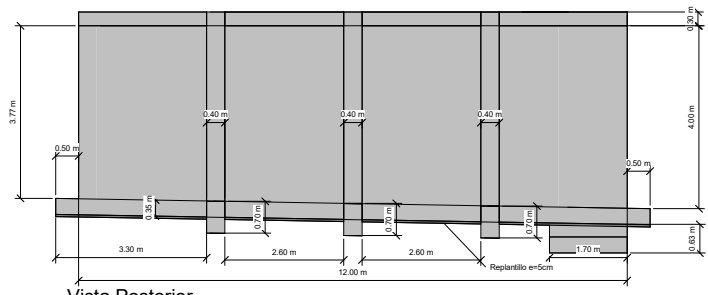
1 Vista Frontal
1 : 50



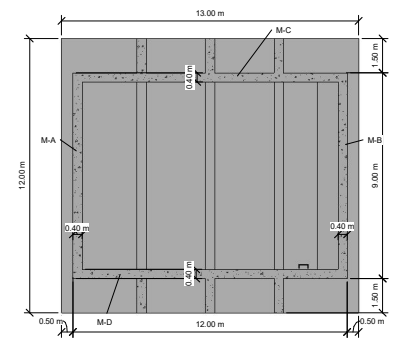
2 Vista Trasera
1 : 50



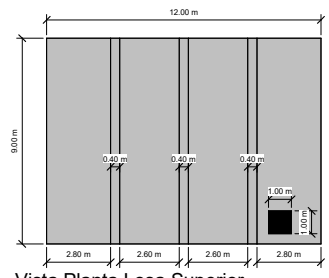
3 Vista Lateral
1 : 50



4 Vista Posterior
1 : 50

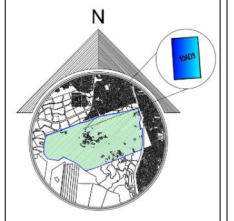


5 Vista Planta Losa Cimentación
1 : 100



6 Vista Planta Losa Superior
1 : 100

espol



Especificaciones Técnicas
 $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ VS=Viga Superior
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ VC=Viga Cimentación
 Replanteo (e) = 5 cm VM=Viga para mampostería

Observaciones
 1. Todas las dimensiones están en metros, excepto indicada de otra manera.
 2. Planos estructurales tienen coordinación con planos arquitectónicos.
 3. El hormigón debe tener una resistencia a los 28 días.
 - Hormigón estructural $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
 - Hormigón replanteo $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
 4. El acero de refuerzo tendrá una resistencia la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 5. Recubrimiento:
 - vigas estructurales que contienen agua = 5 cm
 - vigas estructurales que contienen suelo = 7.5 cm
 - vigas estructurales = 4 cm
 - paredes estructurales que contienen al agua = 5 cm
 - paredes estructurales que contienen al suelo = 7.5 cm
 - losa superior = 4 cm
 - losa superior que contiene al agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene al agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene al suelo = 7.5 cm

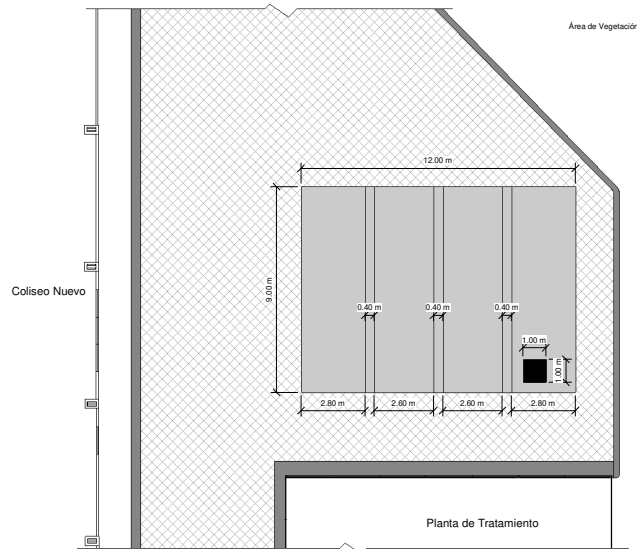
Gerencia de la Infraestructura Física
 Diseño Estructural de un Reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus Gustavo Galindo.

Planos Estructurales Dimensiones

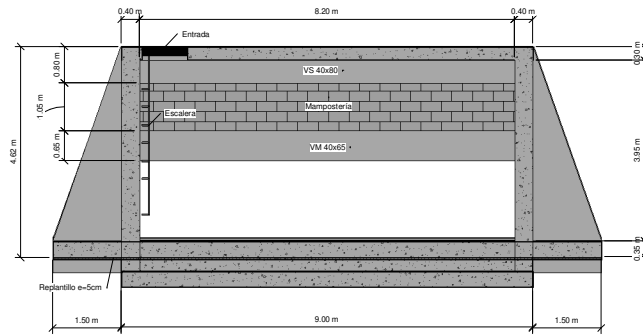
Número de proyecto: 0001
 Fecha: Agosto-2024
 Dibujado por: Héctor Quinde - Emmanuel Tenempagay
 Revisado por: Msc. Walter Hurtado

L1

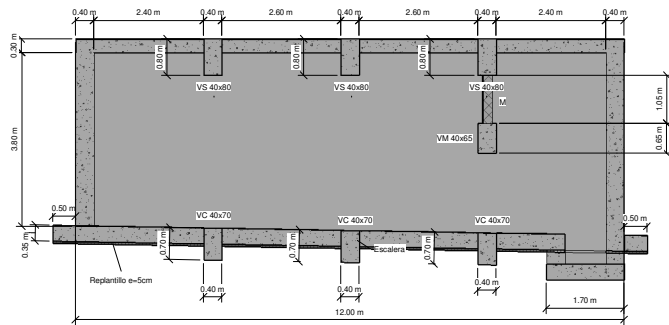
Escala: Como se indica



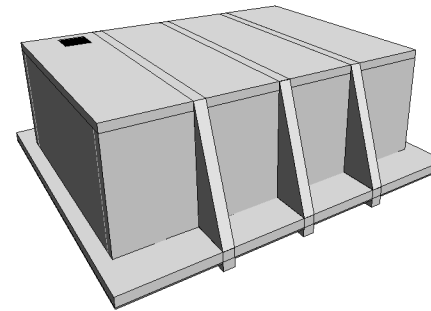
1 Vista Implantación Reservorio
1 : 100



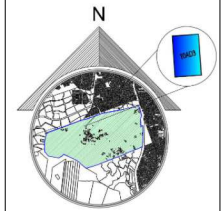
2 Corte 1-1'
1 : 50



3 Corte 2-2'
1 : 50



4 Vista en Perspectiva



Especificaciones Técnicas

$f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ VC-Viga Superior
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ VC-Viga Cimentación
 Replantillo (e) = 5 cm VM-Viga para mampostería

Observaciones

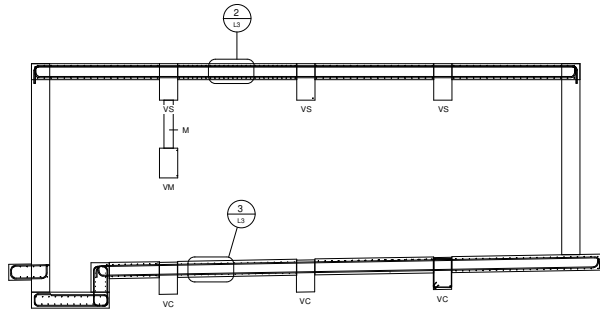
1. Todas las dimensiones están en metros, excepto indicada de otra manera.
2. Planos estructurales tienen coordinación con planos arquitectónicos.
3. El hormigón debe tener una resistencia a los 28 días.
 - Hormigón estructural $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
 - Hormigón repletado $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
4. El acero de refuerzo tendrá una resistencia la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5. Recubrimiento:
 - vigas estructurales que contienen al agua = 5 cm
 - vigas estructurales que contienen al suelo = 7.5 cm
 - muros estructurales que contienen al agua = 5 cm
 - muros estructurales que contienen al suelo = 7.5 cm
 - losa superior = 4 cm
 - losa superior que contiene al agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene al agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene al suelo = 7.5 cm

Gerencia de la Infraestructura Física

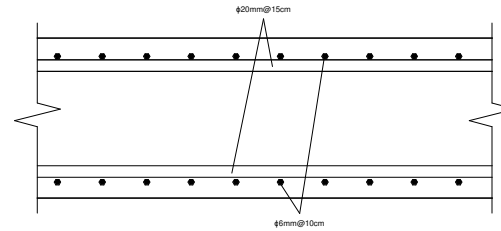
Diseño Estructural de un Reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus Gustavo Galindo.

Planos Estructurales Dimensiones

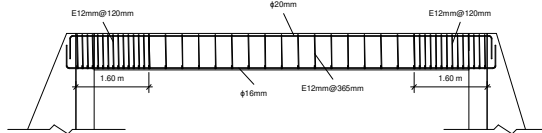
Número de proyecto	0001
Fecha	Agosto 2024
Dibujado por	Héctor Quinde - Emmanuel Tenenpaguay
Revisado por	Msc. Walter Hurtado
L2	
Escala	Como se indica



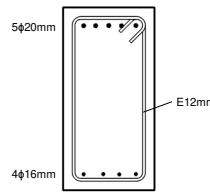
1 Acero Losas - Muro Largo
1 : 50



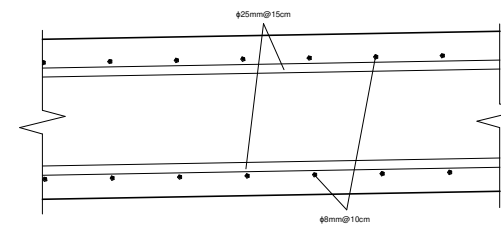
2 Acero Losa Superior
1 : 5



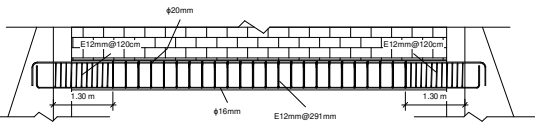
4 Detalle VS
1 : 50



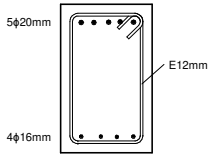
5 VS
1 : 10



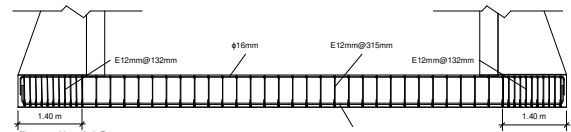
3 Acero Losa Cimentación
1 : 5



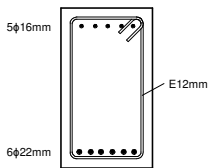
6 Detalle VM
1 : 50



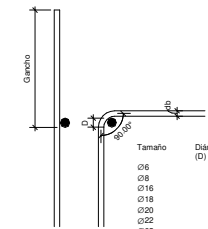
7 Viga M
1 : 10



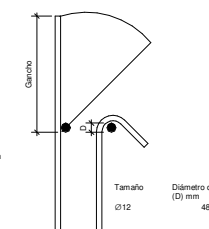
8 Detalle VC
1 : 50



9 VC
1 : 10



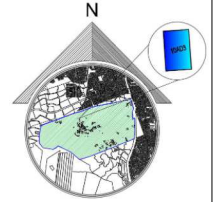
10 Doblado Varillas 90°
1 : 5



11 Doblado Estribos 135°
1 : 5

Tamaño	Diámetro doblado (D) mm	Gancho 90° (G) mínimo mm	Tamaño	Diámetro doblado (D) mm	Gancho 135° (G) mínimo
ø6	36	80	ø12	48	100
ø8	48	100	ø16	96	144
ø10	60	120	ø20	120	250
ø12	72	144	ø22	132	265
ø16	96	192	ø25	150	300

espol



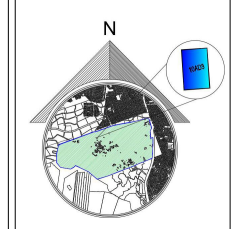
Especificaciones Técnicas
 $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ VS-Viga Superior
 $f_c = 4000 \text{ kg/cm}^2$ VC-Viga Cimentación
 Replanteo (e) = 5 cm VM-Viga para mampostería

- Observaciones
- Todas las dimensiones están en metros, excepto indicada de otra manera.
 - Planos estructurales tienen coordinación con planos arquitectónicos.
 - El hormigón debe tener una resistencia a los 28 días.
 - Hormigón estructural $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
 - Hormigón replanteo $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - El acero de refuerzo tendrá una resistencia la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Recurramiento:
 - vigas estructurales que contienen agua = 5 cm
 - vigas estructurales que contienen suelo = 7.5 cm
 - vigas estructurales = 4 cm
 - paredes estructurales que contienen agua = 5 cm
 - paredes estructurales que contienen suelo = 7.5 cm
 - losa superior = 4 cm
 - losa superior que contiene agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene agua = 5 cm
 - losa inferior que contiene suelo = 7.5 cm

Gerencia Infraestructura Física
 Diseño Estructural de un Reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus Gustavo Galindo.

Planos Estructurales Acero

Número de proyecto	0001
Fecha	Agosto 2024
Dibujado por	Háctor Quiro - Emmanuel Tenenapagay
Revisado por	Msc. Walter Hurtado
L3	
Escala	Como se indica



Especificaciones Técnicas

$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ VS=Viga Superior
 $f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$ VC=Viga Conexión
 Resistencia (e) = 5 cm VM=Viga para mampostería
 Vanilla congasada

Observaciones

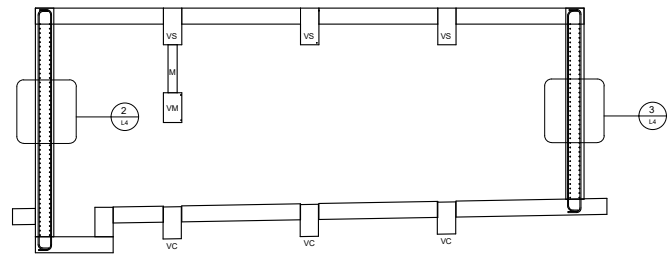
1. Todas las dimensiones están en metros, excepto indicada de otra manera.
2. Planos estructurales tienen coordinación con planos arquitectónicos.
3. El hormigón debe tener una resistencia a los 28 días.
4. El acero de refuerzo tendrá una resistencia la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
5. Recubrimiento:
 - Vigas estructurales que contienen agua = 5 cm
 - Vigas estructurales que contienen suelo = 7.5 cm
 - Vigas estructurales = 4 cm
 - Paredes estructurales que contienen agua = 5 cm
 - Paredes estructurales que contienen suelo = 7.5 cm
 - Losa superior = 4 cm
 - Losa superior que contiene agua = 5 cm
 - Losa inferior que contiene agua = 5 cm
 - Losa inferior que contiene suelo = 7.5 cm

Gerencia Infraestructura Física

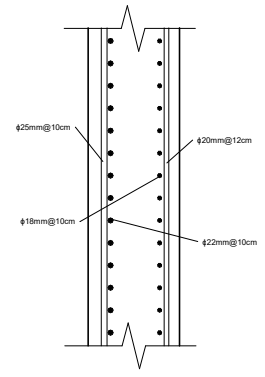
Diseño Estructural de un Reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus Gustavo Galindo.

Planos Estructurales Acero

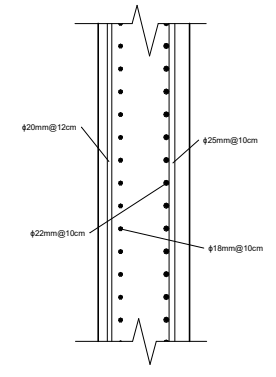
Número de proyecto	0001
Fecha	Agosto 2024
Dibujado por	Héctor Guando - Emanual Ferrempagay
Revisado por	Msc. Walter Hurtado
L4	
Escala	Como se indica



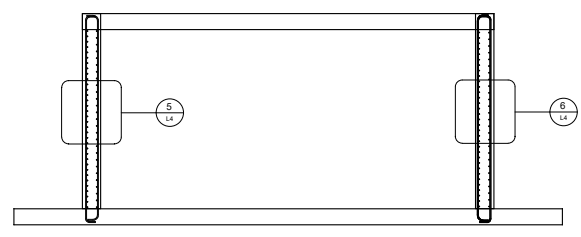
1 Acero de Refuerzo Muros (M-C/M-D)
1 : 50



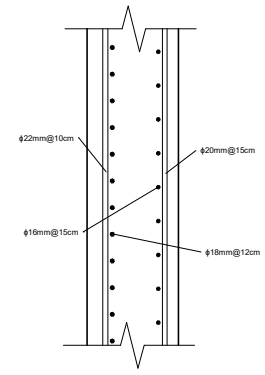
2 Acero Transversal y Longitudinal M-D
1 : 10



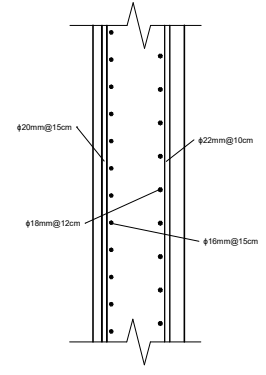
3 Acero Transversal y Longitudinal M-C
1 : 10



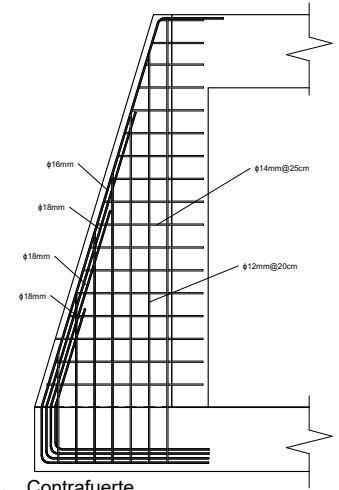
4 Acero de Refuerzo Muros (M-A/M-B)
1 : 50



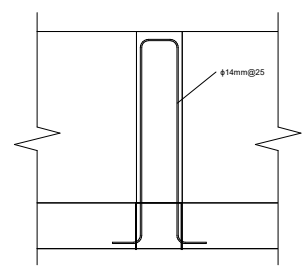
5 Acero Transversal y Longitudinal M-A
1 : 10



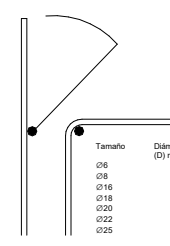
6 Acero Transversal y Longitudinal M-B
1 : 10



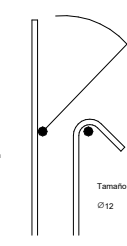
7 Contrafuerte
1 : 25



8 Anclaje Contrafuerte - Muro
1 : 20



9 Doblado Varillas 90°
1 : 5



10 Doblado Estribos 135°
1 : 5

Tamaño	Díámetro doblado (D) mm	Gancho 90° (G) mínimo mm
Ø6	36	80
Ø8	48	100
Ø18	96	144
Ø18	108	230
Ø20	120	250
Ø22	132	265
Ø25	150	300

Tamaño	Díámetro doblado (D) mm	Gancho 135° (G) mínimo
Ø12	48	170



Proyecto: Proyecto Reservoirio.m Fecha: mié 4/9/24	Tarea		Tarea inactiva		Informe de resumen manual		Hito externo		Progreso manual	
	División		Hito inactivo		Resumen manual		Fecha límite			
	Hito		Resumen inactivo		solo el comienzo		Tareas críticas			
	Resumen		Tarea manual		solo fin		División crítica			
	Resumen del proyecto		solo duración		Tareas externas		Progreso			

PRESUPUESTO - GENERAL						CRONOGRAMA VALORADO					
ITEM	Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA [MESES]					
PROY	OBRA CIVIL					MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6
	Trabajo preliminar										
PROY-001	Limpieza manual del terreno	M2	200.00	\$ 12.90	\$ 2,580.00	\$ 2,580.00					
PROY-002	Desalojo de adoquin del terreno de construcción	M2	156.00	\$ 4.95	\$ 772.20	\$ 772.20					
PROY-003	Replanteo y nivelación de ejes	M2	200.00	\$ 2.50	\$ 500.00	\$ 500.00					
	Movimiento de tierras										
PROY-004	Excavación con maquinaria	M3	683.55	\$ 6.61	\$ 4,518.27	\$ 4,518.27					
PROY-005	Desalojo de material con maquinaria	M3	683.55	\$ 3.16	\$ 2,160.02	\$ 2,160.02					
	Cimentación										
PROY-006	Replanteo de hormigón simple 180 kg/cm2, e=5 cm	M3	9.00	\$ 178.34	\$ 1,605.06		\$ 1,605.06				
PROY-007	Hormigón para losa de cimentación 300 kg/cm2	M3	60.00	\$ 258.63	\$ 15,517.80		\$ 15,517.80				
PROY-008	Acero de refuerzo fy: 420 Mpa	KG	4,161.24	\$ 2.43	\$ 10,110.76		\$ 10,110.76				
PROY-007-1	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	60.00	\$ 1.93	\$ 115.59			\$ 115.59			
	Vigas										
PROY-009	Hormigón en vigas 300 kg/cm2	M3	25.00	\$ 256.40	\$ 6,410.00		\$ 2,136.67	\$ 2,136.67	\$ 2,136.67		
PROY-010	Acero de refuerzo vigas fy 420 Mpa	KG	5,370.19	\$ 2.43	\$ 13,049.56		\$ 4,349.85	\$ 4,349.85	\$ 4,349.85		
PROY-009-1	Enlucido liso con impermeabilizante vigas, mortero 1:3	M2	25.00	\$ 1.93	\$ 48.16		\$ 24.08			\$ 24.08	
	Muros										
PROY-011	Hormigón en muros 30 Mpa	M3	68.00	\$ 311.23	\$ 21,163.64			\$ 21,163.64			
PROY-012	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	10,192.08	\$ 2.43	\$ 24,766.75			\$ 24,766.75			
PROY-013	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	68.00	\$ 1.93	\$ 131.00				\$ 131.00		
	Contrafuertes										
PROY-014	Hormigón en contrafuertes 30 Mpa	M3	18.00	\$ 294.43	\$ 5,299.82			\$ 5,299.82			
PROY-015	Acero de refuerzo contrafuerte fy 420 Mpa	KG	3,242.59	\$ 2.43	\$ 7,878.68			\$ 7,878.68			
	Losa de estacionamiento										
PROY-016	Hormigón en losa de cubierta 30MPa	M3	40.00	\$ 258.63	\$ 10,345.20				\$ 10,345.20		
PROY-017	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	2,663.28	\$ 2.43	\$ 6,471.77				\$ 6,471.77		
	Albañilería										
PROY-018	Muro de bloques de hormigón	M2	16.00	\$ 31.79	\$ 508.64					\$ 508.64	
PROY-018-1	Enlucido liso con impermeabilizante en muro de albañilería, mortero 1:3	M2	20.00	\$ 1.93	\$ 38.53						
	Carpintería metálica										
PROY-019	Tapa metálica de acero inoxidable	U	1.00	\$ 343.38	\$ 343.38					\$ 343.38	
PROY-020	Escalera marinera	U	1.00	\$ 284.77	\$ 284.77					\$ 284.77	
	Trabajo Final										
PROY-021	Relleno de material excavado	M3	144.00	\$ 26.13	\$ 3,762.72						\$ 3,762.72
PROY-022	Colocación de adoquines	M2	36.00	\$ 6.31	\$ 227.16						\$ 227.16
PROY-023	Desalojo de escombros	M2	40.00	\$ 3.95	\$ 158.00						\$ 158.00
PROY-024	Limpieza final de terreno	M3	200.00	\$ 2.87	\$ 574.00						\$ 574.00

VALOR TOTAL	\$ 139,341.49
--------------------	----------------------

MONTO DE AVANCE PARCIAL	\$ 10,530.484	\$ 33,744.227	\$ 65,711.001	\$ 23,434.494	\$ 1,160.871	\$ 4,721.880
PORCENTAJE DE AVANCE PARCIAL [%]	7.56%	24.22%	47.16%	16.82%	0.83%	3.39%
MONTO DE AVANCE ACUMULADO [%]	\$ 10,530.484	\$ 44,274.71	\$ 109,985.71	\$ 133,420.20	\$ 134,581.08	\$ 139,302.96
PORCENTAJE DE AVANCE ACUMULADO [%]	8%	32%	79%	96%	97%	100%

PRESUPUESTO - GENERAL

ITEM	Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	% PESO	% VAE
PROY	OBRA CIVIL					100.00%	
	Trabajo preliminar						
PROY-001	Limpieza manual del terreno	M2	200.00	\$ 12.90	\$ 2,580.00	1.85%	100.00%
PROY-002	Desalojo de adoquin del terreno de construcción	M2	156.00	\$ 4.95	\$ 772.20	0.55%	100.00%
PROY-003	Replanteo y nivelación de ejes	M2	200.00	\$ 2.50	\$ 500.00	0.36%	79.84%
	Movimiento de tierras						
PROY-004	Excavación con maquinaria	M3	683.55	\$ 6.61	\$ 4,518.27	3.24%	27.40%
PROY-005	Desalojo de material con maquinaria	M3	683.55	\$ 3.16	\$ 2,160.02	1.55%	16.49%
	Cimentación						
PROY-006	Replanteo de hormigón simple 180 kg/cm2, e=5 cm	M3	9.00	\$ 178.34	\$ 1,605.06	1.15%	97.22%
PROY-007	Hormigón para losa de cimentación 300 kg/cm2	M3	60.00	\$ 258.63	\$ 15,517.80	11.14%	97.15%
PROY-008	Acero de refuerzo fy: 420 Mpa	KG	4,161.24	\$ 2.43	\$ 10,110.76	7.26%	96.89%
PROY-007-1	Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3	M2	60.00	\$ 1.93	\$ 115.59	0.08%	100.00%
	Vigas						
PROY-009	Hormigón en vigas 300 kg/cm2	M3	25.00	\$ 256.40	\$ 6,410.00	4.60%	97.58%
PROY-010	Acero de refuerzo vigas fy 420 Mpa	KG	5,370.19	\$ 2.43	\$ 13,049.56	9.37%	96.89%
PROY-009-1	Enlucido liso con impermeabilizante vigas, mortero 1:3	M2	25.00	\$ 1.93	\$ 48.16	0.03%	100.00%
	Muros						
PROY-011	Hormigón en muros 30 Mpa	M3	68.00	\$ 311.23	\$ 21,163.64	15.19%	94.69%
PROY-012	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	10,192.08	\$ 2.43	\$ 24,766.75	17.77%	96.89%
PROY-013	Enlucido liso con impermeabilizante en muros, mortero 1:3	M2	68.00	\$ 1.93	\$ 131.00	0.09%	100.00%
	Contrafuertes						
PROY-014	Hormigón en contrafuertes 30 Mpa	M3	18.00	\$ 294.43	\$ 5,299.82	3.80%	94.39%
PROY-015	Acero de refuerzo contrafuerte fy 420 Mpa	KG	3,242.59	\$ 2.43	\$ 7,878.68	5.65%	96.89%
	Losa de estacionamiento						
PROY-016	Hormigón en losa de cubierta 30MPa	M3	40.00	\$ 258.63	\$ 10,345.20	7.42%	97.15%
PROY-017	Acero de refuerzo fy 420 Mpa	KG	2,663.28	\$ 2.43	\$ 6,471.77	4.64%	96.89%
	Albañilería						
PROY-018	Muro de bloques de hormigón	M2	16.00	\$ 31.79	\$ 508.64	0.37%	74.97%
PROY-018-1	Enlucido liso con impermeabilizante en muro de albañilería, mortero 1:3	M2	20.00	\$ 1.93	\$ 38.53	0.03%	100.00%
	Carpintería metálica						
PROY-019	Tapa metálica de acero inoxidable	U	1.00	\$ 343.38	\$ 343.38	0.25%	100.00%
PROY-020	Escalera marinera	U	1.00	\$ 284.77	\$ 284.77	0.20%	100.00%
	Trabajo Final						
PROY-021	Relleno de material excavado	M3	144.00	\$ 26.13	\$ 3,762.72	2.70%	97.36%
PROY-022	Colocacion de adoquines	M2	36.00	\$ 6.31	\$ 227.16	0.16%	100.00%
PROY-023	Desalojo de escombros	M2	40.00	\$ 3.95	\$ 158.00	0.11%	16.49%
PROY-024	Limpieza final de terreno	M3	200.00	\$ 2.87	\$ 574.00	0.41%	100.00%
					VALOR TOTAL	\$ 139,341.49	100.00%

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 1
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-001
DETALLE: Limpieza manual del terreno

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.51210
SUBTOTAL M					\$ 0.51210

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	0.60000	\$2.79000
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	\$4.14	\$12.42	0.60000	\$7.45200
SUBTOTAL N					\$ 10.24200

MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					\$ -

TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	align="center">C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -

TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 10.75410
INDIRECTOS	20.00%	\$ 2.15082
UTILIDAD	0.00%	\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$ 12.90492
VALOR OFERTADO		\$ 12.90

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 2
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-002
DETALLE: Desalojo de adoquin del terreno de construcción

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.19661
SUBTOTAL M					\$ 0.19661
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	0.10	\$4.65	\$0.47	0.30400	\$0.14136
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	0.30400	\$1.27376
Peón (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.30400	\$2.51712
SUBTOTAL N					\$ 3.93224
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 4.12885
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.82577
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 4.95462
VALOR OFERTADO					\$ 4.95

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 3
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-003
DETALLE: Replanteo y nivelación de ejes

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.06188
Equipo de topografía	1.00	\$2.00	\$2.00	0.14000	\$0.28000
Teodolito	1.00	\$3.00	\$3.00	0.14000	\$0.42000
SUBTOTAL M					\$ 0.76188
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Topógrafo (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	0.14000	\$0.65100
Cadenero (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	0.14000	\$0.58660
SUBTOTAL N					\$ 1.23760
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Estacas con pintura	u	0.05	\$1.68000	\$0.08400	
SUBTOTAL O					\$ 0.08400
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.08348
INDIRECTOS					\$ 0.41670
UTILIDAD					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.50018
VALOR OFERTADO					\$ 2.50

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 4
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-004
DETALLE: Excavación con maquinaria

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.07188
Retroexcavadora	1.00	\$25.00	\$25.00	0.16000	\$4.00000
SUBTOTAL M					\$ 4.07188
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	0.10	\$4.65	\$0.47	0.16000	\$0.07440
Operador máquina estacionaria clasificadora de material (Estr. C)	1.00	\$4.26	\$4.26	0.16000	\$0.68160
Ayudante de maquinaria (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.26	\$4.26	0.16000	\$0.68160
SUBTOTAL N					\$ 1.43760
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 5.50948
INDIRECTOS 20.00%					\$ 1.10190
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 6.61138
VALOR OFERTADO					\$ 6.61

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 5
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-005
DETALLE: Desalojo de material con maquinaria

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02068
Volqueta capacidad 8 m3	1.00	\$20.00	\$20.00	0.04000	\$0.80000
Camión Cargadora Frontal	1.00	\$35.00	\$35.00	0.04000	\$1.40000
SUBTOTAL M					\$ 2.22068
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Chofer: Otros camiones (Estr. Oc. C1)	1.00	\$6.08	\$6.08	0.04000	\$0.24320
Operador máquina estacionaria clasificadora de material (Estr.	1.00	\$4.26	\$4.26	0.04000	\$0.17040
SUBTOTAL N					\$ 0.41360
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.63428
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.52686
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 3.16114
VALOR OFERTADO					\$ 3.16

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 6
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-006
DETALLE: Replanto de hormigón simple 180 kg/cm², e=5 cm

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$3.72750
Concretera	1.00	\$5.50	\$5.50	1.25000	\$6.87500
SUBTOTAL M					\$ 10.60250
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	8.00	\$4.14	\$33.12	1.25000	\$41.40000
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	1.25000	\$5.23750
Operador de equipo liviano (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.25000	\$10.47500
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	3.00	\$4.65	\$13.95	1.25000	\$17.43750
SUBTOTAL N					\$ 74.55000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.65	\$16.50000	\$10.72500	
Grava	m3	0.95	\$0.15000	\$0.14250	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	7.00	\$7.48000	\$52.36000	
Agua	m3	0.24	\$1.00000	\$0.24000	
SUBTOTAL O					\$ 63.46750
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 148.62000
INDIRECTOS					20.00%
					\$ 29.72400
UTILIDAD					0.00%
					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 178.34400
VALOR OFERTADO					\$ 178.34

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 7
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-007
DETALLE: Hormigón para losa de cimentación 300 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$4.38250
Concretera	1.00	\$5.50	\$5.50	1.00000	\$5.50000
Vibradora	1.00	\$3.75	\$3.75	1.00000	\$3.75000
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	1.00000	\$1.00000
SUBTOTAL M					\$ 14.63250
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	11.00	\$4.14	\$45.54	1.00000	\$45.54000
Ayudante de Carpintero (Estr. Oc. E2)	5.00	\$4.14	\$20.70	1.00000	\$20.70000
Albañil (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Carpintero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	1.00000	\$4.65000
SUBTOTAL N					\$ 87.65000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.52	\$16.50000	\$8.58000	
Grava	m3	0.63	\$0.15000	\$0.09450	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	9.00	\$7.48000	\$67.32000	
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.80	\$1.29000	\$1.03200	
Agua	m3	0.22	\$1.00000	\$0.22000	
Encofrado para losa de cimentacion (prefabricado)	m2	12.00	\$3.00000	\$36.00000	
SUBTOTAL O					\$ 113.24650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 215.52900
INDIRECTOS 20.00%					\$ 43.10580
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 258.63480
VALOR OFERTADO					\$ 258.63

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 8
DE: 24
UNIDAD: KG

RUBRO: PROY-008
DETALLE: Acero de refuerzo fy: 420 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02499
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	0.03000	\$0.03000
Amoladora	2.00	\$1.25	\$2.50	0.03000	\$0.07500
SUBTOTAL M					\$ 0.12999
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierrero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	0.03000	\$0.25140
Ayudante de Fierrero (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.03000	\$0.24840
SUBTOTAL N					\$ 0.49980
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo en barras FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	\$1.21000	\$1.27050	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	\$2.49000	\$0.12450	
SUBTOTAL O					\$ 1.39500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.02479
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.40496
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.42975
VALOR OFERTADO					\$ 2.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 9
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-009
DETALLE: Hormigón en vigas 300 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$3.34437
Concretera	1.00	\$5.50	\$5.50	1.23000	\$6.76500
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	1.23000	\$1.23000
Andamios	1.00	\$0.50	\$0.50	1.23000	\$0.61500
SUBTOTAL M					\$ 11.95437
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	9.00	\$4.14	\$37.26	1.23000	\$45.82980
Ayudante de Carpintero (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	1.23000	\$10.18440
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	1.23000	\$5.15370
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	1.23000	\$5.71950
SUBTOTAL N					\$ 66.88740
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.52	\$16.50000	\$8.58000	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	10.00	\$7.48000	\$74.80000	
Agua	m3	0.22	\$1.00000	\$0.22000	
Clavos de 2" a 3 1/2"	kg	0.25	\$1.98000	\$0.49500	
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.30	\$1.29000	\$0.38700	
Grava	m3	0.63	\$0.15000	\$0.09450	
Diesel	gl	0.50	\$0.50000	\$0.25000	
Encofrado en vigas	gbl	1.00	\$50.00000	\$50.00000	
SUBTOTAL O					\$ 134.82650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 213.66827
INDIRECTOS 20.00%					\$ 42.73365
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 256.40192
VALOR OFERTADO					\$ 256.40

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 10
DE: 27
UNIDAD: KG

RUBRO: PROY-010
DETALLE: Acero de refuerzo vigas fy 420 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02499
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	0.03000	\$0.03000
Amoladora	2.00	\$1.25	\$2.50	0.03000	\$0.07500
SUBTOTAL M					\$ 0.12999
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Ferrero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	0.03000	\$0.25140
Ayudante de Ferrero (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.03000	\$0.24840
SUBTOTAL N					\$ 0.49980
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo en barras FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	\$1.21000	\$1.27050	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	\$2.49000	\$0.12450	
SUBTOTAL O					\$ 1.39500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.02479
INDIRECTOS					\$ 0.40496
UTILIDAD					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.42975
VALOR OFERTADO					\$ 2.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 11
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-011
DETALLE: Hormigón en muros 30 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$4.17550
Concretera	2.00	\$5.50	\$11.00	1.00000	\$11.00000
Vibradora	1.00	\$3.75	\$3.75	1.00000	\$3.75000
Taladro eléctrico	2.00	\$1.10	\$2.20	1.00000	\$2.20000
Bomba para hormigón	1.00	\$6.00	\$6.00	1.00000	\$6.00000
SUBTOTAL M					\$ 27.12550
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	11.00	\$4.14	\$45.54	1.00000	\$45.54000
Ayudante de Carpintero (Estr. Oc. E2)	4.00	\$4.14	\$16.56	1.00000	\$16.56000
Albañil (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	1.00000	\$4.65000
Carpintero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
SUBTOTAL N					\$ 83.51000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.52	\$16.50000	\$8.58000	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	10.00	\$7.48000	\$74.80000	
Agua	m3	0.22	\$1.00000	\$0.22000	
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.80	\$1.29000	\$1.03200	
Grava	m3	0.63	\$0.15000	\$0.09450	
Encofrado en muros	gbl	1.00	\$64.00000	\$64.00000	
SUBTOTAL O					\$ 148.72650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 259.36200
INDIRECTOS 20.00%					\$ 51.87240
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 311.23440
VALOR OFERTADO					\$ 311.23

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 12
DE: 24
UNIDAD: KG

RUBRO: PROY-012
DETALLE: Acero de refuerzo fy 420 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02499
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	0.03000	\$0.03000
Amoladora	2.00	\$1.25	\$2.50	0.03000	\$0.07500
SUBTOTAL M					\$ 0.12999
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierrero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	0.03000	\$0.25140
Ayudante de Fierrero (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.03000	\$0.24840
SUBTOTAL N					\$ 0.49980
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo en barras FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	\$1.21000	\$1.27050	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	\$2.49000	\$0.12450	
SUBTOTAL O					\$ 1.39500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.02479
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.40496
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.42975
VALOR OFERTADO					\$ 2.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 13
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-013
DETALLE: Enlucido liso con impermeabilizante, mortero 1:3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.29155
SUBTOTAL M					\$ 0.29155
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	1.00	\$4.14	\$4.14	0.70000	\$2.89800
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	0.70000	\$2.93300
SUBTOTAL N					\$ 5.83100
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	0.35	\$7.48000	B	C=A*B \$2.61800
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.30	\$1.29000		\$0.38700
Arena gruesa	m3	0.03	\$16.50000		\$0.49500
Agua	m3	0.01	\$1.00000		\$0.01000
SUBTOTAL O					\$ 3.51000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 9.63255
INDIRECTOS 20.00%					\$ 1.92651
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 11.55906
VALOR OFERTADO					\$ 11.56

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 14
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-014
DETALLE: Hormigón en contrafuertes 30 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$4.17550
Concretera	2.00	\$5.50	\$11.00	1.00000	\$11.00000
Vibradora	1.00	\$3.75	\$3.75	1.00000	\$3.75000
Taladro eléctrico	2.00	\$1.10	\$2.20	1.00000	\$2.20000
Bomba para hormigón	1.00	\$6.00	\$6.00	1.00000	\$6.00000
SUBTOTAL M					\$ 27.12550
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	11.00	\$4.14	\$45.54	1.00000	\$45.54000
Ayudante de Carpintero (Estr. Oc. E2)	4.00	\$4.14	\$16.56	1.00000	\$16.56000
Albañil (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	1.00000	\$4.65000
Carpintero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
SUBTOTAL N					\$ 83.51000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.52	\$16.50000	\$8.58000	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	10.00	\$7.48000	\$74.80000	
Agua	m3	0.22	\$1.00000	\$0.22000	
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.80	\$1.29000	\$1.03200	
Grava	m3	0.63	\$0.15000	\$0.09450	
Encofrado en contrafuertes	gbl	1.00	\$50.00000	\$50.00000	
SUBTOTAL O					\$ 134.72650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 245.36200
INDIRECTOS 20.00%					\$ 49.07240
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 294.43440
VALOR OFERTADO					\$ 294.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 15
DE: 24
UNIDAD: KG

RUBRO: PROY-015
DETALLE: Acero de refuerzo contrafuerte fy 420 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02499
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	0.03000	\$0.03000
Amoladora	2.00	\$1.25	\$2.50	0.03000	\$0.07500
SUBTOTAL M					\$ 0.12999
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierro (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	0.03000	\$0.25140
Ayudante de Fierro (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.03000	\$0.24840
SUBTOTAL N					\$ 0.49980
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo en barras FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	\$1.21000	\$1.27050	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	\$2.49000	\$0.12450	
SUBTOTAL O					\$ 1.39500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.02479
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.40496
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.42975
VALOR OFERTADO					\$ 2.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 16
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-016
DETALLE: Hormigón en losa de cubierta 30MPa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$4.38250
Concreteira	1.00	\$5.50	\$5.50	1.00000	\$5.50000
Vibradora	1.00	\$3.75	\$3.75	1.00000	\$3.75000
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	1.00000	\$1.00000
SUBTOTAL M					\$ 14.63250
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Estr. Oc. E2)	11.00	\$4.14	\$45.54	1.00000	\$45.54000
Ayudante de Carpintero (Estr. Oc. E2)	5.00	\$4.14	\$20.70	1.00000	\$20.70000
Albañil (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Carpintero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	1.00000	\$8.38000
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1.00	\$4.65	\$4.65	1.00000	\$4.65000
SUBTOTAL N					\$ 87.65000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0.52	\$16.50000	\$8.58000	
Grava	m3	0.63	\$0.15000	\$0.09450	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	9.00	\$7.48000	\$67.32000	
Mortero impermeabilizante (Sika 1)	kg	0.80	\$1.29000	\$1.03200	
Agua	m3	0.22	\$1.00000	\$0.22000	
Encofrado para losa de cimentacion (prefabricado)	m2	12.00	\$3.00000	\$36.00000	
SUBTOTAL O					\$ 113.24650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 215.52900
INDIRECTOS					20.00%
					\$ 43.10580
UTILIDAD					0.00%
					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 258.63480
VALOR OFERTADO					\$ 258.63

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 17
DE: 24
UNIDAD: KG

RUBRO: PROY-017
DETALLE: Acero de refuerzo fy 420 Mpa

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02499
Cizalla	1.00	\$1.00	\$1.00	0.03000	\$0.03000
Amoladora	2.00	\$1.25	\$2.50	0.03000	\$0.07500
SUBTOTAL M					\$ 0.12999

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Fierrero (Estr. Oc. D2)	2.00	\$4.19	\$8.38	0.03000	\$0.25140
Ayudante de Fierrero (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.03000	\$0.24840
SUBTOTAL N					\$ 0.49980

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo en barras FY=4200 kg/cm2	kg	1.05	\$1.21000	\$1.27050
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05	\$2.49000	\$0.12450
SUBTOTAL O				\$ 1.39500

TRANSPORTE				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				\$ -

TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 2.02479
INDIRECTOS 20.00%	\$ 0.40496
UTILIDAD 0.00%	\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$ 2.42975
VALOR OFERTADO	\$ 2.43

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 18
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-018
DETALLE: Muro de bloques de hormigon

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.05918
SUBTOTAL M					\$ 0.05918
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	2.00	\$4.14	\$8.28	0.08000	\$0.66240
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	0.50	\$4.65	\$2.33	0.08000	\$0.18600
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	0.08000	\$0.33520
SUBTOTAL N					\$ 1.18360
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	0.40	\$7.48000	\$2.99200	
Agua	m3	0.01	\$1.00000	\$0.01000	
Arena fina	m3	0.05	\$12.29000	\$0.61450	
Alquiler de armario incluye (modelo de 1.7M x 1.2M fijo de 1.0M y cuadro de 0.1M)	mes	1.00	\$15.00000	\$15.00000	
Bloque de hormigón pesado 14B	u	13.00	\$0.51000	\$6.63000	
SUBTOTAL O					\$ 25.24650
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 26.48928
INDIRECTOS 20.00%					\$ 5.29786
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 31.78714
VALOR OFERTADO					\$ 31.79

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 19
DE: 24
UNIDAD: U

RUBRO: PROY-019
DETALLE: Tapa metálica de acero inoxidable

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.06280
SUBTOTAL M					\$ 0.06280
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	1.00	\$4.14	\$4.14	0.25000	\$1.03500
Maestro de Obra (Estr. Oc. C2)	0.20	\$4.42	\$0.88	0.25000	\$0.22100
SUBTOTAL N					\$ 1.25600
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	0.60	\$7.48000	\$4.48800	
Agua	m3	0.01	\$1.00000	\$0.01000	
Arena gruesa	m3	0.02	\$16.50000	\$0.33000	
Tapa de acero inoxidable para cisternas	u	1.00	\$280.00000	\$280.00000	
SUBTOTAL O					\$ 284.82800
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 286.14680
INDIRECTOS					20.00% \$ 57.22936
UTILIDAD					0.00% \$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 343.37616
VALOR OFERTADO					\$ 343.38

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 20
DE: 24
UNIDAD: U

RUBRO: PROY-020
DETALLE: Escalera marinera

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.06644
SUBTOTAL M					\$ 0.06644
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Ayudante de Albañil (Estr. Oc. E2)	3.00	\$4.14	\$12.42	0.08000	\$0.99360
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	\$4.19	\$4.19	0.08000	\$0.33520
SUBTOTAL N					\$ 1.32880
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento portland tipo 1 - 50 KG	sc	A	B	C=A*B	
Escalera marinera	u	1.00	\$7.48000	\$7.48000	
Arenilla	m3	1.00	\$228.00000	\$228.00000	
		0.03	\$14.47000	\$0.43410	
SUBTOTAL O					\$ 235.91410
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 237.30934
INDIRECTOS					20.00%
					\$ 47.46187
UTILIDAD					0.00%
					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 284.77121
VALOR OFERTADO					\$ 284.77

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 21
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-021
DETALLE: Relleno de material excavado

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Compactador vibratorio tipo plancha 7 HP	1.00	\$12.00	\$12.00	0.08000	\$0.98895 \$0.96000
SUBTOTAL M					\$ 1.94895
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	4.00	\$4.14	\$16.56	0.95000	\$15.73200
Operador máquina estacionaria clasificadora de material (Estr. C	1.00	\$4.26	\$4.26	0.95000	\$4.04700
SUBTOTAL N					\$ 19.77900
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Agua	m3	A 0.05	B \$1.00000	C=A*B \$0.05000	
SUBTOTAL O					\$ 0.05000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 21.77795
INDIRECTOS 20.00%					\$ 4.35559
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 26.13354
VALOR OFERTADO					\$ 26.13

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 22
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-022
DETALLE: Colocacion de adoquines

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.25020
SUBTOTAL M					\$ 0.25020
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	\$4.14	\$12.42	0.30000	\$3.72600
Operador máquina estacionaria clasificadora de material (Estr. C	1.00	\$4.26	\$4.26	0.30000	\$1.27800
SUBTOTAL N					\$ 5.00400
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 5.25420
INDIRECTOS					\$ 1.05084
UTILIDAD					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 6.30504
VALOR OFERTADO					\$ 6.31

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 23
DE: 24
UNIDAD: M2

RUBRO: PROY-023
DETALLE: Desalojo de escombros

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramientas menores (5%)					\$0.02585
Volqueta capacidad 8 m3	1.00	\$20.00	\$20.00	0.05000	\$1.00000
Camión Cargadora Frontal	1.00	\$35.00	\$35.00	0.05000	\$1.75000
SUBTOTAL M					\$ 2.77585
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Chofer: Otros camiones (Estr. Oc. C1)	1.00	\$6.08	\$6.08	0.05000	\$0.30400
Operador máquina estacionaria clasificadora de material (Estr. C	1.00	\$4.26	\$4.26	0.05000	\$0.21300
SUBTOTAL N					\$ 0.51700
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O				\$ -	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				\$ -	
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 3.29285
INDIRECTOS 20.00%					\$ 0.65857
UTILIDAD 0.00%					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 3.95142
VALOR OFERTADO					\$ 3.95

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
PRESUPUESTO - GENERAL**

HOJA: 24
DE: 24
UNIDAD: M3

RUBRO: PROY-024
DETALLE: Limpieza final de terreno

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores (5%)	A	B	C=A*B	R	D=C*R \$0.11385
SUBTOTAL M					\$ 0.11385
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón (Estr. Oc. E2)	1.00	\$4.14	\$4.14	0.55000	\$2.27700
SUBTOTAL N					\$ 2.27700
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL DE COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 2.39085
INDIRECTOS					\$ 0.47817
UTILIDAD					\$ 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.86902
VALOR OFERTADO					\$ 2.87

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Diseño de Reservorio Enterrado

PROY-01 Trazado y replanteo

Descripción

El trazado en el terreno implica marcar y verificar las longitudes y niveles según los planos arquitectónicos o las indicaciones del fiscalizador en el lugar donde se realizarán los trabajos. Esta actividad es esencial antes de iniciar la construcción o la elevación de paredes y otros elementos arquitectónicos.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Cuartón semiduro
- Tira semidura
- Clavos de 2 " a 3 1/2"

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)
- Equipo topográfico

Procedimiento de trabajo:

El trazado y replanteo del terreno es un paso fundamental en la construcción y topografía. Comienza con la revisión de los documentos, estableciendo puntos de control fijos y configurando los instrumentos topográficos necesarios. Se lleva a cabo un levantamiento detallado del terreno, y con la información obtenida, se diseña la disposición de las estructuras. Los puntos clave en el terreno se marcan con precisión utilizando estacas o clavos, y se ajusta la elevación conforme al diseño. La verificación continua de las dimensiones y los controles de calidad aseguran la exactitud del trabajo. Una comunicación efectiva con el equipo de construcción y una documentación exhaustiva son vitales antes de concluir el proceso.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

No aplica

Garantías:

No aplica

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Topógrafo 2: título experiencia mayor a 5 años (Estr.Oc.C1)
- Cadenero (Estr. Oc. D2)

- Carpintero (Estr. Oc. D2)
- Peón (Estr. Oc. E2)

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La medición se realizará en metros (**m2**) efectivamente ejecutados, de acuerdo con los planos y aceptados por el fiscalizador.

Forma de pago:

El pago se efectuará por metro cuadrado (m²) realizado conforme a las especificaciones técnicas, y deberá ser aprobado previamente por la fiscalización. El precio unitario incluye la compensación total por el trazado de la superficie, el suministro de materiales, transporte, almacenamiento, manipulación, reparaciones, herramientas menores, mano de obra y todas las actividades necesarias para completar los trabajos satisfactoriamente según el criterio del fiscalizador.

PROY-02 Excavación manual y desalojo

Descripción

Este proceso consiste en remover materiales del suelo de forma manual, sin recurrir a maquinaria pesada. Para ello, se emplean herramientas manuales especializadas, como palas, picos y otros instrumentos, con el fin de excavar y retirar tierra, rocas u otros materiales que se encuentren en la zona designada.

Materiales:

No aplica

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5,00% M.O).
- Volqueta 8 m3

Procedimiento de trabajo:

Revisión del diseño y de los planos que indiquen el área a excavar, y determinación conjunta con la fiscalización de los lugares donde se almacenará el material excavado.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

- MTOP V NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011) Reglamento de seguridad industrial - Ministerio de Relaciones Laborales.
- Normas Ambientales.

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por un periodo mínimo de un año, contando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y conservación del suministro e instalación del rubro especificado hasta la recepción definitiva de la obra. También deberá reparar cualquier parte defectuosa que resulte de deficiencias o negligencias en la construcción.

SopORTE Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Electricista (Estr. Oc. D2)
- Ayudante de Electricista (Estr. Oc. E2)

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La medición se realizará en metros (**m**) efectivamente ejecutados, de acuerdo con los planos y aceptados por el fiscalizador.

Forma de pago:

El pago se lo realizará al precio unitario establecido en el cuadro de cantidades y precios unitarios del contrato, incluye la provisión de todos los elementos y cantidades que sustentan los precios del contrato, incluye la utilización de herramientas necesarias para efectuar la remoción en forma ágil, equipo, mano de obra y todas las demás actividades conexas necesarias para la ejecución total de los trabajos, a satisfacción de la Fiscalización.

PROY-03 Excavación en suelo duro

Descripción

La excavación implica la remoción de cualquier material presente durante la labor, sin importar el tipo de terreno o las condiciones de trabajo, incluyendo trabajos en suelos duros o rocosos.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Herramienta menor
- Excavadora con martillo

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)

Procedimiento de trabajo:

Una vez que se han completado los trabajos previos para preparar el sitio, se procederá de la siguiente forma:

- El contratista deberá someter a revisión y aprobación por parte de la fiscalización los niveles y la ubicación general del proyecto antes de iniciar la excavación.
- El proyecto debe estar correctamente alineado tanto horizontal como verticalmente, utilizando puntos de referencia permanentes (como hitos de hormigón o BM) basados en las libretas de topografía y los planos del proyecto.
- La excavación deberá extenderse al menos 0.10 metros por debajo de lo especificado en los cortes, para luego rellenar ese espacio con material seleccionado que proporcione un soporte uniforme y adecuado.
- El contratista es responsable de proteger las excavaciones para evitar cualquier desprendimiento de material que pudiera ocurrir.
- Durante la ejecución, el contratista deberá verificar periódicamente las medidas y cotas tantas veces como sea necesario.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

El material resultante de las excavaciones y remociones podrá ser depositado en el relleno sanitario "Las Iguanas", siempre que el Contratista cubra el costo de la tasa correspondiente. No obstante, el Contratista puede sugerir otro lugar para el desalojo de escombros, siempre y cuando sea aprobado por la Fiscalización y las Direcciones de Obras Públicas y Medio Ambiente.

El Contratista será responsable de realizar la excavación sin distinción del tipo de suelo, así como de asegurar la estabilidad, desalojo y conservación de los trabajos realizados hasta la Recepción Definitiva de la obra. Además, deberá corregir cualquier parte defectuosa que resulte de deficiencias o negligencia durante la construcción.

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por al menos un año, comenzando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y conservación del suministro e instalación del trabajo hasta la recepción definitiva de la obra. También deberá reparar cualquier parte defectuosa que resulte de deficiencias o negligencias durante la construcción.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Operador de Retroexcavadora (Est. Ocup. C1 Gr II).
- Ayudante de Maquinaria (Estr.Oc.C3)
- Chofer: Volqueta (Est. Ocup. C1).
- Engrasador o abastecedor responsable (estr. Oc. D2)
- Peón (Est. Ocup. E2).

Medición:

La medición para el pago de este rubro serán en METROS CUBICOS (M3), efectivamente ejecutados y aceptados por la Fiscalización

Forma de pago:

El pago se efectuará según el precio unitario especificado en la tabla de cantidades y precios del Contrato. Este precio unitario cubre la compensación completa por el suministro, instalación y transporte, además de incluir toda la mano de obra, herramientas y cualquier imprevisto necesario para llevar a cabo el trabajo.

PROY-04 Excavación y desalojo de material a máquina (Incluye esponjamiento)

Descripción

Este trabajo implicará la excavación sin clasificación mediante maquinaria, incluyendo el desalojo, en cualquier tipo de terreno y materiales de cualquier clase que se encuentren durante la ejecución de la obra. Este rubro se aplicará a las siguientes tareas de excavación:

- Movimiento de tierra para obras viales
- Terraplenes
- Plataformas
- Diques
- Canales
- Subdrenes
- Excepcionalmente aquellas excavaciones que se realicen y se indiquen según otros rubros del contrato.

Materiales:

No aplica.

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)
- Retroexcavadora
- Volqueta 8 m³

Procedimiento de trabajo:

Todo el material resultante de la excavación sin clasificación realizada mecánicamente, que sea considerado adecuado y aprovechable por el Fiscalizador, deberá ser utilizado en la construcción de terraplenes o rellenos, o incorporado de alguna otra forma a la obra. La excavación sin clasificación se llevará a cabo según los alineamientos, pendientes y cotas indicadas en los planos o por el Fiscalizador.

Una vez concluida la obra básica en un tramo, cualquier piedra, roca, escombros o material desprendido por la erosión de taludes que caiga en la cuneta o plataforma del camino, será removido y desechado en sitios aprobados por el Fiscalizador, siendo este trabajo remunerado bajo este rubro.

El material excavado que el Fiscalizador considere no adecuado podrá usarse en los terraplenes, o si se determina que tampoco es apto para ello, se descartará según las instrucciones del Fiscalizador. Será responsabilidad del contratista proveer, a su costo, cualquier apuntalamiento, arriostamiento u otros dispositivos necesarios para asegurar los taludes de la excavación sin clasificación y desalojo, garantizando la seguridad de las obras anexas especificadas. No se pagará por excavaciones adicionales que el contratista realice únicamente para acomodar dichos dispositivos de apoyo.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

No aplica.

Garantías:

No aplica.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Operador de Retroexcavadora (Est. Ocup. C1 Gr II).
- Ayudante de Maquinaria (Estr.Oc.C3)
- Chofer: Volqueta (Est. Ocup. C1).
- Engrasador o abastecedor responsable (estr. Oc. D2)
- Peón (Est. Ocup. E2).

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La cuantificación de este rubro de excavación con maquinaria, incluyendo el desalojo, se realizará en metros cúbicos (m^3), medidos en la obra sobre el material efectivamente excavado con equipo mecánico en su posición original, conforme a lo indicado en los planos o según lo ordenado por el Fiscalizador. La excavación sin clasificación, incluida el desalojo, que sea necesaria para la construcción de la obra básica en zonas de corte y en casos específicos detallados en esta especificación, se medirá de acuerdo con la naturaleza del material removido y los rubros del contrato. No se considerará en la medición la sobre-excavación.

Forma de pago:

Las cantidades establecidas se pagarán al precio unitario indicado en la tabla de cantidades y precios del Contrato. El desalojo se considerará incluido en el pago del material excavado. El material resultante de las excavaciones, remociones, etc., podrá ser depositado en el relleno sanitario municipal, siempre que el contratista asuma el costo de la tasa correspondiente. El contratista podrá proponer otro sitio de desalojo o escombrera, siempre y cuando este no esté a más de 30 km del lugar de la obra. Además, se deberá obtener la autorización del propietario del terreno y presentarla a la fiscalización para su registro y verificación.

Para el cómputo, será necesario utilizar secciones transversales originales del terreno existente o natural, así como las finales tomadas después de que se haya terminado el corte. Estos precios y pagos cubrirán la compensación total por la excavación sin clasificación con equipo, incluido el desalojo y disposición del material, junto con su transporte, colocación, esparcido, control y evacuación del agua, de acuerdo con los diferentes trabajos de excavación detallados en esta especificación. Además, incluirán toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y demás actividades necesarias para la completa ejecución de los trabajos, cumpliendo con las ordenanzas y reglamentos que norman las Especificaciones Técnicas, Leyes Ambientales y el Reglamento de Seguridad Industrial y Salud en la Construcción de Obras Públicas. La ejecución de estos trabajos debe realizarse a total satisfacción y aprobación de la fiscalización.

PROY-05 Material de préstamo importado.

Descripción

Este trabajo implica el suministro y compactación de material de relleno, que se obtendrá de áreas de préstamo ubicadas fuera del área del proyecto. Estas zonas deben estar previamente aprobadas y autorizadas por la Fiscalización, y su ubicación debe estar indicada en los planos o en disposiciones especiales designadas por la Fiscalización. Si las fuentes no están designadas, el Contratista deberá hacer los arreglos necesarios para conseguir el material de préstamo, cubrir todos los costos asociados e informar al Fiscalizador para que se realicen las pruebas y calificaciones correspondientes.

El material de préstamo importado debe ser aprobado previamente por la Fiscalización y compactado con rodillo en capas de 20 cm, previamente humedecidas. Este material se utilizará en todos los rellenos, incluidos los destinados a drenes, subdrenes o trabajos similares, excepto en los casos donde se necesite utilizar grava, arena o piedra triturada para la formación de estas estructuras.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Herramienta menor.
- Excavadora
- Motoniveladora.
- Rodillo liso vibratorio.
- Tanquero 8 Ton
- Material de mejoramiento
- Agua

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)

Procedimiento de trabajo:

Dado que este trabajo requiere especial atención, el procedimiento y el equipo a utilizarse deben seguirse según las siguientes indicaciones:

- La capa superior de 15 cm de espesor, justo por debajo de la cota de excavación, debe compactarse con el mismo rigor que se exige para el material de relleno.
- El material adecuado extraído de la excavación podrá ser usado en la obra, previa autorización de la Fiscalización, y se realizarán los ensayos de laboratorio correspondientes.
- El material de préstamo importado debe ser previamente aprobado por el Fiscalizador, con un tamaño máximo de 10 cm. No debe contener partículas de mayor diámetro, ni materiales orgánicos como vegetación, troncos o escombros, y debe cumplir con especificaciones como una expansión menor al 4%, un índice de plasticidad inferior al 15%, y una densidad mínima de 1600 kg/m³.
- El material de préstamo importado debe cumplir con especificaciones detalladas: tamaño máximo de 10 cm, un porcentaje de 30%-70% pasando por el tamiz N°. 4 (4,75 mm), menos del 20% pasando por el tamiz N°. 200 (0.075 mm), un índice plástico menor al 15% para partículas que pasen el tamiz N° 40 (0.425 mm), y un límite líquido hasta el 40%, siempre que el valor CBR sea superior al 20%, según el ensayo AASHO-T-91.
- El material de préstamo importado se colocará en capas aproximadamente horizontales, cuyo espesor será determinado por la Fiscalización según el equipo de compactación disponible.
- Cada capa será humedecida o secada para alcanzar el nivel óptimo de humedad, luego será nivelada y compactada antes de colocar la siguiente capa.
- No se permitirá colocar piedras de más de 0.10 m de diámetro dentro de los 20 cm bajo el nivel de la subrasante.

- Una vez colocado todo el material de préstamo importado, se procederá a instalar todas las obras de servicios básicos en la vía (agua potable, alcantarillado, electricidad, teléfonos, etc.), conforme a lo establecido.
- El proceso de compactación seguirá lo estipulado en el numeral 305-1.02.3 de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-F 2002.
- Durante la compactación, se utilizará el rodillo más adecuado para el material a compactar, siguiendo las especificaciones o lo indicado por el Fiscalizador, realizando las pasadas necesarias y manejando el material para lograr la compactación requerida.
- No se contabilizarán para fines de pago los volúmenes de terraplén o relleno que se construyan fuera de las especificaciones del proyecto o sin la aprobación del Fiscalizador.
- Con la autorización escrita del Fiscalizador, el contratista puede utilizar un equipo de compactación diferente al indicado, siempre que logre una compactación adecuada según el criterio del Fiscalizador.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

El grado de compactación relativa está definido en la tabla 305-2.1 de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-F 2002. La distribución, conformación y compactación del material importado se realizarán conforme a los requisitos establecidos en los numerales 403-1.05.3 y 403-1.05.4 de esas mismas Especificaciones Generales. Sin embargo, la densidad de la capa compactada deberá alcanzar el 95% en lugar del 100% de la densidad máxima, según el método AASHO-T-180, método D.

En situaciones especiales, si las condiciones del suelo, la humedad o el clima de la región del proyecto lo demandan, se podrán ajustar los límites en cuanto al tamaño del material, el método de compactación y el porcentaje de compactación requerido. Aun así, la capa de 20 cm justo debajo del nivel de subrasante deberá cumplir estrictamente con las especificaciones mencionadas.

El Contratista será responsable de asegurar la estabilidad de todos los rellenos construidos hasta la Recepción Definitiva de la obra y deberá corregir cualquier defecto que se deba a deficiencias o negligencia en la construcción.

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por al menos un año, comenzando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y conservación del suministro e instalación del trabajo hasta la recepción definitiva de la obra. También deberá reparar cualquier parte defectuosa que resulte de deficiencias o negligencias durante la construcción.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

No aplica.

Medición:

La medición para el pago de este rubro serán la METROS CUBICOS (M3), efectivamente ejecutados y aceptados por la Fiscalización.

Forma de pago:

El pago se efectuará según el precio unitario especificado en la tabla de cantidades y precios del Contrato. Este precio unitario cubre la compensación completa por el suministro, la instalación y el transporte, así como por toda la mano de obra, las herramientas y cualquier imprevisto necesario para la ejecución del trabajo.

PROY-06 Hormigón Estruct. /Cem. Portl. CI-B F'C=300KG/CM2 (INC. ENCOFRADO E INHIBIDOR DE CORROSIÓN)

Descripción

Este hormigón de cemento hidráulico Portland se utilizará en la construcción o reconstrucción de diversas estructuras, ya sea que contengan o no refuerzo de acero. Este hormigón consistirá en una mezcla de cemento Portland, agregados gruesos y finos, agua y otros elementos necesarios, según lo indicado en los planos o lo que disponga la Fiscalización.

Materiales:

Los materiales utilizados para elaborar este hormigón de cemento hidráulico Portland deben cumplir con las Normas NTE INEN 152, INEN 2380 - ASTM 1157, y satisfacer los requisitos siguientes:

Tipo de cemento:

El cemento hidráulico que se utilizará será del tipo GU (Uso General) o HE (Alta Resistencia Inicial-Temprana), conforme a las Normas NTE INEN 152, INEN 2380 - ASTM 1157, a menos que los planos o la Fiscalización indiquen algo diferente. Además, debe cumplir con los requisitos físicos y químicos establecidos en las normas AASHTO M 85 (ASTM C 150), AASHTO M 295 (ASTM C 618), y AASHTO M194 (ASTM C 494), (ASTM C 595 M).

Agregados gruesos:

Los agregados gruesos para el hormigón de cemento Portland estarán compuestos por gravas y piedras trituradas que sean resistentes, duras y libres de material vegetal, arcilla u otros materiales indeseables. Estos agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma AASHTO M 80 (ASTM C 33).

Agregados finos:

Los agregados finos para el hormigón de cemento Portland estarán compuestos por arena natural o manufacturada, preferiblemente cuarzosa, o por otro material mineral aprobado con características similares, según la norma AASHTO M 6 (ASTM C 33). Los ensayos de granulometría para los agregados gruesos y finos se realizarán conforme a las normas AASHTO T 11 y AASHTO T 27, respectivamente.

Agua:

El agua utilizada en la mezcla de hormigón debe ser limpia y libre de impurezas, no debe contener aceites, álcalis, ácidos, azúcares ni materia orgánica. El agua potable será considerada adecuada para su uso en hormigones, según lo especificado en la norma AASHTO T 26 (ASTM C 191).

Encofrado:

Los encofrados serán contruidos de madera o metal adecuados, impermeables a la pasta cementicia, y con suficiente rigidez para evitar deformaciones causadas por la presión del hormigón u otras cargas durante la construcción. Además, mantendrán las esquinas y dimensiones indicadas en los planos, respetando las pendientes y alineaciones.

Vaciado:

Antes del vaciado, la Fiscalización debe aprobar la rigidez de los encofrados, los cuales deben ser diseñados considerando el hormigón como un líquido. La distribución del hormigón se realizará mediante canaletas y tuberías que eviten la caída libre desde más de 1.20 metros. El hormigón se colocará en capas horizontales de entre 15 y 30 centímetros de espesor, evitando juntas frías. Las capas serán vibradas con equipos aprobados por la Fiscalización, asegurando que la mezcla interna sea homogénea, densa y sin segregación.

Curado del hormigón y pruebas:

El curado del hormigón y las pruebas de calidad se realizarán de acuerdo con los ensayos indicados en la sección 801.e de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-2002. Este hormigón deberá alcanzar una resistencia de 300 kg/cm² a los 28 días y se utilizará comúnmente en la construcción de estructuras de hormigón armado.

Inhibidor de corrosión:

El inhibidor de corrosión utilizado en la fabricación del hormigón debe contener Carboxilato de Amida como componente principal, en una proporción de un litro por metro cúbico y una temperatura máxima de 28°C. Este inhibidor deberá cumplir con lo establecido en las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP.001-F-2002, AASHTO M 194, ASTM C 494, o cualquiera de ellas.

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)

Procedimiento de trabajo:

Para la producción de este hormigón hidráulico, se debe seguir lo estipulado en las Normas NTE INEN 152, INEN 2380 - ASTM 1157 y en las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP.001-F-2002, utilizando hormigón de clase B. También se debe cumplir con las normas AASHTO M 194 y ASTM C 494, asegurando que el hormigón alcance una resistencia mínima a la compresión de $F'c = 30$ MPa. Se utilizará un impermeabilizante integral a base de lignosulfonatos, que actúe como un impermeabilizante y plastificante eficaz.

El hormigón deberá alcanzar la resistencia mínima de $F'c = 30$ MPa, cumplir con el contenido de cemento necesario, el tamaño adecuado de los agregados, y mantener la relación agua-cemento correcta. El Contratista deberá proporcionar los diseños correspondientes a la clase indicada, asegurando que las proporciones elegidas garanticen la trabajabilidad y el acabado adecuados del hormigón.

Estos diseños deberán ser presentados por el Contratista a la Fiscalización para su aprobación. Si hay discrepancias, se pueden realizar ensayos de verificación. Si persisten diferencias, se llevará a cabo un tercer ensayo en presencia de la Fiscalización y el Contratista. Si los resultados son satisfactorios, se mantendrá el diseño; de lo contrario, la Fiscalización ordenará un cambio en el diseño hasta que se cumplan los requisitos especificados.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

Para la elaboración de este hormigón hidráulico, se deberá cumplir con lo establecido en las Normas NTE INEN 152, INEN 2380 - ASTM 1157 y las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP.001-F-2002.

El hormigón deberá alcanzar una resistencia a la compresión de 300 kg/cm² a los 28 días, según la norma NTE INEN 1 885-2:2002. La arena utilizada debe ser natural, con forma angular, limpia y libre de cantidades perjudiciales de sustancias salinas, alcalinas u orgánicas, cumpliendo con la norma NTE INEN 2 536:2010.

El agua utilizada debe ser de calidad potable, sin presencia de sustancias aceitosas, alcalinas, salinas o materiales orgánicos, y debe cumplir con la norma NTE INEN 1 108:2011.

Si se utilizan aditivos en la preparación del hormigón, estos deberán cumplir con los requisitos especificados en la sección 805 de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-F-2002.

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por un período mínimo de un año, comenzando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y mantenimiento del suministro e instalación del trabajo especificado hasta la recepción final de la obra, y deberá corregir cualquier defecto que resulte de deficiencias o negligencias en la construcción.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

No aplica.

Medición:

La medición para el pago de este rubro serán en METROS CUBICOS (M3), efectivamente ejecutados y aceptados por la Fiscalización

Forma de pago:

El pago se efectuará según el precio unitario establecido en la tabla de cantidades y precios del Contrato. Este precio unitario abarca la compensación completa por el suministro, instalación y transporte, así como por toda la mano de obra, herramientas y cualquier imprevisto necesario para la ejecución del trabajo.

PROY-07 Acero de refuerzo en barras fy: 4200kg/cm²

Descripción

Antes de iniciar cualquier trabajo, es obligatorio obtener la aprobación de la fiscalización. De lo contrario, esta entidad puede exigir la remoción completa del acero, sin que el contratista tenga derecho a recibir compensación alguna. Para poder comenzar con la figuración del acero, la fiscalización debe haber verificado y aprobado lo siguiente:

- Los planos estructurales de la obra, incluyendo la lista de despiece y los diagramas de doblado de las varillas.
- Las pruebas de laboratorio realizadas en fábrica al acero de refuerzo, que deben estar acompañadas por un certificado que garantice su resistencia de diseño y calidad.
- La limpieza de las varillas, asegurando que estén libres de pintura, grasa u otros elementos perjudiciales.
- El estado del replantillo, en caso de ser necesario, que debe estar terminado, limpio y en condiciones adecuadas para recibir el acero de refuerzo.
- Cualquier modificación que el CONTRATISTA desee realizar en los planos estructurales, así como en la lista de despiece y los diagramas de doblado, debe ser sometida a la aprobación de la FISCALIZACIÓN.
- Si los planos carecen de la lista de despiece (planilla de corte) y los diagramas de doblado, el CONTRATISTA debe prepararlos y someterlos a la aprobación de la FISCALIZACIÓN; sin embargo, dicha aprobación no libera al CONTRATISTA de su responsabilidad por la exactitud de estos documentos.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Acero de refuerzo.
- Alambre de recocido.

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)
- Cortadora de hierro.

Procedimiento de trabajo:

Este trabajo abarca el suministro, transporte, almacenamiento, corte, doblado y colocación de barras de acero en estructuras de concreto, siguiendo los planos del proyecto, esta especificación, y las instrucciones y recomendaciones de la Fiscalización.

Almacenamiento:

- El acero debe almacenarse de manera ordenada, elevado del nivel del suelo, sobre plataformas, largueros u otros soportes, y debe protegerse contra daños mecánicos y deterioro superficial, incluyendo los efectos del clima y ambientes corrosivos.

Corte:

- El corte de las varillas se realizará en bancos de trabajo ubicados en lugares adecuados para su recorte, configuración y clasificación.

Doblado:

- Las varillas de refuerzo deben ser dobladas en frío, siguiendo las listas de despiece que han sido aprobadas por la FISCALIZACIÓN.

- El diámetro interior de doblado para los estribos debe ser, como mínimo, 4 veces el diámetro de la barra (4db) para varillas de 16 mm o menos. Es importante recordar que una vez que una varilla ha sido doblada, no se debe desdoblar para reutilizarla. En tal caso, ese tramo debe ser rechazado, cortado y desechado.

Colocación o instalación:

- Las varillas deben ser colocadas con precisión según las indicaciones de los planos de diseño y aseguradas firmemente en las posiciones especificadas mediante amarras, para evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón.
- La posición del acero de refuerzo dentro de los encofrados se debe mantener usando dados de hormigón (galletas), silletas metálicas, espaciadores plásticos u otros soportes aprobados por la FISCALIZACIÓN, para asegurar el recubrimiento necesario según lo establecido en los planos de diseño.
- Las varillas deben ser amarradas con alambre recocido (alambre quemado) en todas las intersecciones, excepto cuando el espaciamiento sea menor de 300 mm, en cuyo caso se amarrarán de manera alternada.
- Para estructuras de más de 1,50 m de altura, se deben usar andamios (el pago de estos es por separado). Estos incluyen:
 - Andamios metálicos formados por módulos (Cuerpo) {1,70x1,20 o 2,00x1,20 con crucetas de 1,80 m}.
 - Piso o plataforma y rodapiés.
 - El uso del andamio es necesario para continuar con el correcto armado del acero.

Traslapes:

- Los traslapes de las varillas de refuerzo deben cumplir con los requisitos especificados en los planos de diseño, o en su defecto, donde lo indique la FISCALIZACIÓN.
- La longitud de los empalmes por traslapes en compresión o tracción debe especificarse en los planos de diseño, considerando lo siguiente:
 - Colocar los traslapes de manera alternada.
 - La longitud mínima del traslape será la establecida en los planos de diseño. Si no se especifica, esta no debe ser menor de 40 veces el diámetro de la barra (40db).
 - Se debe proteger las varillas en el lugar de trabajo para eliminar cualquier riesgo a cualquier altura en:
 - Paredes
 - Techos
 - Espacios subterráneos.
 - Toda varilla con el extremo expuesto debe tener protección de seguridad, que puede ser:
 - Capuchones de fábrica.
 - Capuchones fabricados artesanalmente (tubo PEAD doblado y quemado en un extremo).
- El armado y la colocación de la estructura de refuerzo deben ser revisados en detalle conforme a los planos estructurales, realizando las correcciones y enmiendas necesarias hasta cumplir completamente con los mismos.
- En todos los elementos terminados, se deben controlar los niveles y la verticalidad de la armadura, así como la colocación de separadores, sillas y otros auxiliares para la fijación y conservación de la posición del acero, y el cumplimiento de los recubrimientos mínimos.
- Antes de hormigonar, y una vez concluidos y revisados los trabajos de instalaciones, alivianamiento, encofrados y otros, se deben verificar los amarres, traslapes y demás actividades relacionadas con el acero de refuerzo.
- Cualquier cambio o modificación aprobado por la FISCALIZACIÓN debe registrarse en el libro de obra y en los planos de verificación y control de la obra.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

Las barras corrugadas de acero de refuerzo, las mallas de alambre de acero de refuerzo, así como el alambre y las barras lisas de acero, deben cumplir con los requisitos establecidos en la sección 807 de las Especificaciones

Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-F-2.002. Además, es obligatorio que cumplan con alguna de las siguientes normas INEN:

- NTE INEN 101: Barras lisas de acero al carbono de sección circular laminadas en caliente para hormigón armado.
- NTE INEN 102: Varillas con resaltes de acero al carbono laminado en caliente para hormigón armado. Requisitos.
- NTE INEN 103: Barras lisas de acero al carbono torcidas en frío para hormigón armado.
- NTE INEN 104: Barras con resaltes de acero al carbono torcidas en frío para hormigón armado.
- NTE INEN 105: Palanquillas de acero al carbono para productos laminados de uso estructural.
- NTE INEN 106: Acero al carbono. Extracción y preparación de muestras.
- NTE INEN 107: Acero al carbono. Determinación del contenido de fósforo. Método alcalimétrico.
- NTE INEN 108: Aceros y hierros fundidos. Determinación del azufre.
- NTE INEN 109: Ensayo de tracción para el acero.
- NTE INEN 110: Ensayo de doblado para el acero.

El acero de refuerzo debe almacenarse sobre plataformas u otros soportes adecuados, de manera que no esté en contacto directo con la superficie del suelo. Debe protegerse de daños y del deterioro por oxidación. Las barras y el alambre de acero deben estar protegidos en todo momento contra daños y, al ser colocados en la obra, deben estar libres de suciedad, escamas sueltas, herrumbre, pintura, aceite u otras sustancias inaceptables.

Las barras se doblarán según lo indicado en los planos. Todo doblado de barras se realizará en frío, a menos que el Fiscalizador indique lo contrario. Los radios de doblado deben estar especificados en los planos; en caso de que no lo estén, el doblado se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes especificaciones.

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por un período mínimo de un año, comenzando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y mantenimiento del suministro e instalación del trabajo especificado hasta la recepción final de la obra, y deberá corregir cualquier defecto que resulte de deficiencias o negligencias en la construcción.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Peón (Est. Ocup. E2).

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La medición se realizará por kilogramo (**kg**) efectivamente ejecutados, de acuerdo con los planos y aceptados por el fiscalizador.

Forma de pago:

El pago se lo realizará al precio unitario establecido en el cuadro de cantidades y precios unitarios del contrato, incluye la provisión de todos los elementos y cantidades que sustentan los precios del contrato, incluye la utilización de herramientas necesarias para efectuar la remoción en forma ágil, equipo, mano de obra y todas las demás actividades conexas necesarias para la ejecución total de los trabajos, a satisfacción de la Fiscalización.

PROY-08 Replantillo e: 0.05 m, f'c: 140 kg/cm²

Descripción

Este trabajo implicará la construcción de hormigón simple, generalmente de baja resistencia, utilizado como base de apoyo para elementos estructurales y que no requiere el uso de encofrados. Este replantillo de hormigón simple se colocará de acuerdo con el diseño especificado en los planos, y los trabajos serán revisados y aprobados por el Fiscalizador, siguiendo lo establecido en las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MOP-001 F-2002.

Materiales:

Para la correcta ejecución de este rubro se necesitarán los siguientes materiales:

- Hormigón simple f'c:140 kg/cm²
- Cemento Portland tipo Gu (Uso general). Según Normas: NTE INEN 152, INEN 2380 – ASTM 1157 o INEN 152.
- Agregados finos, como arena natural, lavada, limpia de impurezas de granos duros y resistentes según normas NTE INEN 696-697 o C-33 ASTM.
- Agregados gruesos, como piedra triturada según normas NTE INEN 696-697 o C-33 de ASTM. No será menor a $\frac{3}{4}$ del espaciamiento mínimo.
- Agua.

Equipo mínimo:

Para la ejecución de este rubro se requiere:

- Herramientas menores (5%)
- Concretera

Procedimiento de trabajo:

El replantillo se colocará sobre la superficie del material de relleno, que habrá sido debidamente compactado y preparado con material clasificado y aprobado por el Fiscalizador, asegurando que se cumplan los niveles exactos. Este replantillo de concreto tendrá un espesor de 0,05 m y una resistencia a compresión de f'c = 140 kg/cm². Durante su construcción, se controlarán los niveles y las pendientes, siguiendo la pendiente y la sección transversal especificadas en los planos.

Este replantillo estará sujeto a los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio necesarias, así como a las tolerancias y condiciones bajo las cuales se entregue el trabajo. Todo material blando o inestable deberá ser removido hasta alcanzar una profundidad que garantice que las cargas transmitidas a la superficie del cimiento sean menores que la capacidad de soporte de la misma.

El material removido será reemplazado con material granular de tal calidad que, al ser humedecido y compactado, forme una base de cimentación sólida y adecuada. Este hormigón simple se colocará sobre una capa de material granular, con espesores establecidos en los planos, y compactada al 95% del Proctor Estándar.

Ensayos de Laboratorio:

No aplica.

Normativa:

- NTE INEN 696 -697
- C-33 ASTM

Garantías:

El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y la mano de obra por un período mínimo de un año, comenzando desde la firma del Acta Definitiva. Además, será responsable de la estabilidad y mantenimiento del

suministro e instalación del trabajo especificado hasta la recepción final de la obra, y deberá corregir cualquier defecto que resulte de deficiencias o negligencias en la construcción.

Soporte Técnico:

No aplica.

Mano de Obra:

El personal requerido para este trabajo estará constituido por las siguientes categorías:

- Maestro mayor en obras civiles (Est. Ocup. C1).
- Peón (Est. Ocup. E2).

La cuadrilla de trabajo tendrá que contar con mano de obra calificada y que tengan una vasta experiencia en el trabajo a realizarse.

Medición:

La medición se realizará por metro cúbico (**m3**) efectivamente ejecutados, de acuerdo con los planos y aceptados por el fiscalizador.

Forma de pago:

El pago se lo realizará al precio unitario establecido en el cuadro de cantidades y precios unitarios del contrato, incluye la provisión de todos los elementos y cantidades que sustentan los precios del contrato, incluye la utilización de herramientas necesarias para efectuar la remoción en forma ágil, equipo, mano de obra y todas las demás actividades conexas necesarias para la ejecución total de los trabajos, a satisfacción de la Fiscalización.

Datos		
Espectro elástico de diseño		
Z	0.4	
Fa	1	
Fd	1	
Fs	0.75	
n	1.8	
r	1	
Suelo Tipo	B	
Períodos de vibración		
To	0.075	s
Tc	0.4125	s
$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$		
Espectro inelástico de diseño		
I	1.25	
R	3	
ϕ_p	1	
ϕ_e	1	

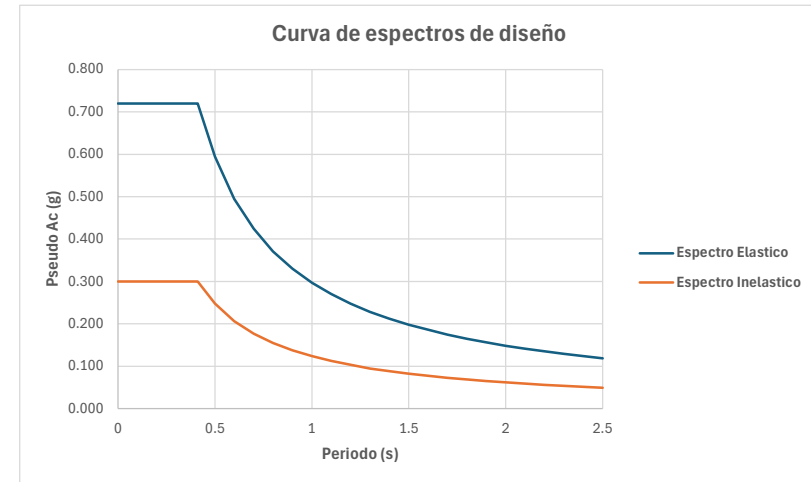
Período Fundamental de la Estructura		
Datos		
Ct	0.047	
Alpha	0.75	
h edificación	4	m
Calculo		
Ta	0.133	s
$T_a = Ct^{0.9}$		
Dónde:		
h _e	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.	
T _a	Período de vibración	
Ct	Coeficiente que depende del tipo de edificio	

Período (s)	Pseudo Ac (g)	Cs
0	0.720	0.300
0.05	0.720	0.300
0.06	0.720	0.300
0.075	0.720	0.300
0.1	0.720	0.300
0.2	0.720	0.300
0.3	0.720	0.300
0.4	0.720	0.300
0.4125	0.720	0.300
0.5	0.594	0.248
0.6	0.495	0.206
0.7	0.424	0.177
0.8	0.371	0.155
0.9	0.330	0.138
1	0.297	0.124
1.1	0.270	0.113
1.2	0.248	0.103
1.3	0.228	0.095
1.4	0.212	0.088
1.5	0.198	0.083
1.5	0.198	0.083
1.7	0.175	0.073
1.8	0.165	0.069
1.9	0.156	0.065
2	0.149	0.062
2.1	0.141	0.059
2.2	0.135	0.056
2.3	0.129	0.054
2.4	0.124	0.052
2.5	0.119	0.050
	Espectro Elastico	Espectro Inelastico

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$C_s(T) = \frac{S_a * I}{R * \phi_p * \phi_e} (T)$$



Capacidad portante del suelo

c'	6.02 kPa
áng.	25
B	9 m
L	12 m
Df	4.65 m
áng. buz	12
q	83.70 kN/m2
Peso esp	18 kN/m3
yhorm	24.52 kN/m3
P	706.32 kN
	120.558

****Factores de capacidad de carga****

Nc	25.13
Nq	12.72
Ny	8.34

Qult	1891.49 kPa	192.812 Ton/m2
qact	120.56 kPa	12.2893 Ton/m2
FS	15.69	Cumple con Factor de Seguridad

Tabla 3.2 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N_c' , N_q' y N_γ' .

ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Resultados del ensayo corte directo

Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna (°)
6.02	24.83

Nota. Se presenta los resultados de cohesión y ángulo de fricción para evaluar su

$$N_q = \frac{e^{\pi \left(0.75 - \frac{\phi'}{360}\right) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

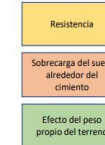
Espiral logarítmica (zona II)

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi'$$

Coefficiente de presión pasiva de tierras de Rankine (zona III)

Tipo de cimentación	Ecuación
Zapata continua	$q_{ult} = c'N_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$
Zapata cuadrada	$q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$
Zapata circular	$q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$



Pre Diseño Reservorio

Dimensiones del tanque:		
largo (b)	12	m
ancho (c)	9	m
alto (a)	4	m
altura w	3	m
Vtotal	432	m ³
borde libre	1	m

TABLA DATOS

Espesor Paredes		
emin	6 in	15 cm
	1/30	30 cm
	0.3 m	30 cm
e	30	cm

Recubrimientos ACI 350.03-06		
Elemento	recubr.	medida
Muros	7.5	cm
Losa de tapa	5	cm
Losa de fondo	7.5	cm

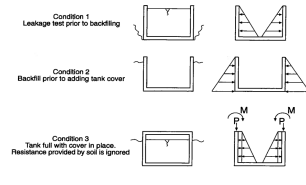


Figure 1-3 Possible Loading Conditions for a Tank

rio de Diseño

- Condición 1: Tanque lleno de agua, sin tapa y considerar influencia del terreno
- Condición 2: Tanque vacío, sin tapa y considerando influencia del terreno
- Condición 3: Tanque lleno de agua, con tapa sin considerar influencia del terreno
- Condición 4: Tanque vacío, con tapa y considerando que el efecto de la carga variable aplicada sobre la tapa también se encuentra sobre el terreno circundante
- Condición 5: Análisis para el cálculo de un factor de seguridad contra levantamiento

Espesor de losa de tapa		
Luz/Largo/Altura	2.85	
Compartamiento	Unidireccional	
e min	1/30	28 cm
	6 in	15 cm
ei	30	cm

Exposición a ambientes agresivos

Espesor losa de fondo del tanque		
emin	1/30	28 cm
	1/12	33 cm
ef	35	cm

0.129032258

Espesor del alero saliente		
ea	35	cm

20.9436

Propiedades del terreno		
γsuelo	18	kN/m ³
γagua	9.81	kN/m ³
φ	24.83	°

1.998981

Propiedades de los materiales		
γhormigón	24.52	kN/m ³
fy	4200	kg/cm ²
fc	300	kg/cm ²
E	261539.67	kg/cm ²

25.0155

Consideraciones diseño		
φM	0.9	
φV	0.75	
B1	0.85	
bw	100	cm

420 MPa

28 MPa

Resistencia de la compresión del hormigón

Módulo de Elasticidad Hormigón

Factor de reducción resistencia para momento nominal

Factor de reducción resistencia para cortante nominal

Ancho de estudio por cada 1 m

$$d = \sqrt{\frac{2M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}} + f'_c$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy} \cdot b_w \cdot d$$

$$As_{min} = 0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$As_{min} = 0.002 \cdot b_w \cdot e$$

$$As_{min} \geq 1.8 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{min} \geq Ag \cdot 0.0018 + \frac{420}{fy} \quad (3.37)$$

$$As_{min} \geq 10 \cdot 100 \cdot 0.0018 + \frac{420}{420}$$

$$As_{min} \geq 1.8 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{min} \geq Ag \cdot 0.0014 \quad (3.38)$$

$$As_{min} \geq 1.4 \frac{cm^2}{m}$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Acero por flexión A (lado largo)

Lado Largo (A)		
Ass	6.85	cm ²
Asy	23.64	cm ²

Verificación Acero mínimo

ACI 318

ACI 350.20

Retracción

Acero mínimo escogido

Condición: As > As min

No Ok. As req = 7.50 cm²

Cumple con acero mínimo

φ

#varillas

As

Separación

Sep min

Sep max

Condición: Sep > Sep min

Cumple con sep mínima

Verificación Momento (Mu vs Mu)

Ass

ex

φMax

Condición: φMu > Mu

OK

Verificación Cortante

Vu

φVu

Condición: φVu > Vu

OK

Lado Corto (B)		
Ass	6.24	cm ²
Asy	16.84	cm ²

Verificación Acero mínimo

ACI 318

ACI 350.20

Retracción

Acero mínimo escogido

Condición: As > As min

No Ok. As req = 7.50 cm²

Cumple con acero mínimo

φ

#varillas

As

Separación

Sep min

Sep max

Condición: Sep > Sep min

Cumple con sep mínima

Verificación Momento (Mu vs Mu)

Ass

ex

φMax

Condición: φMu > Mu

OK

Verificación Cortante

Vu

φVu

Condición: φVu > Vu

OK

TAPA

Tapa		
Cálculo momento último momento		
Pf	285.12	kN
Atapa	108	m ²
qpared	2.64	kN/m
qtapa	6.67	kN/m
qu	9.31	kN/m

LOSA FONDO

Losa Fondo		
Cargas		
Pparedes	1235.808	kN
Pf	285.12	kN
Plusa	1175.65	kN
Ptotal	2696.57	kN
Afondo	132.335	m ²

284.704

***Condición 1**

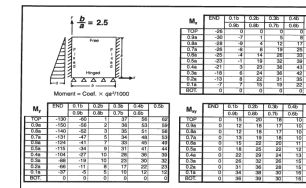
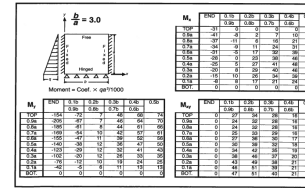
Momento último		
b/a	3	e/a
M	(C*q*a ²)/1000	M
Cx	51	Tabla
Cy	205	Tabla
qo	54.94	kN/m ²
Mx	44.83	kN ² m-m
My	180.19	kN ² m-m
Cs1	0.5	Tabla
V	Cs*q*a	V
V1	109.87	kN/m

Por acción del agua

$$M = \frac{C \cdot q \cdot a^2}{1000}$$

$$q_o = 1.4 \cdot \gamma_w \cdot a$$

$$V = C_s \cdot q \cdot a$$



CASE 2

$$Shear = C_s \cdot q \cdot a$$

$$Deflection = \frac{C_s \cdot q \cdot a^4}{1000 \cdot D}$$

$$D = \frac{E^3}{12(1-\mu^2)}$$

LOCATION	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Side edge - maximum	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38
Side edge - minimum	1.14	0.91	0.68	0.47	0.29	0.17	0.09	0.05	0.03
Side edge - restraint	0.61	0.49	0.39	0.32	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17

CASE 3

$$Shear = C_s \cdot q \cdot a$$

$$Deflection = \frac{C_s \cdot q \cdot a^4}{1000 \cdot D}$$

$$D = \frac{E^3}{12(1-\mu^2)}$$

LOCATION	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Side edge - maximum	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38
Side edge - minimum	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38
Side edge - restraint	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38

***Condición 2**

Momento último		
b/a	3	e/a
M	(C*q*a ²)/1000	M
Cx	51	Tabla
Cy	205	Tabla
qo	oh*a*1.6	Carga actuante del suelo
oh	oh*ka	Esfuerzo horizontal
oh	y*h	Esfuerzo vertical
ka	(1-sen(φ))/(1+sen(φ))	Cof lateral en condición activa
ov	72	kN/m ²
ka	0.41	-
oh	29.41	kN/m ²
qs	47.06	kN/m ²
Mx	38.40	kN ² m-m
My	154.36	kN ² m-m
Cs1	0.5	Tabla
V	Cs*q*a	V
V1	94.12	kN/m

Mservicio	82.08	kN-m
Mmayorado	131.34	kN-m
Calculo de acero por flexión		
d	25	cm
As	14.90	cm²
Verificación Acero mínimo		
Asmin	8.33	cm²
	2.58	cm²
	6	cm²
As min	8.33	cm²
Condicional: As > As min		
No cumple con acero mínimo		
φ	18	mm
#varillax	5.85	6.00
Separación		
Sep	17	cm
Sep min		cm
Sep max		cm
Condicional: Sep > Sep min		
Cumple con sep C144mínimo		
Acero		
Asflexión	15.27	cm²
Asretracción	16.96	cm²

ACI 318

ACI 350.20

As min por retracción o temperatura

Sep

Sep

15 cm

15 cm

Combinación de carga		
Opiso	20.38	kN/m²
q piso	20.38	kN/m
qsimmayorar	27.04	kN/m
qmayorada1	35.12	kN/m
qmayorada2	28.53	kN/m
Momento último		
d	27.5	cm
M	237.05	kN-m
As	25.14	cm²
Asmin	9.17	cm²
	2.84	cm²
	7	cm²
As min	9.17	cm²
Condicional: As > As min		
Cumple con acero mínimo		
φ	20	mm
#varillax	8.00	10.00
Separación		
Sep	10	cm
Sep min		cm
Sep max		cm
Condicional: Sep > Sep min		
Acero		
Asflexión	31.42	cm²
Asretracción	31.42	cm²
Verificación Momento (Mu vs Mu)		
c fondo	6.09	cm
φMax	290.22	kN-m
Condicional: φMu > Mu		
OK		
Verificación Cortante		
Vnf	158.04	kN
Vn	247.65	kN
φVn	185.74	kN
Cond: φVn > Vu		
OK		

ACI 318

ACI 350.20

As min por retracción o temperatura

Sep

Sep

15 cm

15 cm

	Long Larga			Long Corta		
	Mx [Ton*m-m]	My [Ton*m-m]	V1 [kN/m]	Mx [Ton*m-m]	My [Ton*m-m]	V2 [Ton*m-m]
Cond 1	4.57	18.37	11.20	3.85	13.44	10.75
Cond 2	3.91	15.74	9.59	3.30	11.51	9.21
Cond 3	5.29	5.73	9.18	4.84	5.64	8.96
Cond 4	5.68	6.17	9.73	5.18	6.08	9.54

	Momento Escogido		Cortante Escogido		
	Long Larga	Long Corta	Long Larga	Long Corta	
Max Mx	Max My	Max Mx	Max My	Max V1	Max V2
5.68	18.37	5.18	13.44	11.20	10.75

Fuerzas dinámicas laterales

Tipo estructura	Empotrados o simple apoyo
Estanque	Rectangular
Uso del Tanque	Opción b
Grupo de Uso	Grupo I
Espectro esp	No
Análisis	ESP
Enterrado	Si
Espesor unid	Si
Presión tierra	Si

Dirección	Análisis en X	-
Lx	12	m
Ly	9	m
Tlx	0.1000	s
Tly	0.1000	s
B	9	m
L	12	m
tw	400	mm
tr	300	mm
Fc	30	MPa
B	5	%
yw	9.807	kN/m ²
yc	24	kN/m ²
pc	2.4	kN ² /m ³
pw	1	kN ² /m ³
pl	1	kN ² /m ³
i	1.25	-
g	9.807	m/s ²
Ec	21261.18	MPa
Hw	4.3	m
HL	3	m
hr	4.3	m
hw	2.15	m
hcg	2.58	m
hc	1.57	m
hi	1.13	m
Wt	3177.47	kN
Ww'	388.03	kN
Wr	903.17	kN
Wl	915.49	kN
Wc	2269.23	kN
We	1096.95	kN
mi	5.19	kN ² m ² /m ³
mw	4.13	kN ² m ² /m ³
Wt	3	-
Rc	1	-
ε	0.50	-
Cl	0.48	-
Cc	0.16	-
Ct	0.19	-
Cw	0.14	-
Pw'	38.76	kN
Pc'	180.63	kN
Pl	183.10	kN
Pc	432.95	kN
Peg	70.18	kN

Presiones sísmicas sobre la base

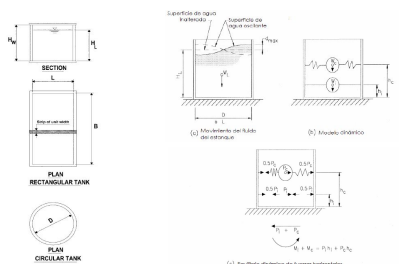
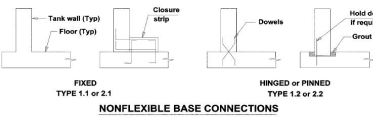
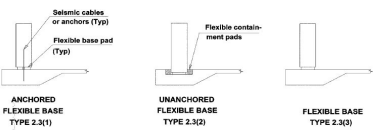


Fig. B2.1—Typical tank configurations (adapted from ASCE 1999a)



NONFLEXIBLE BASE CONNECTIONS



FLEXIBLE BASE CONNECTIONS

Fig. B2.1.1—Types of ground supported, liquid-containing structures classified on the basis of their wall-to-footing connection details (from Waterways and Sluice)

Aplicación de espectros de respuesta específicos

Suelo	B	-
S1	0.417	-
Ss	0.720	-
Sam	0.48	-
Fa	1.00	-
Fv	1.00	-
SD	0.18	m
SCM	0.16	-
Sds	0.48	m
Sd1	0.28	m
Tl	0.10	s
Tc	2.66	s
Tv	0.01	s
Ts	0.58	s
η1	1.00	-
rv	1.00	-
re	1.52	-
Aplica	No	-

CAPÍTULO 5 – DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SÍSMICAS

Transferencia de corte

Estanques rectangulares

Aplica	Si	-
--------	----	---

Distribución de fuerzas dinámicas sobre la base.

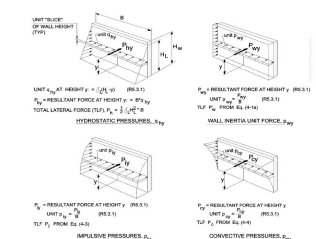
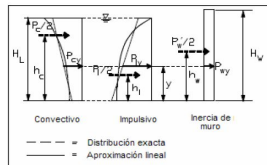


Fig. B2.2—Distribution of hydrodynamic and hydrostatic pressure on the wall of a rectangular liquid-containing structure (adapted from Housner 1963). Other vector fields, the vertical distribution of the impulsive and convective forces is identical to that shown above for rectangular tanks, with the horizontal distribution vector being the wall circumference as shown in Fig. B2.2.1.

#Resortes	23	-
K_resorte	8.33	kN/m

Ver Nota

Corte basal total, ecuación general

δ	30	grados
F.S.D	1.50	-
V	595.29	kN

Fuerzas dinámicas laterales

F.S.V	2.00	-
Mw	83.33	kN ² m
Mr	776.72	kN ² m
Mc	681.24	kN ² m
Ml	205.88	kN ² m
Me	181.06	kN ² m
Mb	1277.99	kN ² m

Cumple

Fuerzas dinámicas laterales

F.S.V	2.00	-
Mw	83.33	kN ² m
Mr	776.72	kN ² m
Mc	681.24	kN ² m
Ml	205.88	kN ² m
Me	181.06	kN ² m
Mb	1277.99	kN ² m

Cumple

Aceleración vertical

b	2/3	-
gv	0.10	-

Aplica	Si	-
Ph	397.18	kN
m_Phy	1.695	1/m
m_Pcy	-0.785	1/m
m_Pvy	0.941	1/m

Son las que van aplicadas al Modelo (Sap2000)												
y [m]	Ph [kPa]	qhw [kPa]	qhw [kPa]	Pwy [kN/m]	Pwy [kN/m]	Pcy [kN/m]	Pcy [kN/m]	Pvy [kN/m]	Pvy [kN/m]	pw [kPa]	pw [kPa]	pv [kPa]
3.00	0.00	0.00	0.00	8.63	7.63	82.76	0.00	84.34	0.96	0.65	9.20	0.37
2.70	5.40	2.94	26.48	8.63	12.21	80.64	2.54	96.46	0.96	1.36	8.96	0.28
2.40	10.80	5.88	52.96	8.63	16.78	78.52	5.08	127.61	0.96	1.86	8.72	0.56
2.10	16.20	8.83	79.44	8.63	21.36	76.40	7.63	167.49	0.96	2.37	8.49	0.85
1.80	21.60	11.77	105.92	8.63	25.94	74.28	10.17	211.20	0.96	2.88	8.25	1.13
1.50	27.00	14.71	132.39	8.63	30.52	72.16	12.71	256.81	0.96	3.39	8.02	1.41
1.20	32.40	17.65	158.87	8.63	35.09	70.04	15.25	303.45	0.96	3.90	7.78	1.69
0.90	37.80	20.59	185.35	8.63	39.67	67.92	17.79	350.71	0.96	4.41	7.55	1.98
0.60	43.20	23.54	211.83	8.63	44.25	65.80	20.34	398.38	0.96	4.92	7.31	2.26
0.30	48.60	26.48	238.31	8.63	48.83	63.68	22.88	446.32	0.96	5.43	7.08	2.54
0.00	54.00	29.42	264.79	8.63	53.40	61.56	25.42	494.45	0.96	5.93	6.84	2.82

Estanques rectangulares

Aplica

Si

-

BORDE LIBRE (REVANCHA)

Oscilaciones de ola

dmax

0.79

m

Ok

PRESIONES DE TIERRA INDUCIDAS POR SISMOS

Opcion	Ka	-
Hs	4.3	m
γs	18	kN/m ³
Φ	24	
Ka	0.42	-
heg	2.58	m
Peg	70.18	kN

Nota

MODELO DINÁMICO

B	9	m
L	12	m
HL	3	m
WL	3177.47	kN
L/HL	4.00	-
k	524736.03	kN*m/m

Estanques rectangulares

Aplica	Si	-
Wi	915.49	kN
Wc	2209.23	kN
hi	1.13	m
hc	1.57	m

Propiedades dinámicas

h	1.58	m
m	9.31	kN*s ² /m ²
λ	8.18	-
ωc	2.36	rad/s
ωi	62.83	rad/s
Ti	0.10	s
Tc	2.66	s

9.4 – Factores de amplificación espectral Ci, Cc y Ct

Ti	0.10	s
Tc	2.66	s
Ts	0.58	s
Ci	0.48	-
Cc	0.16	-
Ct	0.19	-
Cw	0.14	-

Factores de respuesta sísmica locales Ci, Cc y Ct

Ci	0.38	-
Cc	0.13	-
Ct	0.32	-

Coficiente de masa efectiva ε

ε	0.50	-
----------	------	---

Predimensionamiento LOSA SUPERIOR		
Libre	3	m
h min	0.162162162	m
h	30	cm
Peralte efectivo		
d	24.1	cm
Propiedades		
f'c	300	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
phi	0.9	
b	100	cm
k	146.3214286	
Acero Mínimo		
As min	1.24	cm^2
Superior	0.62	cm^2
Inferior	0.62	cm^2

314.1592654
2199.114858

Acero Máximo		
Asb	37.31	cm^2
As max	27.98	cm^2
Superior	13.99	cm^2
Inferior	13.99	cm^2

Verificacion SAP2000 cortantes máximos		
φVc	Vu (T)	Verificación
16.593	16.32	Cumple
	12.59	Cumple
	11.35	Cumple
	8.85	Cumple

Luces Libres (m)								
Muro	Luz 1	Viga 1	Luz 2	Viga 2	Luz 3	Viga 3	Luz 4	Muro
0.4	2.8	0.4	2.6	0.4	2.6	0.4	2.8	0.4

		Momentos (T-m) SAP2000								
Superior	10.23		9.76		5.71		9.35		15.43	
Inferior		18.13		12.52		11.77		10.58		
		As Requerido (cm2)								
Superior	11.70	0.62	11.14	0.62	6.41	0.62	10.65	0.62	18.05	
Inferior	0.62	21.48	0.62	14.46	0.62	13.55	0.62	12.12	0.62	
		As Colocado (cm2)								
Superior	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	
Inferior	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	7D20	

As retracción (cm^2)		5.4
As sup (cm2)	2.7	R-283
As inf (cm2)	2.7	R-283

$$A_s \text{ Retracción} = 0.0018 * b * h$$

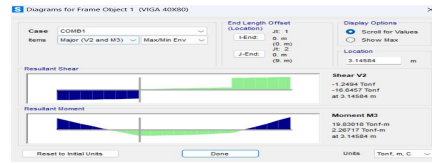
VIGA SUPERIOR

b	40	cm
h	80	cm
f'c	300	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
rec	5	cm
d estr	10	mm
d long	16	mm
d	73.2	cm
k	177.771429	cm2
As min	9.76	cm2
Asmax	67.1976	cm2

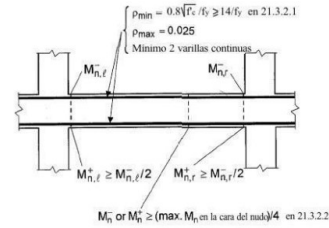
$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

$p_{min} = 0.8 \sqrt{f'c} / fy \geq 14 / fy$ en 21.3.2.1
 $p_{max} = 0.025$
 Mínimo 2 varillas continuas ..



	Inicio	Centro	Fin
Momentos (T-m)			
Superior	37.09	0	41.09
Inferior	0	19.84	0
Momentos (Min) (T-m)			
Superior	37.09	9.2725	41.09
Inferior	18.545	19.84	20.545
Acero requerido (cm2)			
Superior	14.81	9.76	16.49
Inferior	7.24	7.76	8.04
Acero colocado			
Superior	5D20	5D16	6D20
Inferior	4D16	4D16	4D16
Acero colocado (cm2)			
Superior	15.708	10.05	18.8496
Inferior	8.04	8.04	8.04
Acero colocado/Acero requerido (cm2)			
Superior	106.06%	102.97%	114.32%
Inferior	110.99%	103.59%	99.95%



Nota: el refuerzo transversal no se presenta por claridad

Cortante	Inicio	Centro	Fin
A (cm) Sup	4.0425		4.851
A (cm) Inf	2.06911765		2.06911765
M pr (T-m) Sup	58.6989798		70.4387757
M pr (T-m) Inf	30.0445504		30.0445504
Vpr 1	4.27240196	Vgr	23.95
Vpr 2	5.08090196		
Vu	29.030902		
Vpr > 0.5Vu	Formula		
Vc	26.8786573		
Vs	11.829212		
Sep estribos	32.4426343	cm	

Vs < 111.571785 ok

Pre Diseño Reservorio

Dimensiones del tanque:		
largo (b)	12	m
ancho (c)	9	m
alto (a)	4	m
altura w	3	m
Vtotal	432	m3
borde libre	1	m

Largo o longitud larga del tanque
Ancho del tanque o longitud corta del tanque
Altura del tanque
Altura del agua del tanque

TABLA
DATOS

Espesor Paredes			
emin	6 in	15	cm
	130	30	cm
	0.3 m	30	cm
e	40	cm	-

Espesor de losa de tapa			
Luz Larga/Altura	2.80		m
Comportamiento	Unidireccional		
e min	1/30	28	cm
	6 in	15	cm
ei	30	cm	-

Espesor losa de fondo del tanque			
emin	1/30	27.33333	cm
	h/12	33	cm
	6 in	15	cm
ef	35	cm	-

Espesor del alero saliente		
ca	35	cm

Datos		
Propiedades del terreno		
γsuelo	18	kN/m ³
γagua	9.81	kN/m ³
φ	24.83	°
Propiedades de los materiales		
γhormigón	24.52	kN/m ³
fy	4200	kg/cm ²
fc	300	kg/cm ²
E	261539.67	kg/cm ²
Consideraciones diseño		
φM	0.9	Factor de reducción resistencia para momento nominal
φV	0.75	Factor de reducción resistencia para cortante nominal
B1	0.84	
bw	100	cm Ancho de estudio por cada 1 m

Recubrimientos ACI 350.03 -06		
Elemento	recubr.	medida
Muros	7.5	cm
Losa de tapa	5	cm
Losa de fondo	7.5	cm

Valores relacionado con la exposición al ambiente

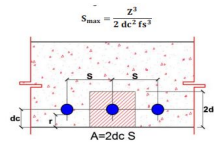


Figura 3. Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras

$$z = f_t \cdot \sqrt{d_c \cdot A}$$

$$sep_{max} = \frac{z^3}{2 \cdot d_c^2 \cdot f_t^3}$$

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$V_u = 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$As = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{B_1 + c}{2} \right)$$

****Muros****

$$d = \frac{2Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot b_w \cdot f_c}$$

d 32.5 cm Peralte efectivo

Acero por flexión A (muro largo) ACERO EXTERIOR

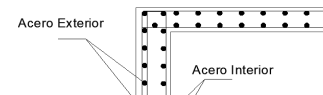
Asx	Lado Largo (A)		Asy	Lado Corto (B)	
	cm ²	Asy		cm ²	Asx
	34.69	cm ²	18.11	31.26	cm ²
Verificación Acero mínimo					
As min	10.83	cm ²	10.83	10.83	cm ²
	3.35	cm ²	3.35	3.35	cm ²
	7.2	cm ²	7.2	7.2	cm ²
As min	10.83	cm ²	10.83	10.83	cm ²
Condicional: As > As min					
Cumple con acero mínimo			Cumple con acero mínimo		
φ	22	mm	φ	25	mm
#varillax	9.12	10	#varillasy	8.76	9
As	10 φ 22		As	9 φ 25	
Separación					
Sep	10.96	cm	Sep	11.42	cm
Sep cal	10.00	cm	Sep cal	11.11	cm

Acero por flexión A (muro corto) ACERO EXTERIOR

Asx	Lado Largo (A)		Asy	Lado Corto (B)	
	cm ²	Asy		cm ²	Asx
	18.11	cm ²	18.11	31.26	cm ²
Verificación Acero mínimo					
As min	10.83	cm ²	10.83	10.83	cm ²
	3.35	cm ²	3.35	3.35	cm ²
	8	cm ²	8	8	cm ²
As min	10.83	cm ²	10.83	10.83	cm ²
Condicional: As > As min					
Cumple con acero mínimo			Cumple con acero mínimo		
φ	18	mm	φ	22	mm
#varillax	7.12	8.00	#varillasy	8.22	9.00
As	8 φ 18		As	9 φ 22	
Separación					
Sep	14.05	cm	Sep	12.16	cm
Sep cal	12.50	cm	Sep cal	11.11	cm

Comparación Resultados, Momentos Máximos Obtenidos de Sap

Momento Escogido [Ton-m]								Cortante Escogido [Ton]	
Long Larga				Long Corta				Long Larga	Long Corta
Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Max V1	Max V2
38.87	47.05	28.91	27.74	21.23	35.36	14.19	21.49	22.06	20.56



3.801327111
0.653965297
10.95891578

Sep max		cm	Sep max		cm
Verificación Momento (Mn vs Mu)					
Asx	38.01	cm²	Asy	44.18	cm²
cx	6.26	cm	cy	7.28	cm
φMnx	42.20	Ton-m	φMny	48.20	Ton-m
Condicional: φMn>Mu					
OK			OK		
Verificación Cortante					
Vn	29.83				Ton
φVn	22.38				Ton
Condicional: φVn>Vu					
OK					

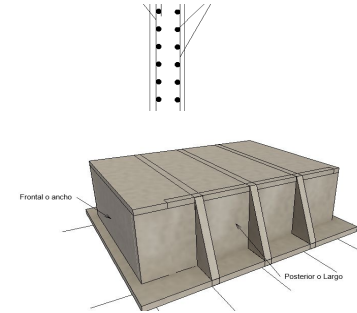
Acero por flexión A (muro largo) ACERO INTERIOR

Lado Largo (A)					
Asx	25.13	cm²	Asy	24.05	cm²
Verificación Acero mínimo					
As min	10.83	cm²	ACI 318		
	3.35	cm²	ACI 350.20		
	7.2	cm²	Retracción		
As min	10.83	cm²	Acero mínimo escogido		
Condicional: As > As min					
Cumple con acero mínimo			Cumple con acero mínimo		
φ	18	mm	φ	20	mm
#varillax	9.88	10	#varillasy	7.65	8
As	10 φ 18		As	8 φ 20	
Separación					
Sep	10.12	cm	Sep	13.06	cm
Sep cal	10.00	cm	Sep cal	12.50	cm
Sep max		cm	Sep max		cm
Verificación Momento (Mn vs Mu)					
Asx	25.45	cm²	Asy	25.13	cm²
cx	4.19	cm	cy	4.14	cm
φMnx	29.25	Ton-m	φMny	28.91	Ton-m
Condicional: φMn>Mu					
OK			OK		
Verificación Cortante					
Vn	29.83				kN
φVn	22.38				kN
Condicional: φVn>Vu					
OK					

Sep max			Sep max		
Verificación Momento (Mn vs Mu)					
Asx	20.36	cm²	Asy	34.21	cm²
cx	4.01	cm	cy	6.74	cm
φMnx	23.70	kN-m	φMny	38.32	kN-m
Condicional: φMn>Mu					
OK			OK		
Verificación Cortante					
Vn	29.83				Ton
φVn	22.38				Ton
Condicional: φVn>Vu					
OK					

Acero por flexión A (muro corto) ACERO INTERIOR

Lado Corto (B)					
Asx	11.91	cm²	Asy	18.35	cm²
Verificación Acero mínimo					
As min	10.83	cm²	ACI 318		
	3.35	cm²	ACI 350.20		
	8	cm²	Retracción		
As min	10.83	cm²	Acero mínimo escogido		
Condicional: As > As min					
Cumple con acero mínimo			Cumple con acero mínimo		
φ	16	mm	φ	20	mm
#varillax	5.93	6.00	#varillasy	5.84	6.00
As	6 φ 16		As	6 φ 20	
Separación					
Sep	16.88	cm	Sep	17.12	cm
Sep cal	16.67	cm	Sep cal	16.67	cm
Sep max			Sep max		
Verificación Momento (Mn vs Mu)					
Asx	12.06	cm²	Asy	18.85	cm²
cx	2.38	cm	cy	3.71	cm
φMnx	23.70	kN-m	φMny	22.03	kN-m
Condicional: φMn>Mu					
OK			OK		
Verificación Cortante					
Vn	29.83				kN
φVn	22.38				kN
Condicional: φVn>Vu					
OK					



Datos		
γ_{wuelo}	1.83	ton/m ³
γ_{agua}	1	ton/m ³
ϕ	24.83	°
H	4.65	m
Hw	3	m
$\gamma_{hormigon}$	2.50	kN/m ³
0.6136595 Kpa		

Se requiere diseñar el siguiente muro con contrafuertes:

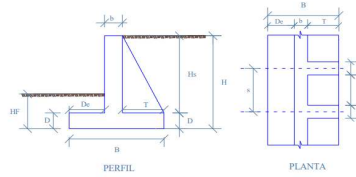


Fig. 4-9

1.16 2.33

3.26

a) Prediseño

b	0.40 m	1.86
B	(0.4-0.7)H	3.1 m
DE	B/4-B/2	1.2 m
D	H/4-H/12	0.40 m
T	B-DE-b	1.5

Separación contrafuertes

s1	0.75+0.3H	2.145 m
S2	(0.3-0.6)H	2.79 m
s3	(1/3-1/2)H	2.325 m
s	3 m	

Espesor contrafuerte

c	H/20	0.2325 m
c	0.4 m	

m

Separación libre entre contrafuertes

s'	s-c	2.6
----	-----	-----

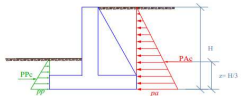


Fig. 4-10

ϕ	0.9
b	100
fc	300
w	0.18
ϕ	0.85
b	100

f

0.5166667

Prediseño Contrafuerte		
b	0.40	m
B	3.1	m
De	1.2	m
D	0.40	m
T	1.5	m
c	0.4	m
s	3	m
s'	2.6	m

Momento de volteo

z	H/3	1.55 m
Mv	Pac*z	6.280545841 kN-m

Momento resistente

Sección	Área	Wslong unit del muro (Ton/m)	Brazo de momento medido desde A	Momento respecto a C (Ton-m/m)
1	1.085	2.71	1.55	4.20
2	1.86	4.65	1.40	6.51
3	3.4875	8.72	2.10	18.31
4	3.4875	6.40	2.60	16.64
5	6.975	12.80	2.35	30.08
ΣW	35.28	Sum MR		75.73

5.58	Fsvolca	12.06 > 2	Ok	10.763852
------	---------	-----------	----	-----------

determinar que el peso se encuentre entre el tercio emdlo

$$1.0 B/3 \leq x \leq 2B/3$$

$$x = 1.97 \text{ m}$$

$$-0.418820928$$

DISEÑO PANTALLA

pz ys*ka*z

pz=0

pz=1

pz=2

pz=3

pz=4

p1

p2

p3

p4

Dovela	p_barra [Ton/m ²]	Momentos [Ton-m]					Cortante [Ton]	
		M1	M2	M3	M4	M5	V1	V2
1	0.68	0.29	0.33	0.46	0.29	0.42	0.89	0.43
2	2.05	0.87	0.99	1.39	0.87	1.26	2.67	1.30
3	3.42	1.45	1.65	2.32	1.45	2.10	4.45	2.16
4	4.79	2.03	2.32	3.24	2.03	2.95	6.23	3.03

Mu-max 8.637889455 cm d 3.24 Ton-m Vu 32.50 cm 6.23 Ton

dreq < 32.50 OK

Verif cortante

Vc Vu/phiBd 9.17986928 kg/cm2

Dovela	d [cm]	Vus/Vmax [Ton]	Vc [kg/cm ²]
1	32.50	0.89	0.32
2	32.50	2.67	0.97
3	32.50	4.45	1.61
4	32.50	6.23	2.26

Refuerzo Vertical

Dovela	q_barra [Ton/m ²]	R	As	estribo	Diametro
1	4.75	13.28	3.51	1.76	phi12 @ 20cm
2	4.50	12.58	3.33	1.66	phi12 @ 20cm
3	3.08	8.61	2.28	1.14	phi12 @ 20cm

Presión Activa		
ka	0.409	coeficiente activo
Pa	1/2*ys*ka*H	Presión Pasiva 4.05 kN/ml
Pac	Pa*s	Presión Pasiva contrafuerte separación 12.16 kN

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 * ka * \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

z	H/3	1.55
Mv	Pac*z	18.84163752 kN-m

Momento resistente

Sección	Área [m ²]	Wslong unit del muro [Ton/m]	Brazo de momento medido desde A [m]	Momento respecto a C [Ton-m/m]	Momento contrafuerte respecto a C [Ton-m]
1	1.1*0.35=1.05	1.085	2.7	3.12=1.55	2.71*1.55=4.2
2	1.65*0.4=1.86	5.1	4.61	2.4=1.55	4.65*1.4=6.51
3	3.4875	8.72	8.4	1.5/3=0.5	3*6.51=19.53
4	3.4875	6.4	6.4	1.5/3=0.5	3*18.31=54.93
5	6.975	12.8	12.8	1.5/2=0.75	6.4*2.6=16.64
ΣW	35.28	Sum MR		75.73	30.08*30.08=902.4

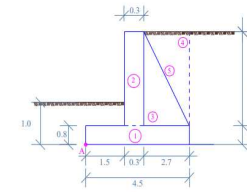
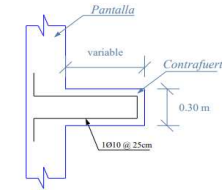


Fig. 4-11



Diseño armadura de anclaje entre contrafuerte y pantalla

R	1.075*p_barra*s'		
ϕ	0.9	ϕ	12
fy	4200	Aphi	1.130973355
			2.261946711

Dovela	p_barra [Ton/m ²]	R	As	estribo	Diametro
1	0.68	1.91	0.51	0.25	phi12 @ 25cm
2	2.05	5.74	1.52	0.76	phi12 @ 25cm
3	3.42	9.57	2.53	1.27	phi12 @ 25cm
4	4.79	13.40	3.55	1.77	phi12 @ 25cm

1.1309734 2.261946711

0.4 0.1768388

22.91129

s 0.3

s 25.6

s 57.6

Diseño contrafuerte

Calculo de presiones y momentos que actúan en el contrafuerte por Doves

alfa	arctang(T/Hs)	20.56 grados
T/H		0.3225806

sen alfa	Sen(alf)*z	0.3511881
	Sen(alf)	
Dovela	z [m]	Mu [Ton- m]
1	1.08	0.81
2	2.15	1.61
3	3.23	2.42
4	4.30	3.22

	Max	50.657537
Diseño flexión		$pz = \gamma s * Ka * (z)$
fc	300	
fy	4200	
		$p\theta = 0$
pmin	0.003333333	
B=	0.85	$pz = (1.77)(0.3333)(z)$
pmax	0.015482143	$Mu = f \left\{ \frac{z^2}{6} (2p\theta + pz) \right\} s$
K		
rec	7.5	$Mu = 1.7 \left\{ \frac{z^2}{6} (2(0 + pz)) \right\} 3$
	7.56	Calculo de (t) por dovelas

$\alpha = \text{arc tg} (T / Hs)$
 $\alpha = \text{arc tg} (2.7 / 8.2)$
 $\alpha = 18.23^\circ$
 $\text{sen } \alpha = t(z) / z$
 $t(z) = \text{sen } \alpha * z$
 $t(z) = \text{sen} (18.23) * (z)$

s = 3.0 m

$\text{tg } \alpha = T / Hs$

Dovela	t [cm]	d=t+r [cm]	Mu [Ton/m]	k	p	As [cm ²]	As
1	38	30.25	0.79	0.00	0.0033	4.0336957	2 fi 16
2	76	68.01	6.33	0.01	0.0033	9.0673913	2fi+2fi18
3	113	105.76	21.37	0.02	0.0033	14.101087	2fi16+2fi18+2fi18
4	151	143.51	50.66	0.02	0.0033	19.134783	2fi16+2fi18+2fi18+2fi18

	Max	50.657537				var	16
						2.0106193	
			0.0009124			var	18
		19.289379				2.54469	9.1106187
						var	18
						2.54469	14.199999
						var	18
						2.54469	19.289379

VIGA MAMPOSTERIA

b	40	cm
h	65	cm
f'c	300	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
rec	5	cm
d estr	10	mm
d long	16	mm
d	58.2	cm
k	141.342857	cm2
As min	7.76	cm2
Asmax	53.4276	cm2

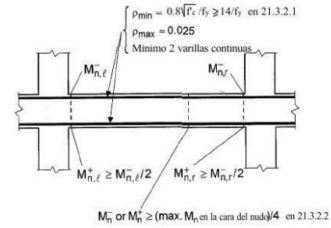
$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.8 \sqrt{f'c} / fy \geq 14 / fy \text{ en 21.3.2.1}$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

Mínimo 2 varillas continuas ..



Nota: el refuerzo transversal no se presenta por claridad

	Inicio	Centro	Fin
Momentos (T-m)			
Superior	31	0	31
Inferior	0	15.3	0
Momentos (Min) (T-m)			
Superior	31	7.75	31
Inferior	15.5	15.3	15.5
Acero requerido (cm2)			
Superior	15.80	7.76	15.80
Inferior	7.67	7.57	7.67
Acero colocado			
Superior	5D20	4D16	5D20
Inferior	4D16	4D16	4D16
Acero colocado (cm2)			
Superior	15.708	8.04	15.708
Inferior	8.04	8.04	8.04
Acero colocado/Acero requerido (cm2)			
Superior	99.40%	103.61%	99.40%
Inferior	104.85%	106.26%	104.85%

Cortante

	Inicio	Centro	Fin
A (cm) Sup	4.97538462		4.97538462
A (cm) Inf	2.54660633		2.54660633
M pr (T-m) Sup	45.9442688		45.9442688
M pr (T-m) Inf	23.5161651		23.5161651

Vpr 1	5.28594636	Vgr	22.6
Vpr 2	5.28594636		

Vu	27.8859464
Vpr > 0.5Vu	Formula

Vs < 88.7087142 ok

Vc	21.3707357
Vs	15.8105261

Sep estribos 24.2731201 cm

Predimensionamiento LOSA CIMENT		
Libre	3	m
h min	0.162162162	m
h	35	cm
Peralte efectivo		
d	29.1	cm
Propiedades		
f'c	300	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
phi	0.9	
b	100	cm
k	176.6785714	
Acero Mínimo		
As min	1.50	cm^2
Superior	0.75	cm^2
Inferior	0.75	cm^2

490.8738521
3926.990817

Acero Máximo		
Asb	45.05	cm^2
As max	33.79	cm^2
Superior	16.89	cm^2
Inferior	16.89	cm^2

Verificacion SAP2000 cortantes máximos		
φVc	Vu (T)	Verificación
20.035	13	Cumple
	7.94	Cumple
	10.52	Cumple
	14.64	Cumple

Luces Libres (m)								
Muro	Luz 1	Viga 1	Luz 2	Viga 2	Luz 3	Viga 3	Luz 4	Muro
0.4	2.8	0.4	2.6	0.4	2.6	0.4	2.8	0.4

Momentos (T-m) SAP2000		As Requerido (cm2)								
Superior	29.99		9.91		12.09		13.33		27.32	
Inferior		32.42		36.83		28.86		19.37		
As Colocado (cm2)										
Superior	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25
Inferior	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25	7D25

As retracción (cm^2)		5.4
As sup (cm2)	2.7	R-283
As inf (cm2)	2.7	R-283

$$A_s \text{ Retracción} = 0.0018 * b * h$$

VIGA INFERIOR

b	40	cm
h	70	cm
f'c	300	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
rec	5	cm
d estr	10	mm
d long	16	mm
d	63.2	cm
k	153.485714	cm2
As min	8.42666667	cm2
Asmax	58.0176	cm2

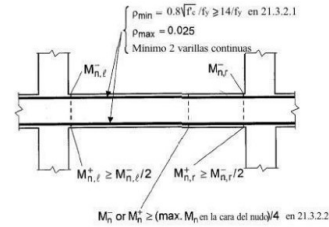
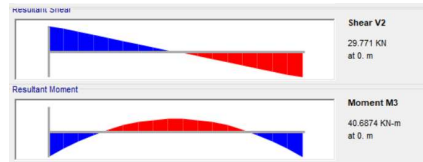
$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

$$p_{min} = 0.8 \sqrt{f'c} / fy \geq 14 / fy \text{ en 21.3.2.1}$$

$$p_{max} = 0.025$$

Mínimo 2 varillas continuas ..



Nota: el refuerzo transversal no se presenta por claridad

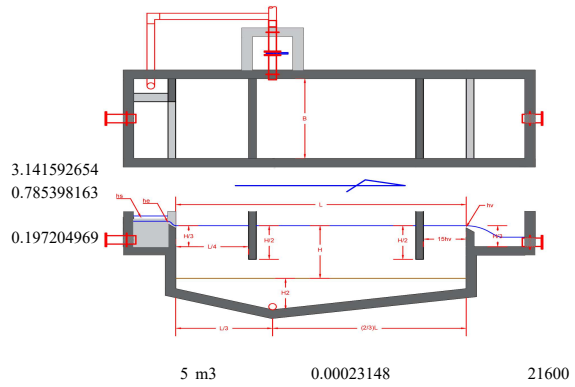
	Inicio	Centro	Fin
Momentos (T-m)			
Superior	0	21.7	0
Inferior	43.85	0	43.85
Momentos (Min) (T-m)			
Superior	21.925	21.7	21.925
Inferior	43.85	10.9625	43.85
Acero requerido (cm2)			
Superior	10.05	9.94	10.05
Inferior	20.85	4.94	20.85
Acero colocado			
Superior	5D16	5D16	5D16
Inferior	6D22	4D16	6D22
Acero colocado (cm2)			
Superior	10.05	10.05	10.05
Inferior	22.8	8.04	22.8
Acero colocado/Acero requerido (cm2)			
Superior	100.04%	101.11%	100.04%
Inferior	109.35%	162.81%	109.35%

3.80132711
2.0106193

Cortante			
	Inicio	Centro	Fin
A (cm) Sup	2.95588235		2.95588235
A (cm) Inf	6.70588235		6.70588235
M pr (T-m) Sup	32.5661013		32.5661013
M pr (T-m) Inf	73.8813044		73.8813044
Vpr 1	3.77367288	Vgr	32.9
Vpr 2	3.77367288		
Vu	36.6736729		
Vpr > 0.5Vu	Formula		
Vc	23.2067095		
Vs	25.691521		
Sep estribos	14.9376442	cm	

Vs < 96.3297377 ok

DISEÑO DECANTADOR O SEDIMENTADOR



3.141592654
0.785398163
0.197204969

DATOS:

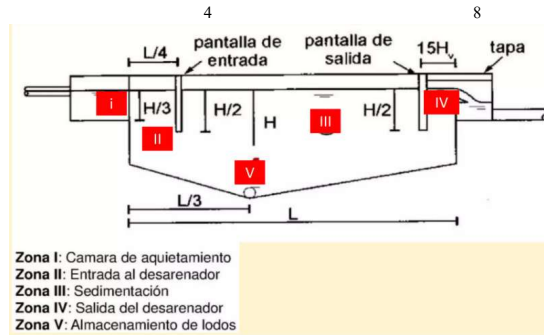
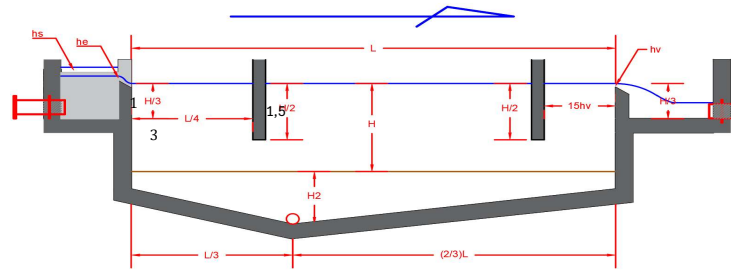
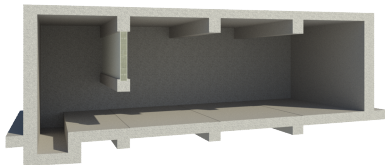
Q	0.0007 m ³ /s	0.69444444 l/s
B	8 m	
L	12 m	
Hw	3 m	altura del agua
BL	1 m	288

Pantalla de Entrada

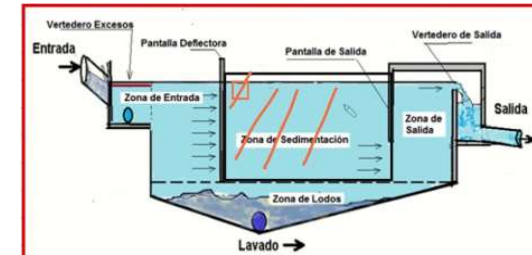
Profundidad	Hw/2	1.50 m	2.80
	H	2.50 m	medida desde la tapa hasta el agua
Dsitancia	L1	3 m	Distancia desde que ingresa el agua

Almacenamiento Lodos

Profundidad max	L/H2 = 10	1.2 m
Profundidad min		
Pendiente (l) %	m	1 %



Zona I: Camara de aquietamiento
Zona II: Entrada al desarenador
Zona III: Sedimentación
Zona IV: Salida del desarenador
Zona V: Almacenamiento de lodos



PARÁMETROS DE CONTROL

Parámetro	Rango
Tiempo de Retención Hidráulico (TRH)	1.5 – 3 horas
Carga Hidráulica Superficial (C _s)	32 – 48 m ³ /m ² .dia
Profundidad del tanque	2.5 – 4 metros

Si el sedimentador primario está funcionando adecuadamente, deben presentar las siguientes eficiencias:

Parámetro	Rango de Eficiencia Esperada (%)
Sólidos Sedimentables	90 – 95
Sólidos Suspendedos	40 – 60
Sólidos Totales	10 – 20
DBO ₅	20 - 35

ψ_e
 ψ_t
 λ

Longitud de desarrollo, ld								
	Vigas sup	Vigas inf	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Sup	Losa Inf
	1	1	1	1	1	1	1	1
	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	1	1	1	1	1	1	1	1
fy	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c	30	30	30	30	30	30	30	30
ϕ_{long}	20	16	18	22	16	20	20	25
ld (m)	0.93	0.75	0.84	1.27	0.75	0.93	0.93	1.44
ld asumida (m)	0.95	0.75	0.95	1.5	0.95	0.95	0.95	1.5

λ
 ϕ_{long}

Longitud de desarrollo, ldh (sección crítica)								
	Vigas	Vigas	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Sup	Losa Inf
	1	1	1	1	1	1	1	1
fy	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c	30	30	30	30	30	30	30	30
ϕ_{long}	20	16	18	22	16	20	20	25
ldh (m)	0.28	0.22	0.25	0.31	0.22	0.28	0.28	0.35
ldh asumida (m)	0.25	0.25	0.25	0.35	0.25	0.35	0.35	0.35

ϕ_{long}

Longitud de gancho y diametro de doblad, lext								
	Vigas	Vigas	Muro Larg x	Muro Larg z	Muro Cort x	Muro Cort z	Losa Sup	Losa Inf
fy	412	412	412	412	412	412	412	412
f'c	30	30	30	30	30	30	30	30
ϕ_{long}	20	16	18	22	18	22	20	25
Dint (mm)	120	96	108	132	108	132	120	150
lext (mm)	240	192	216	264	216	264	240	300
Long total gancho (mm)	320	256	288	352	288	352	320	400
Gancho asum. (m)	0.35	0.25	0.30	0.35	0.30	0.35	0.35	0.40

Diseño Estructural de un reservorio de agua para áreas verdes en ESPOL, Campus Gustavo Galindo

PROBLEMA

Actualmente, para el riego de áreas verdes en el campus se utiliza agua potable proveniente de fuentes externas, generando un gasto anual de 132 mil dólares. La falta de un sistema de riego y almacenamiento adecuado agrava este problema. Para abordar esta situación, se propone diseñar e implementar un reservorio de agua que permita utilizar fuentes propias de menor calidad, pero ricas en nutrientes, optimizando el costo y mejorando la eficiencia del riego.

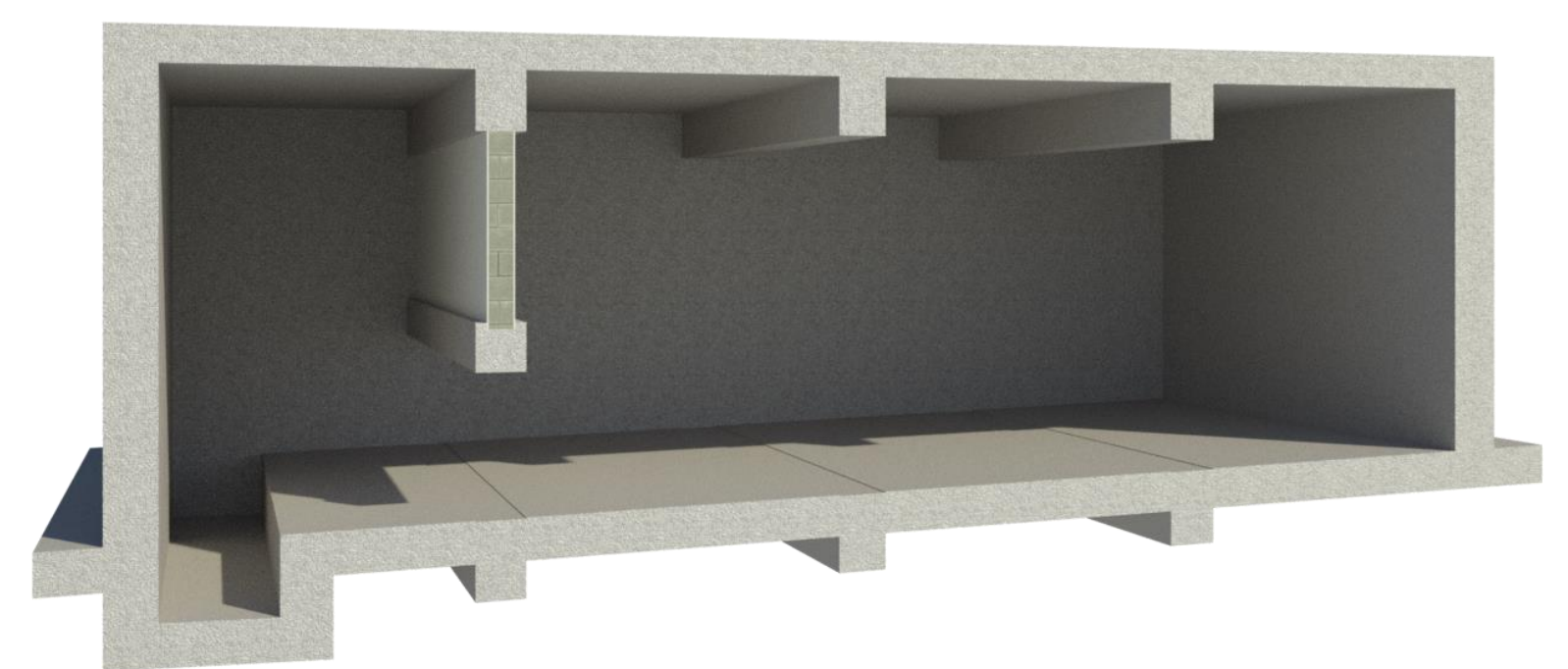
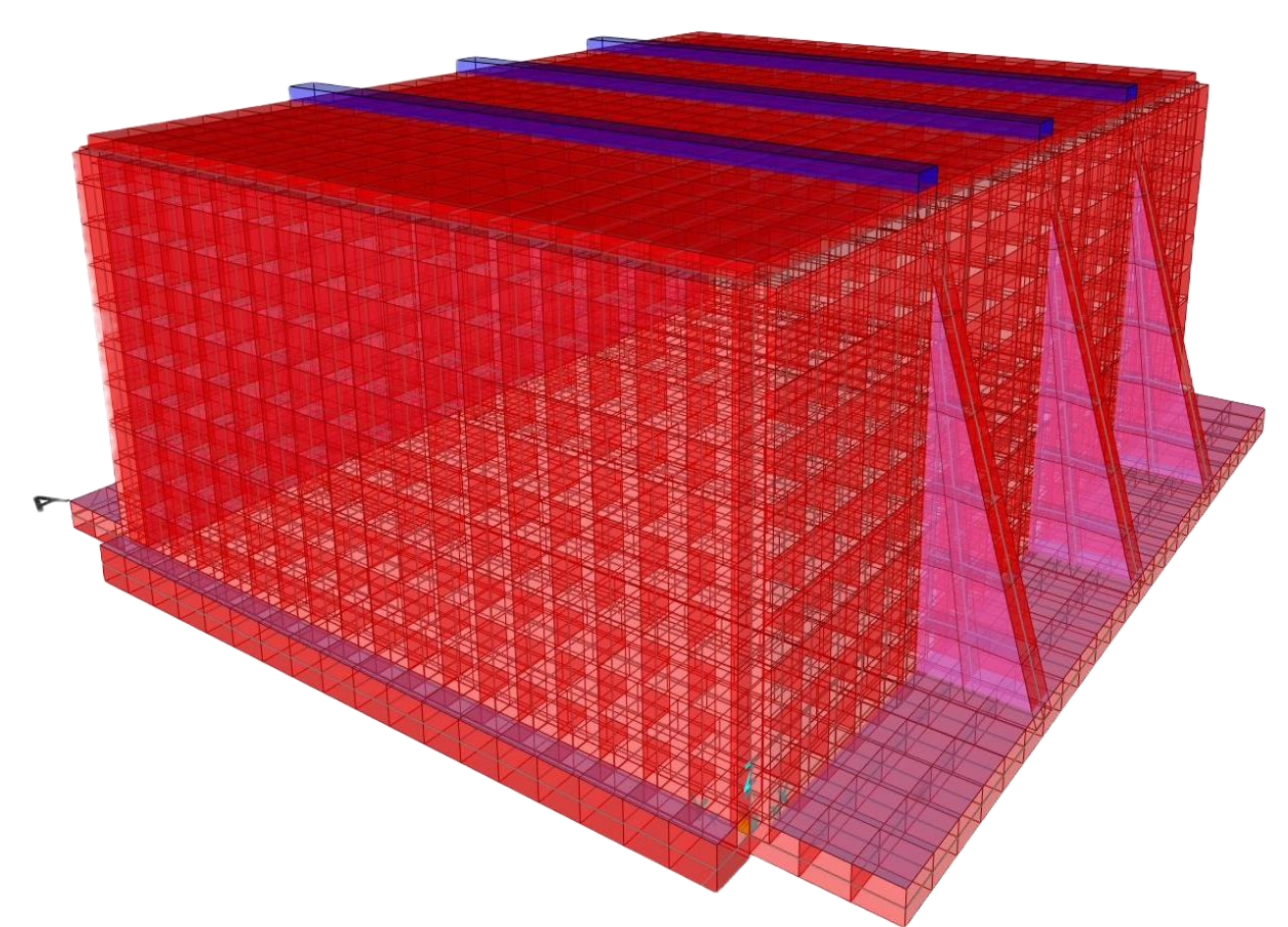
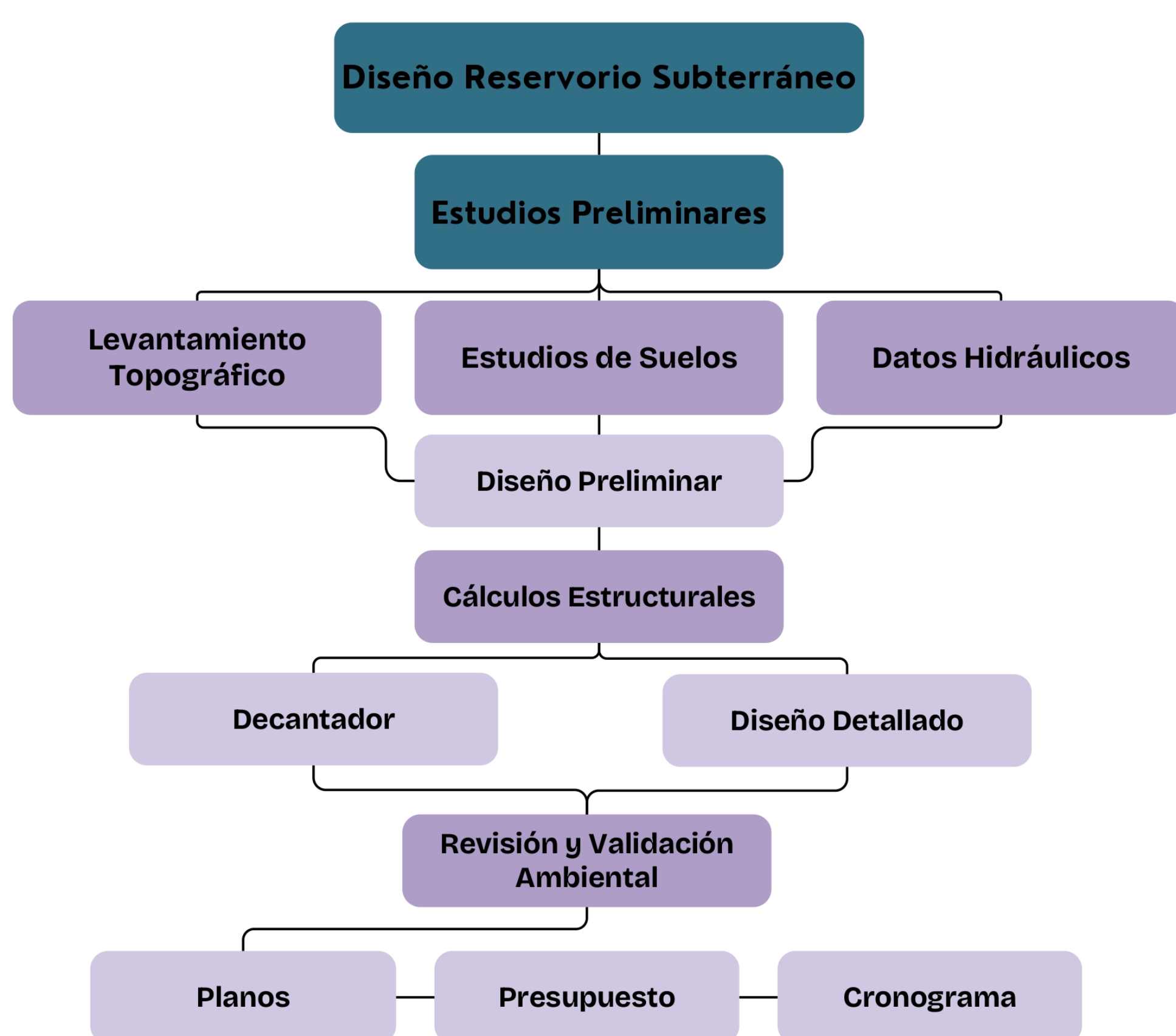


OBJETIVO GENERAL

Diseñar un reservorio de agua que complete el sistema de riego de la ESPOL mediante el análisis estructural y geotécnico, priorizando la seguridad estructural, durabilidad y eficiencia para la irrigación de áreas verdes de zonas determinadas en el campus.

PROPUESTA

Se propone realizar el diseño de un reservorio subterráneo de agua de hormigón armado mediante el análisis estructural detallado, utilizando la siguiente estrategia de trabajo:



RESULTADOS

Elemento	Espesor	Unidad
Losa Superior	30	cm
Losa Inferior	35	cm
Muros	40	cm
Contrafuerte	40	cm

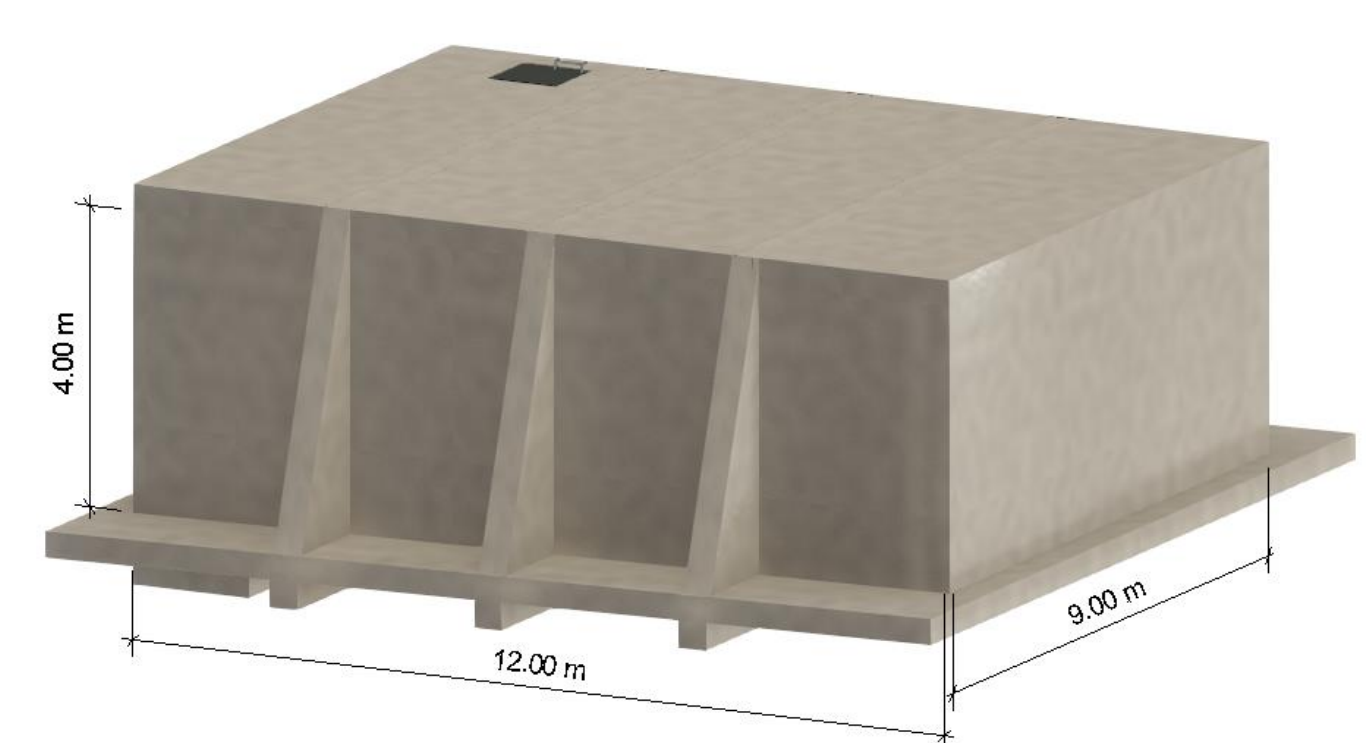
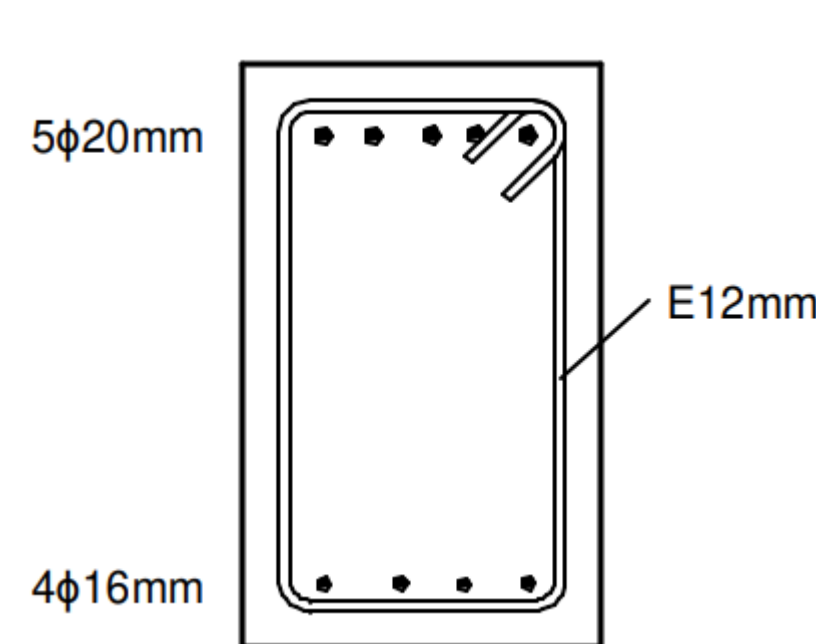
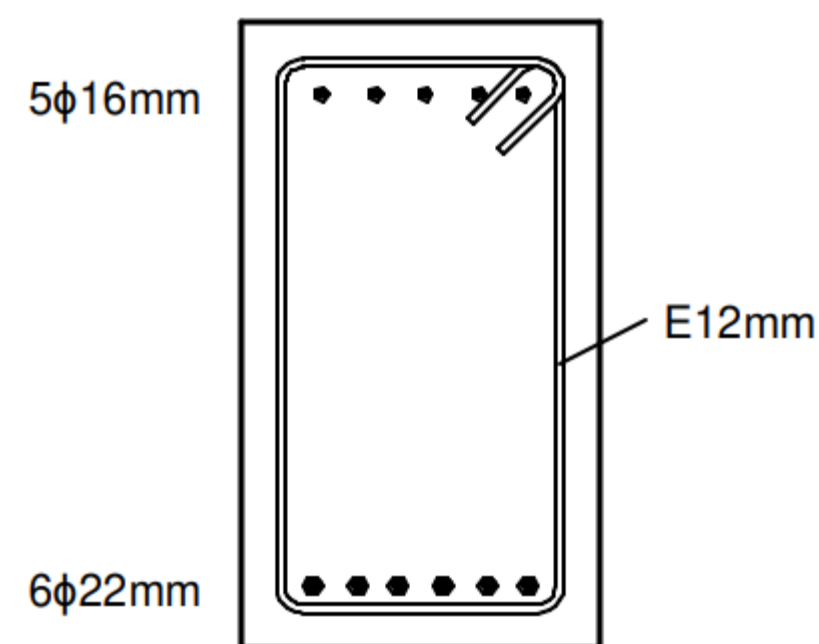
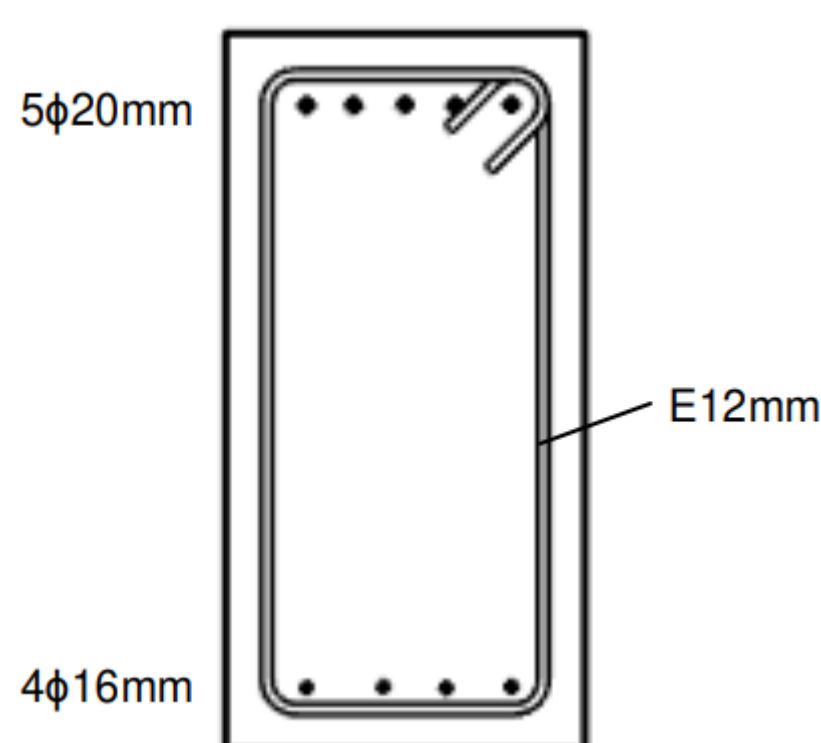
Requerimientos		
Resistencia Hormigón (f'c)	300	kg/cm ²
Resistencia Fluencia Acero (fy)	4200	kg/cm ²
Replanteo (e)	5	cm
Volumen Hormigón (Vh)	170	m ³
Pendiente	1	%

Dimensiones Reservorio		
Ancho	9	m
Largo	12	m
Alto	4	m
Altura agua	3	m
Borde Libre	0.7	m
Lodos	0.3	m

Vigas superiores de 40x80cm

Vigas inferiores de 40x70cm

Viga para mampostería de 40x65cm



CONCLUSIONES

- La evaluación detallada a nivel estático y dinámico, en base a las normativas NEC 2015, ACI 318-19 y ACI 350.3-06, permitió diseñar de forma estructural el reservorio, priorizando la seguridad estructural y garantizando la estabilidad a largo plazo.
- Con la ayuda del programa SAP2000, se obtuvieron los momentos y cortantes de diseño necesarios para dimensionar los distintos elementos estructurales (muros, losas, contrafuertes, vigas), regidos por la vigente normativa de construcción en el Ecuador.
- Se implementó un sistema de decantación, basado en una pared de mampostería, colocada a la distancia necesaria para que el agua logre golpearla y sedimentar las partículas suspendidas que ingresan al reservorio.
- Se incluyó un análisis de impacto ambiental, identificando los factores ambientales que influyen en el reservorio, como: pérdida de vegetación y hábitats. Generando las medidas de mitigaciones para reducir los problemas medioambientales generados.