

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL DEL COMPORTAMIENTO
HIDRODINAMICO DE UN RESERVORIO DE LARIMAYO 2017**

TESIS

PRESENTADO POR:

BACH. MELANIO MAMANI APAZA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

JULIACA – PERÚ

2017

ACTA DE TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En Juliaca, siendo las 10:00 Hrs. del 13 de mayo del 2017, bajo la presidencia del catedrático:

Ing. ALFREDO PONCE FLORES

Se inició la Sesión Pública de Sustentación y Evaluación correspondiente, para obtener el Título Profesional de **INGENIERO CIVIL**, bajo la modalidad de Sistema de Tesis (Resolución 3175-2003-R-UAP), en la que:

MAMANI APAZA, MELANIO

Sustento la Tesis titulada:

**"DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL COMPORTAMIENTO
HIDRODINÁMICO DE UN RESERVOIRIO DE LARIMAYO 2017"**

Ante el Jurado integrado por los señores catedráticos:

Ing. ALFREDO PONCE FLORES

(Presidente)

Arq. MIRIAN NELLY RODRIGUEZ PINEDA

(Miembro/Secretario)

Ing. WILHEM ROGGER LIMACHI VIAMONTE

(Miembro)

Sustentado el mismo, el graduando obtuvo el siguiente resultado:

APROBADO POR UNANIMIDAD

En fe de lo cual se asentó la presente Acta que firman el Señor Presidente y los demás miembros del Jurado.


.....
Arq. MIRIAN NELLY RODRIGUEZ PINEDA
Miembro/Secretario
CAP: 14053


.....
Ing. WILHEM ROGGER LIMACHI VIAMONTE
Miembro
CIP: 113528


.....
Ing. ALFREDO PONCE FLORES
Presidente
CIP: 73698

DEDICATORIA

*Este presente trabajo se lo dedico **A DIOS TODOPODEROSO** que me da la oportunidad de vivir y quien es el motor de mi vida, por no haber dejado que me rinda en ningún momento e iluminarme para salir adelante, porque todo lo que tengo, lo que puedo y lo que recibo es regalo que él me ha dado.*

A mi madre celestial que me dio la vida; que desde la eternidad me cuida y guía mi camino, para alcanzar uno de mis mayores triunfos y haber superado todos los difíciles obstáculos que se presentaron.

A mi Hermano celestial, que desde la eternidad guían mi camino, para ser un profesional a carta cabal y al servicio de mí pueblo.

A mi familia, en especial a mi Papá, a mi Hermano, a su Esposa y a sus hijos; Erika y Rudy, que me dieron su apoyo moral, en cada momento para culminar este estudio de pre- grado.

Melanio Mamani Apaza.

AGRADECIMIENTO

Mis más sinceros agradecimientos

- Agradezco a Dios por protegerme y guiarme durante todo mi camino y por darme las fuerzas para superar los obstáculos y dificultades a lo largo de mi vida.
- A la Universidad y a la facultad de Ingeniería y arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil.
- A mis distinguidos docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por haber vertido las enseñanzas y consejos que contribuyeron en mi formación.
- A mis amigos: Rony, Eusebio Soto y JR; quienes me brindaron su amistad incondicional.
- A mis compañeros y amigos de estudios de la Universidad por haberme apoyado moralmente para culminar satisfactoriamente mis estudios.

RESUMEN

Una de las ramas más importantes de la Ingeniería es el cálculo y diseño estructural. Con el desarrollo de la tecnología de los microcomputadoras, se ha generalizado el uso de software automatizados para analizar problemas de todo tipo, uno de los cuales es el diseño y análisis estructural en el que se basa este trabajo, usando el software SAP2000 V15.1 se analiza un reservorio circular apoyado de 45 m³ de capacidad ubicada en Larimayo en la localidad Antauta.

Este proyecto comienza con la introducción del trabajo realizado, presentado los antecedentes, justificación y objetivos del proyecto.

Se describen los conceptos básicos de dinámica estructural y el método empleado para resolver el sistema dinámico del reservorio de Larimayo ubicado en la localidad de Antauta.

Se describe el reservorio de Larimayo de la localidad del proyecto y se presenta los estudios de ingeniería básica, los planos topográficos y de ubicación correspondientes, así como detalles del dimensionamiento.

Se realiza la interpretación de resultados y por último se presentan las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

ABSTRACT

One of the most important branches of engineering is structural calculation and design. With the development of microcomputer technology, the use of automated software has been generalized to analyze problems of all kinds, one of which is the design and structural analysis on which this work is based, using SAP2000 software V15.1 A circular reservoir supported of 45 m³ of capacity located in Larimayo in the locality Antauta is analyzed.

This project begins with the introduction of the work done, presented the background, justification and objectives of the project.

It describes the basic concepts of structural dynamics and the method used to solve the dynamic system of the Larimayo reservoir located in the town of Antauta.

The Larimayo reservoir of the project location is described and basic engineering studies, corresponding topographic and location plans are presented, as well as sizing details.

The interpretation of results is made and finally the relevant conclusions and recommendations are presented.

INDICE GENERAL

INTRODUCCION.....	14
CAPITULO I.....	15
1. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	16
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	16
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	16
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	16
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
1.4. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACION.....	17
1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	17
1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA.....	17
1.5. VARIABLES DE LA INVESTIGACION.....	17
1.5.1. VARIABLES INDEPENDIENTES.....	17
1.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES.....	17
1.6. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACION.....	17
1.7. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
1.7.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	18
1.7.2. UBICACIÓN POLÍTICA.....	18
1.7.3. LÍMITES.....	18
1.7.4. VÍAS DE COMUNICACIÓN.....	19
1.7.5. EXTENSIÓN SUPERFICIAL.....	19
CAPITULO II.....	20
2. MARCO TEÓRICO.....	20

2.1.	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION.....	20
2.2.	BASES TEÓRICAS.....	21
2.2.1.	CONSIDERACIONES BÁSICAS.....	21
2.2.2.	CASETA DE VÁLVULA DE RESERVORIO.....	23
2.2.3.	CAPACIDAD DEL RESERVORIO.....	25
2.2.4.	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO.....	25
2.2.5.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO.....	30
2.2.6.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	31
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.....	32
2.3.1.	TIPOS DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS.....	32
2.3.1.1.	ESTRUCTURAS APOYADAS EN TIERRA.....	33
2.3.2.	COMPLEJIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y CONDICIONES LIMITE.....	34
2.3.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE RESERVORIOS.....	34
2.3.4.	ELEMENTOS FINITOS.....	34
2.3.4.1.	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS....	35
	CAPITULO III.....	38
3.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION.....	38
3.1.	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	38
3.1.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	38
3.1.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	38
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE LA INVESTIGACIÓN.....	38
3.2.1.	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	38
3.2.1.1.	ESTUDIO DE APROVECHAMIENTO HIDRICO.....	38
3.2.1.2.	ASPECTOS GENERALES.....	38
3.2.1.3.	EVALUACIÓN HIDROLÓGICA.....	39
3.2.1.4.	ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.....	42

3.2.1.5.	DISPONIBILIDAD HÍDRICA.....	42
3.2.1.6.	USOS Y DEMANDAS DE AGUA (DERECHO DE TERCERO).....	42
3.2.1.7.	DEMANDA ANUAL DEL CENTRO POBLADO DE LARIMAYO.....	43
3.2.1.8.	BALANCE HÍDRICO.....	43
3.2.2.	ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA.....	44
3.2.2.1.	ASPECTOS GENERALES.....	44
3.2.2.2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y OBJETIVO.....	44
3.2.2.3.	UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	45
3.2.2.4.	LÍMITES.....	45
3.2.2.5.	INVESTIGACIONES REALIZADAS.....	45
3.2.2.6.	SISMICIDAD.....	48
3.2.2.7.	TRABAJOS DE CAMPO.....	49
3.2.2.8.	CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	51
3.2.2.9.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	52
3.2.2.10.	ASPECTOS SÍSMICOS.....	54
3.2.2.11.	ZONIFICACIÓN GEOTECNIA.....	54
3.3.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	55
3.3.1.	DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO DE LARIMAYO.....	55
3.3.2.	PERIODO DE DISEÑO Y POBLACIÓN FUTURA.....	55
3.3.2.1.	PERIODO DE DISEÑO.....	55
3.3.2.2.	DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO.....	57
3.3.3.	POBLACIÓN FUTURA.....	57
3.3.3.1.	DATOS BÁSICOS PARA EL PRONÓSTICO DEMOGRÁFICO.....	58
3.3.3.2.	CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	58

3.3.4. DOTACIÓN Y CONSUMO.....	60
3.3.4.1. DEMANDA DE AGUA.....	60
3.3.4.2. FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO.....	60
3.3.4.3. CÁLCULO DE DOTACIÓN.....	61
3.3.4.4. CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL.....	61
3.3.4.5. VARIACIÓN DIARIA.....	62
3.3.4.6. VARIACIÓN HORARIA.....	62
3.3.4.7. CONSUMO PROMEDIO ANUAL.....	63
3.3.4.8. VOLUMEN DE REGULACIÓN.....	63
3.3.4.9. VOLUMEN TOTAL DE RESERVORIO.....	64
3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS.....	64
3.4.1. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO DE LARIMAYO.....	64
3.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	65
3.4.3. DIMENSIONAMIENTO DE ALTURAS Y DIÁMETRO DEL RESERVORIO.....	65
3.4.4. ESPESOR DE LOS MUROS DEL RESERVORIO (TW).....	66
3.4.5. ESPESOR DE LA CÚPULA, FLECHA DE CÚPULA.....	67
3.4.6. PREDIMENSIONAMIENTO VIGA PERIMETRAL.....	67
3.4.7. CIMENTACIONES.....	70
3.4.8. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD.....	70
3.4.8.1. GEOMETRÍA DEL DEPÓSITO.....	70
3.4.9. PESO DEL MURO DEL RESERVORIO.....	71
3.4.10. PESO DEL AGUA ALMACENADA.....	71
3.4.11. PESO DE LA BASE DEL RESERVORIO.....	71

3.4.12. ANÁLISIS HIDRODINÁMICO DEL RESERVORIO LARIMAYO.....	72
3.4.12.1. PARÁMETROS DE SUELO.....	72
3.4.13. MODELAMIENTO USANDO SOFTWARE SAP 2000 V15.1.....	74
3.4.14. DISEÑO DEL RESERVORIO DE LARIMAYO.....	85
3.4.15. REQUISITOS DE DISEÑO.....	85
3.4.15.1. ESPESOR Y RECUBRIMIENTO.....	85
3.4.15.2. REFUERZO MÍNIMO.....	85
3.4.16. DISEÑO POR RESISTENCIA.....	86
3.4.16.1. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	86
3.4.16.2. FACTORES DE RESISTENCIA.....	86
3.4.16.3. AGRIETAMIENTO.....	87
3.4.17. DISEÑO DE LAS PARTES DEL RESERVORIO.....	90
3.4.17.1 DISEÑO DE REFUERZO DE ACERO EN MUROS.....	91
3.4.17.2. DISEÑO DE CÚPULA DE RESERVORIO.....	96
3.4.17.3. DISEÑO DE VIGA PERIMETRAL.....	100
3.4.17.4. DISEÑO DE LOSA DE FONDO.....	101
3.4.18. DETALLE DE REFUERZO.....	102
CAPITULO IV.....	106
3. RESULTADOS.....	106
CAPITULO V.....	110
CONCLUSIONES.....	110
RECOMENDACIONES.....	111
BIBLIOGRAFÍA.....	112
ANEXOS.....	113

LISTA DE CUADROS

CUADRO 01: Vías de acceso.....	19
CUADRO 02: Vías de comunicación.....	40
CUADRO 03: Disponibilidad hídrica.....	42
CUADRO 04: Demanda poblacional.....	43
CUADRO 05: Balance hídrico.....	43
CUADRO 06: Relación de Calicata.....	49
CUADRO 07: Clasificación de suelo mediante AASHTO – SUCS.....	52
CUADRO 08: Resultados de ensayos de granulometría y límites de consistencia.....	52
CUADRO 09: Parámetros físicos.....	54
CUADRO 10: Tasa de crecimiento intercensal.....	58
CUADRO 11: Población futura de Larimayo.....	59
CUADRO 12: Parámetros del suelo.....	73
CUADRO 13: Requisitos para la prueba de doblado.....	102
CUADRO 14: Resultados de modelamiento estructural de reservorio.....	106

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 01: Balance hídrico.....	44
FIGURA 02: Calicata 01 (C-01).....	51
FIGURA 03: Perfil estratigráfico.....	53
FIGURA 04: Modelo del pared del reservorio.....	75
FIGURA 05: Modelo de la cúpula del reservorio.....	76
FIGURA 06: Dibujo final del reservorio.....	77
FIGURA 07: Definición de secciones del reservorio.....	79
FIGURA 08: Definición de sección del reservorio.....	79
FIGURA 09: Asignación de secciones del reservorio.....	80
FIGURA 10: Asignación de secciones del reservorio.....	81
FIGURA 11: Asignación de restricciones del reservorio.....	82
FIGURA 12: Definición de los patrones de carga del reservorio.....	83
FIGURA 13: Asignación de la carga de agua del reservorio.....	83
FIGURA 14: Asignación de la carga de agua del reservorio.....	84
FIGURA 15: Modelo con cargas correspondientes al reservorio.....	84
FIGURA 16: Deformada y diagrama de presiones de la estructura.....	91
FIGURA 17: Diagrama de comportamiento del momento ultimo.....	91
FIGURA 18: Momentos para diseño de acero vertical.....	92

INTRODUCCIÓN

Los depósitos de agua son unas estructuras habituales en nuestra geografía, debido a su misión reguladora de caudal y de presión en las redes de abastecimiento de agua a poblaciones.

En cuanto a su forma geométrica distinguiremos los depósitos rectangulares y los cilíndricos. En el caso rectangular, su comportamiento estructural es predominantemente de flexión vertical. Por su parte, en el caso cilíndrico, la estructura es más flexible, al tener un comportamiento combinado según dos direcciones y con la posibilidad de pretensar la pared del depósito según la dirección circunferencial.

Los reservorios para almacenamiento de agua y otros líquidos se caracterizan por ser construcciones en las que el principio rector en la definición de la configuración geométrica está gobernado por el criterio estructural; en tal sentido, es frecuente el uso de elementos curvos que trabajen como estructuras laminares, ya que estos aprovechan óptimamente las propiedades resistentes de los materiales que la conforman.

En el diseño de estructuras laminares, existe un análisis para determinar las “fuerzas membranales” debido a los diferentes tipos de cargas, la misma que se caracterizan por ser fuerzas axiales y cortantes de superficie, siendo estas fuerzas las que rigen el comportamiento de la mayor parte de la estructura analizada.

El “análisis por flexión” consiste en determinar las fuerzas axiales, cortantes y momentos de flexión debido a sollicitaciones en los extremos o cargas en los bordes, estas fuerzas son amortiguadas rápidamente, por lo que afectan principalmente a las zonas cercanas a los bordes.

CAPITULO I

1. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El reservorio presenta actualmente una serie de agrietamientos y fisuraciones en las paredes exteriores que hacen que la estructura tenga la probabilidad de colapso, lo que provocaría principalmente desabastecimiento de agua potable en 380 conexiones domiciliarias, según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de Antauta y con ello deterioro de la calidad de vida de la población, incremento de enfermedades gastrointestinales, daños a la salud pública, daños materiales, y pérdidas económicas.

El volumen útil de almacenamiento actual del reservorio ya no satisface a la demanda poblacional actual, por lo tanto es necesaria la construcción de un nuevo reservorio de concreto armado que nos permita almacenar un volumen útil de almacenamiento con un periodo de diseño de 20 años que almacenen la cantidad de agua suficiente para satisfacer a la demanda poblacional y a la vez que cumplan con las condiciones de salubridad según la OMS (Organización Mundial de Salud) y de acuerdo a las especificaciones de construcción según la norma

En el sistema de agua potable existente se ha inspeccionado un reservorio de concreto armado construido de las siguiente medidas interiores 3.50 m x 3.50 m de ancho y una altura de agua o tirante de 2.20 m, con un volumen útil de almacenamiento de 26.95 M3. El cual está en un estado de deterioro con fisuras en los muros y aristas interiores mayores a 3 mm.

Los efectos hidrodinámicos inducidos son indispensables para determinar la fuerza cortante basal y el momento transmitido al sistema de cimentación, sin los cuales no se podría diseñar correctamente un Reservorio.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

1 ¿Cómo es el diseño y análisis estructural del comportamiento hidrodinámico del reservorio de Larimayo?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

1 ¿Cómo es el modelamiento matemático estructural del reservorio de Larimayo?

2 ¿Cómo es el diseño de los elementos estructurales del reservorio de Larimayo?

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Realizar el diseño y análisis estructural del comportamiento hidrodinámico del reservorio de Larimayo, que sea capaz de resistir todas las cargas a las que estará sometida durante su vida útil sin sufrir fisuras que ocasionen fugas o filtraciones que lleven al desabastecimiento de agua potable y al colapso de la estructura.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el modelamiento matemático estructural del nuevo reservorio de Larimayo.
- Diseñar los elementos estructurales del reservorio que considera cimentaciones, muros, vigas perimetrales y cobertura.

1.4. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACION

1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

- El diseño y análisis estructural del comportamiento hidrodinámico del reservorio de Larimayo es necesario para garantizar las estructuras del reservorio.

1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA

- El modelamiento matemático estructural del reservorio de Larimayo, es el método que mejor determina para considerar y aplicar el reglamento nacional de edificaciones, norma E. 060.
- El diseño de los elementos estructurales del reservorio garantiza las cimentaciones, muros, vigas perimetrales y cobertura.

1.5. VARIABLES DE LA INVESTIGACION

1.5.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

- Diseño de Mezcla
- Suelos de fundación

1.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- Estructural
- Hidrodinámica

1.6. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACION

El reservorio ubicado en el centro poblado denominado Larimayo de la Localidad de Antauta, Melgar - Puno, presenta actualmente una serie de agrietamientos y fisuraciones en las paredes exteriores que hacen que la estructura tenga la probabilidad de colapso, lo que provocaría principalmente desabastecimiento de agua potable en 380 conexiones domiciliarias, según datos proporcionados por la

Municipalidad Distrital de Antauta y con ello deterioro de la calidad de vida de la población, incremento de enfermedades gastrointestinales, daños a la salud pública, daños materiales, y pérdidas económicas.

La probabilidad de colapso de esta estructura se debe a que ya cumplió su vida útil de servicio ya que fue construida en el año de 2000 siendo casi una de las primeras estructuras reguladoras de agua potable en el Distrito de Antauta, La capacidad de almacenamiento de este reservorio es de 26.95m³.

El volumen útil de almacenamiento actual del reservorio ya no satisface a la demanda poblacional actual, por lo tanto es necesaria la construcción de un nuevo reservorio de concreto armado que nos permita almacenar un volumen útil de almacenamiento con un periodo de diseño de 20 años que almacenen la cantidad de agua suficiente para satisfacer a la demanda poblacional.

1.7. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

- Latitud Sur : 14° 17' 27"
- Longitud Oeste : 70° 17' 27"

1.7.2. UBICACIÓN POLÍTICA:

- Departamento : Puno.
- Provincia : Melgar.
- Distrito : Antauta.
- Lugar : Centro Poblado de Larimayo.

1.7.3. LÍMITES:

- Por el Este : Distrito de Crucero (Provincia de Carabaya)
- Por el Oeste : Distrito de Nuñoa (Provincia Melgar)
- Por el Norte : Provincia de Carabaya
- Por el Sur : Distrito de San Antón (Provincia Azángaro)

1.7.4. VÍAS DE COMUNICACIÓN:

Cuadro 01: Vías de acceso

Ruta	Distancia (km.)	Tiempo (Min.)	Tipo de Vía
Puno - Juliaca	45	40	Asfaltada
Juliaca - Azangaro	75	60	Asfaltada
Azángaro - San Anton	40	40	Asfaltada
San Anton - Antauta	35	30	Asfaltada
Antauta - C.P. Larimayo	30	45	Afirmada

Fuente: Plan Concertado Vial 2008 al 2021

1.7.5. EXTENSIÓN SUPERFICIAL:

El Distrito de Antauta es uno de los 9 distritos que conforman la Provincia de Melgar, está ubicada en el Departamento de Puno, perteneciente a la Región Puno a una altitud de 3,895 – 5,280 msnm y cuenta con una superficie aproximada de 636.17 Kilómetros cuadrados y el Centro Poblado de Larimayo cuenta con una superficie aproximada de 250.00 Kilómetros Cuadrados.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION

Machado y Romero, (2012). Realizaron la investigación en su tesis “**Análisis Estructural con el Método de Elementos Finitos**” de Cartagena indias concluye que el programa procesa y arroja la información de manera correcta.

Nieto y Zhañay, (2011). Realizaron la investigación en su tesis “**Diseño de un Tanque Apoyado Para la Comunidad de Santa Rosa de Chichin, Perteneciente a la Parroquia Jadan del Canton Gualaeo**” de Cuenca Ecuador concluye que la metodología empleada para el diseño nos permite tener un control de cada uno de los aspectos que involucran el comportamiento de los materiales cuando son sometidos a esfuerzos lo que da como resultado un correcto diseño.

Quezada y Salinas, (2014). Realizaron la investigación en su tesis “**Diseño y Análisis de un Reservorio de 300 m3 en la Ciudad de Trujillo**” concluye que se carece de parámetros para el análisis y diseño de cascaras y membranas.

Doroteo F. (2014). Realiza la investigación en su tesis “**Diseño del Sistema de Agua Potable, Conexiones Domiciliarias y Alcantarillado del Asentamiento Humano, los Pollitos - Ica**” concluye que en condiciones de demanda máxima horaria la mínima presión no será menor de 10 m H₂O.

Lázaro L. (2010). Realiza la investigación en su tesis “**Diseño Estructural Hidrodinámico del Reservorio Manto de la Localidad de Puno**” concluye que el número de publicaciones dedicadas a estructuras contenedoras de líquido es muy inferior al correspondiente a otros tipos de estructurales como pueden ser los puentes y los edificios.

2.2. BASES TEÓRICAS

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente. (AGÜERO R. 1997).

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario (MH). En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el QMH (gasto máximo horario) no se considera el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir el gasto máximo horario (QMH) que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población. (AGÜERO R. 1997).

Regula la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al reservorio (teóricamente constante) y la salida de agua, constituida principalmente por la demanda horaria, la cual es variable durante las horas del día. (AZEVEDO N. 2006).

La función principal es almacenar agua cuando el suministro es menor que el consumo y entregar el déficit cuando el consumo supera el suministro. (AZEVEDO N. 2006).

2.2.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y tipo de reservorio.

✓ Capacidad del reservorio

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir danos e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día. Es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio. (AGÜERO R. 1997).

✓ **Tipos de reservorio**

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Los elevados, que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc.; los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, de forma rectangular, son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas). (AGÜERO R. 1997).

✓ **Ubicación del reservorio**

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas.

De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer caso se alimentan directamente de la captación, pudiendo ser por gravedad o bombeo y elevados o apoyados, y alimentan directamente de agua a la población. En el segundo caso, son típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan porque la entrada y la salida del agua se hacen por el mismo tubo.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad.

El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado. (AGÜERO R. 1997).

2.2.2. CASETA DE VÁLVULA DE RESERVORIO

✓ Tubería de llegada

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de almacenamiento; debe proveerse de un by - pass para atender situaciones de emergencia.

✓ Tubería de salida

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento de agua a la población.

✓ Tubería de limpia

La tubería de limpia deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor de 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta.

✓ Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectara con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento.

✓ Bay - pass

Se instalara una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constara de una válvula compuerta que permita el control del flujo de agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio.

Otra función: suministrar presión adecuada a la red de distribución.

Clasificación

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. los elevados que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc. los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados de forma rectangular, son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas). (AGÜERO R. 1997).

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastamientos de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada.

Se clasifica de la siguiente manera:

Por su ubicación hidráulica

Reservorio de cabecera o de distribución

Reservorio de compensación o flotante

Reservorio apoyado de sección circular de cabecera

Por su ubicación con respecto al terreno

Apoyado

Superficial

Semi enterrado

Enterrado o cisterna

Elevado

Por el tipo de material de fabricación

Concreto armado

Metálico

Ferrocemento

2.2.3. CAPACIDAD DEL RESERVORIO

Para determinar la capacidad de reservorio es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema. (AGÜERO R. 1997).

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrado en las 24 horas del día. Ante la eventualidad de que en la línea de conducción puedan ocurrir daños que mantenga una situación de déficit en el suministro de agua mientras se haga las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio (AGÜERO R. 1997).

2.2.4. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se utiliza métodos gráficos y analíticos. Los primeros se basan en la determinación de la “curva de masa” o de “consumo integral”. Considerando los consumos acumulados; para los métodos analíticos. Se debe disponer de los datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que por lo general es equivalente al consumo promedio diario. (AGÜERO R. 1997).

En la mayoría de las poblaciones rurales no se cuenta con información que permite utilizar los métodos mencionados, pero si podemos estimar el consumo medio diario anual. En base a esta información se calcula el volumen de almacenamiento de acuerdo a las normas del Ministerio de Salud. (AGÜERO R. 1997).

Para o proyectos de agua potable por gravedad. El ministerio de Salud recomienda una capacidad de regulación del reservorio del 25 al 30% del volumen del consumo promedio diario anual (Q_m). (AGÜERO R. 1997).

✓ **Estudio de mecánica de suelos y capacidad portante**

El Estudio de Mecánica de Suelos el cual servirá de base para el diseño de las estructuras parte del sistema de agua potable, específicamente para el diseño del reservorio

Los trabajos se efectuaron en 3 etapas.

FASE DE CAMPO

Se tienen que efectuar trabajos de exploración con el fin de conocer el tipo y características resistentes del sub-suelo. Los cuales consisten en la inspección visual del área, recolección de datos y características geomórficas, toma de muestras representativas de los suelos encontrados y ensayos IN-SITU que se requieren como es la densidad natural del estrato donde se cimentara la estructura

FASE DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en el campo serán llevadas al laboratorio con el objeto de someterlas a procedimientos adecuados para determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM-D-422)

Consistiendo este ensayo en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas.

- Contenido de Humedad Natural (ASTM-D-2216)

Que es un ensayo rutinario de Laboratorio para determinar la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

- Gravedad Específica de los Sólidos (ASTM D-854)

Mediante este ensayo se determina el peso específico de las sustancias sólidas existentes en el suelo.

- Límites de Consistencia

Límite Líquido: ASTM-D-423.

Límite Plástico: ASTM-D-424.

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N°4.

- Ensayo de Densidades Máximas y Mínimas

El método es para la Consolidación Unidimensional.

- Ensayo Corte Directo (ASTM-D-3080-72)

El método es para el Corte Directo.

FASE DE GABINETE

A partir de los resultados en Campo y Laboratorio, se elabora el presente informe técnico final que incluye: Análisis del perfil estratigráfico, cálculo de la capacidad portante, conclusiones y recomendaciones constructivas. Se incluye además anexos que contienen los resultados obtenidos en Campo y Laboratorio

✓ **Diseño de Mezcla de Concreto**

PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE CONCRETO DE PESO NORMAL

El proporcionamiento de mezclas de concreto, más comúnmente llamado diseño de mezclas es un proceso que consiste de pasos dependientes entre sí:

- a) Selección de los ingredientes convenientes (cemento, agregados, agua y aditivos).
- b) Determinación de sus cantidades relativas “proporcionamiento” para producir un, tan económico como sea posible, un concreto de trabajabilidad, resistencia a compresión y durabilidad apropiada.

Estas proporciones dependerán de cada ingrediente en particular los cuales a su vez dependerán de la aplicación particular del concreto. También podrían ser considerados otros criterios, tales como minimizar la contracción y el asentamiento o ambientes químicos especiales.

Aunque se han realizado gran cantidad de trabajos relacionados con los aspectos teóricos del diseño de mezclas, en buena parte permanece como un

procedimiento empírico. Y aunque hay muchas propiedades importantes del concreto, la mayor parte de procedimientos de diseño, están basados principalmente en lograr una resistencia a compresión para una edad especificada así como una trabajabilidad apropiada. Además es asumido que si se logran estas dos propiedades las otras propiedades del concreto también serán satisfactorias (excepto la resistencia al congelamiento y deshielo u otros problemas de durabilidad tales como resistencia al ataque químico).

CONSIDERACIONES BASICAS

- **Trabajabilidad**

Claramente un concreto apropiadamente diseñado debe permitir ser colocado y compactado apropiadamente con el equipamiento disponible. El acabado que permite el concreto debe ser el requerido y la segregación y sangrado deben ser minimizados. Como regla general el concreto debe ser suministrado con la trabajabilidad mínima que permita una adecuada colocación. La cantidad de agua requerida por trabajabilidad dependerá principalmente de las características de los agregados en lugar de las características del cemento.

Cuando la trabajabilidad debe ser mejorada, el rediseño de la mezcla debe consistir en incrementar la cantidad de mortero en lugar de incrementar simplemente el agua y los finos (cemento). Debido a esto es esencial una cooperación entre el diseñador y el constructor para asegurar una buena mezcla de concreto. En algunos casos una menos mezcla económica podría ser la mejor solución. Y se deben prestar oídos sordos al frecuente pedido, en obra, de “más agua”.

- **Resistencia y durabilidad**

En general las especificaciones del concreto requerirán una resistencia mínima a compresión. Estas especificaciones también podrían imponer limitaciones en la máxima relación agua/cemento (a/c) y el contenido mínimo de cemento. Es importante asegurar que estos requisitos no sean mutuamente incompatibles.

Como veremos en otros capítulos, no necesariamente la resistencia a compresión a 28 días será la más importante, debido a esto la resistencia a otras edades podría controlar el diseño.

Las especificaciones también podrían requerir que el concreto cumpla ciertos requisitos de durabilidad, tales como resistencia al congelamiento y deshielo ó ataque químico. Estas consideraciones podrían establecer limitaciones adicionales en la relación agua cemento (a/c), el contenido de cemento y en adición podría requerir el uso de aditivos.

Entonces, el proceso de diseño de mezcla, envuelve cumplir con todos los requisitos antes vistos. Asimismo debido a que no todos los requerimientos.

INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS

- Análisis granulométrico de los agregados
- Peso unitario compactado de lo agregados (fino y grueso)
- Peso específico de los agregados (fino y grueso)
- Contenido de humedad y porcentaje de absorción de los agregados (fino y grueso)
- Perfil y textura de los agregados
- Tipo y marca del cemento
- Peso específico del cemento
- Relaciones entre resistencia y la relación agua/cemento, para combinaciones posibles de cemento y agregados.

PASOS PARA EL PROPORCIONAMIENTO

Podemos resumir la secuencia del diseño de mezclas de la siguiente manera:

1. Estudio detallado de los planos y especificaciones técnicas de obra.
2. Elección de la resistencia promedio (f'_{cr})
3. Elección del Asentamiento (Slump)

4. Selección del tamaño máximo del agregado grueso.
5. Estimación del agua de mezclado y contenido de aire.
6. Selección de la relación agua/cemento (a/c).
7. Cálculo del contenido de cemento.
8. Estimación del contenido de agregado grueso y agregado fino.
9. Ajustes por humedad y absorción.
10. Cálculo de proporciones en peso.
11. Cálculo de proporciones en volumen.
12. Cálculo de cantidades por tanda.

2.2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO

Para el diseño estructural de reservorio de pequeñas y medianas capacidades se recomienda utilizar el método Portland Cement Association que determina momentos y fuerzas cortantes como resultados de experiencias sobre modelos de reservorio basados en la teoría de plates and Shells Timoshenko, donde se consideran las paredes empotradas entre sí. (AGÜERO R. 1997).

De acuerdo a las condiciones de borde que se fijen existen tres condiciones de selección, que son:

Tapa articulada y fondo articulado

Tapa libre y fondo articulado

Tapa libre y fondo empotrado

En los reservorios apoyados o superficiales, típicos para poblaciones rurales, se utiliza preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa solo el empuje del agua. La presión en el borde es cero y la presión máxima (P). Ocurre en la base.

$$P = \gamma_a \cdot h$$

El empuje de agua es:

$$Y_a = h \cdot b$$

Dónde:

γ_a = peso específico del agua

H = altura del agua

B = ancho de la pared

Para el diseño de la losa de cubierta se consideran como cargas actuantes el peso propio y la carga viva estimada; mientras que para el diseño de la losa de fondo, se considera el empuje del agua con el reservorio completamente lleno y los momentos en los extremos producidos por el empotramiento y el peso de la losa y la pared.

2.2.6. DISEÑO ESTRUCTURAL

La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema. (MORALES R. 2006).

Para el diseño, se considera el muro sometido al empuje de la tierra, es decir, cuando la caja está vacía. Cuando se encuentre llena, el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.

Las cargas consideradas son: el propio peso, el empuje de la tierra y la subpresión. Con la finalidad de garantizar la estabilidad del muro, se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad de carga del terreno; mientras que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo,

se deberá verificar un coeficiente de seguridad no menor de 1.6. (AGÜERO R. 1997).

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

El cálculo de las presiones hidrodinámicas que actúa sobre los reservorios o tanques durante los sismos, es importante para el análisis y diseño de las mismas. El movimiento de la estructura inducido por el terremoto está asociado a la generación de presiones hidrodinámicas en el tanque, así los efectos dinámicos del agua del reservorio se traducen en cargas dinámicas que se aplican directamente sobre la estructura del reservorio.

Para reservorios apoyados lo importante radica en la evaluación de la altura del oleaje para evitar la sub presión sobre los techos o el derrame durante el sismo y para las estructuras elevadas lo fundamental es definir qué parte del agua acompañada al movimiento del reservorio como si fuera un peso adicional de la estructura.

El diseño sísmico de los tanques varía en parte al de edificios debido al efecto de oleaje del líquido contenido. Además, el agrietarse que se puede permitir en el diseño de edificios, se evita en estructuras que contienen líquido para prevenir salidas.

Los métodos de análisis sísmico de tanques, adoptado actualmente por un número de estándares industriales, se han desarrollado del trabajo analítico de Housner, Haroun y, Veletsos. Vestos y Shivakuinar, y otros. De éstos, el más conocido es Housner que iniciaba el trabajo público en el principio de los 60 en la comisión de energía atómica; (ahora la comisión reguladora nuclear de los E.E.U.U.) un documento informativo técnico (TID) 7024.

2.3.1. TIPOS DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS.

Se considera al medio como homogéneo, continuo e isótropo; así mismo, se supondrá que se trata de un fluido sin viscosidad, es decir que durante el movimiento, los esfuerzos generados entre:

2.3.1.1. ESTRUCTURAS APOYADAS EN TIERRA

Esta categoría incluye estructuras de almacenamiento de líquido de concreto armado, rectangulares y circulares, a nivel y bajo rasante.

Las estructuras de almacenamiento de líquido apoyadas en tierra son clasificadas de acuerdo a su sección en base a las siguientes características:

Configuración general	: Rectangular o Circular
Tipo de unión muro – base	: empotrada, simple, o de base flexible
Método constructivo	: concreto armado o pre-tensado

1. Tanques Rectangulares:

Tipo 1.1 Base empotrada

Tipo 1.2 Base simplemente apoyada

2. Tanques Circulares

Tipo 2.1 Base empotrada

(1) Concreto armado

(2) Concreto pre-tensado

Tipo 2.2 Base simplemente apoyada

(1) Concreto armado

(2) Concreto pre-tensado

Tipo 2.3 Base flexible (solo concreto pre-tensado)

(1) Anclados

(2) No anclados, llenos

(3) No anclados, vacíos

La clasificación 2.1.1 está basada en los detalles de conexión de zapatas de muros.

Con cualquiera de los tanques, el piso puede ser una losa tipo membrana, placa de fundación, o una losa estructural soportada sobre pilas.

La cubierta del tanque puede ser un domo de luz libre o una losa delgada soportada por columnas; o también el tanque puede estar abierto al exterior.

2.3.2. COMPLEJIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y CONDICIONES LIMITE

Los códigos y las ayudas del diseño proporcionan métodos aproximados para evaluar fuerzas y las tensiones para los tanques y las condiciones límite más simple. Los cómputos pueden lograr resolver sistemas complicados, particularmente para multicelda y los tanques circulares. Por lo tanto, a menos que haya una buena razón para creer que un análisis elaborado es necesario, los acercamientos simplificados se deben combinar con normas de buena práctica. Un acercamiento del análisis de elemento finito sería apropiado para explicar exactamente la naturaleza del cargamento, condiciones límite, y la estructura tipo dentro de un análisis elaborado.

2.3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE RESERVORIOS

Existen varios métodos para el análisis de estructuras, el software utilizado en el presente trabajo SAP 2000 V14.1 utiliza el método de elementos finitos, el cual se describe a continuación las generalidades de dicho método.

2.3.4. ELEMENTOS FINITOS

En general el análisis estructural tiene como objetivo determinar un campo de esfuerzos o de deformaciones de una estructura y sus elementos. En muchos casos se dispone de una ecuación que describe la solución del problema; como es por ejemplo la ecuación $\sigma = E \epsilon$ la cual define los esfuerzos dentro de la sección de un elemento sometido a flexión. Desafortunadamente existen numerosos casos en los cuales no existe este tipo de soluciones, o estas son muy complejas matemáticamente, lo cual las hace poco prácticas. Hace unos treinta años se inició el estudio de procedimientos para obtener la solución numérica de casos particulares en los cuales no existía una solución analítica.

El desarrollo de estas metodologías condujo a los que se conoce hoy en día como el método de los elementos finitos. El cual consiste en dividir la estructura en una serie de elementos, describiendo el comportamiento del elemento por medio de ecuaciones constitutivas equivalentes. Estos elementos se interconectan en nudos donde al aplicar el principio de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones simultáneas. Indudablemente, lo anterior corresponde al mismo procedimiento que se emplea en el análisis matricial, y esta es la razón por la cual este último se considera un subconjunto del método de los elementos finitos.

Otra descripción del método de los elementos finitos, algo más sofisticadas, lo define como un procedimiento para realizar interpolaciones polinómicas, por medio del cual un campo de desplazamientos es interpolado en sus valores en los nudos de interconexión de los elementos. El método de los elementos finitos no debe confundirse con el método de diferencias finitas (Ghali y Neville, 1989), en el cual se resuelven numéricamente las ecuaciones diferenciales de equilibrio en algunos puntos seleccionados de la estructura. En el método de las diferencias finitas las ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento del medio elástico se aproximan por medio de segmentos lineales evaluados reemplazando la ecuación diferencial válida en el límite, por diferencias finitas (dy/dx vs y/x).

A continuación se exponen los principios del método de los elementos finitos.

2.3.4.1. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS

El procedimiento del análisis por medio de elementos finitos es muy similar al empleado en el análisis matricial. A continuación se presentan los diferentes pasos que componen en análisis utilizando el método.

- **División de la estructura en elementos.-** la estructura, que en este caso es un sistema elástico continuo o discreto, se divide en una serie de elementos de tamaño finito. La disposición y tamaño de los elementos a emplear requiere criterio y algún entendimiento previo del problema, pues

en aquellos lugares donde los esfuerzos o las deformaciones dentro de la estructura cambian en una distancia corta, la densidad de la red de elementos debe aumentarse. Los puntos de interconexión de los elementos se denominan nudos. En la figura 2.13 se muestra la división de una platina de espesor constante, con un hueco, sometida a tensión.

- **Formulación de la matriz de rigidez del elemento.-** utilizando la teoría matemática de la elasticidad se definen relaciones entre las deformaciones unitarias a que se somete el material y los esfuerzos que se generan dentro del debido a estas deformaciones. Luego se definen unas funciones de interpolación que describan los desplazamientos de cualquier punto del elemento en función de los desplazamientos en sus nudos y su posición dentro del elemento. En general estas funciones son polinomios cuyo grado depende de la forma que tienen los desplazamientos, de la cantidad de nudos y del número de grados de libertad por nudo. Entonces para cualquier punto dentro del elemento es posible describir su estado de deformaciones unitarias en función de los desplazamientos de los nudos de interconexión del elemento. Integrando los esfuerzos que inducen estas deformaciones unitarias para todo el volumen del elemento, se obtiene una relación entre los desplazamientos de los nudos del elemento y las fuerzas que se inducen allí, lo cual corresponde a una relación entre fuerzas y desplazamientos en los nudos, o sea la matriz de rigidez del elemento.
- **Ensamblaje de la matriz de rigidez de la estructura.-** utilizando el procedimiento presentado en el análisis matricial, se ensambla una matriz de rigidez de la estructura, adicionando los términos apropiados de las matrices de rigidez de los elementos en cada uno de los grados de libertad.
- **Aplicación de las condiciones de frontera o apoyo.-** Dependiendo del tipo de apoyo que tenga la estructura, se afectan los grados de libertad correspondientes, utilizando el mismo procedimiento que se emplea en el análisis matricial.
- **Determinación de los efectos de las fuerzas externas.-** Las fuerzas y esfuerzos externos aplicados a la estructura, apropiadamente

transformados, se colocan como fuerzas nodales en los nudos de interconexión entre elementos.

- **Solución del sistema de ecuaciones simultáneas.-** El sistema compuesto por la matriz de rigidez de la estructura y las fuerzas nodales aplicadas se resuelve para obtener los desplazamientos de la estructura.
- **Evaluación de los esfuerzos dentro de los elementos.-** conociendo los desplazamientos de los nudos de interconexión entre los elementos, se determina el estado de deformación y de esfuerzos dentro de los elementos.

CAPITULO III

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

- El tipo de investigación que se realiza para la presente tesis es tipo de investigación cualitativa.

3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

- El nivel de investigación que se realiza para la presente tesis es nivel de investigación descriptiva.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. ESTUDIOS HIDROLOGICOS

3.2.1.1. ESTUDIO DE APROVECHAMIENTO HIDRICO

3.2.1.2. ASPECTOS GENERALES

✓ Generalidades

El sector de Sachachupa (parte baja) existe una captación de agua, proveniente de un manantial denominado Sachachupa, que se encuentra en las coordenadas UTM WGS 84 N: 8,398,915.41, E:353,733.61, una altitud de 4,112.45 msnm. Con un caudal aforado de 4.24 lts/seg. y será suficiente para satisfacer a las necesidades de la población actual y futuro del Centro poblado de Larimayo.

✓ Justificación de estudio (para el cual se requiere el agua)

El centro poblado cuenta con un sistema de agua potable existente sin tratamiento, fue construido por FONCODES en los años 2000, teniendo una antigüedad de 15 años, el cual se encuentra en un estado deteriorado y colapsado del reservorio.

En el sistema de agua potable existente se encuentra construido un reservorio de

26.95 M3 de data antigua, el cual ya no almacena la cantidad de agua requerida para la población actual y no satisface la demanda poblacional, para lo cual en el presente proyecto el diseño del reservorio se contemplara para un periodo de diseño de 20 años.

En cuanto al sistema de saneamiento básico el 25 % de la población actual tienen un baño seco construido con muros de calamina y armazón de madera presentan una losa de concreto y baño turco, el 75% de la población tiene la instalación del servicio de desagüe con baños de arrastre hidráulico.

3.2.1.3. EVALUACIÓN HIDROLÓGICA

- ✓ **Descripción general de la cuenca y del curso principal de la fuente natural**

2.1.1 Ubicación y demarcación de la unidad hidrológica donde se ubican el punto de captación del recurso hídrico solicitado (ubicación geográfica, demarcación hidrográfica, política y administrativa).

➤ **Ubicación Política:**

COMUNIDAD	: CCOROCCA
DISTRITO	: ANTAUTA

PROVINCIA	: MELGAR
REGIÓN	: PUNO

➤ **Ubicación Geográfica (Coordenada UTM WGS 84):**

El sector de Sachachupa (parte baja) existe una captación de agua, proveniente de un manantial denominado Sachachupa, que se encuentra en las coordenadas UTM WGS 84 N: 8,398,915.41, E:353,733.61, una altitud de 4,112.45 msnm. Con un caudal aforado de 4.24 lts/seg. y será suficiente para satisfacer a las necesidades de la población actual y futuro del Centro poblado de Larimayo.

➤ **Nombre de la Fuente de Agua:**

Captación Nro 01: MANANTIAL DENOMINADO SACHACHUPA

➤ **Uso de Agua:**

Para uso poblacional.

➤ **Caudal Requerido:**

El sector del Centro Poblado de LARIMAYO: Caudal requerido Q : 3.08 Lts/seg.

✓ **Accesibilidad- Vías de comunicación**

Cuadro 02: Vías de comunicación

Ruta	Distancia (km.)	Tiempo (Min.)	Tipo de Vía
Puno - Juliaca	45	40	Asfaltada
Juliaca - Azangaro	75	60	Asfaltada
Azángaro - San Anton	40	40	Asfaltada
San Anton - Antauta	35	30	Asfaltada
Antauta - C.P. Larimayo	30	45	Afirmada

Fuente: Plan Concertado Vial 2008 al 2021

✓ **Aspectos socio-económicos (Población – Demografía y Caracterización socio -económica)**

Según el diagnóstico de la población actual en el estudio se tiene 485 familias con una densidad poblacional de 5.00 integrantes por familia, el total de habitantes es de 2424.00 habitantes en el centro poblado de Larimayo proyectados.

El material de construcción predominante en las paredes es de piedra con barro en un 100%, el material de construcción en los pisos es tierra en un 97.48% y solo el 2.52% es de cemento.

El 64.11% de la población utiliza sus viviendas como hogares familiares, el 33.87% para desarrollar actividades económicas (pequeñas bodegas), el 2.01% es de uso ocasional (Alquilados).

En el centro poblado de Larimayo los gastos familiares son asumidos en un 93.56% por los padres de familia, el 6.44% lo realiza el padre e hijos.

El gasto per cápita promedio mensual es de 600 soles (según encuestas aplicadas).

Se estima que en la actualidad la población residente en la zona del proyecto es de 1500 habitantes.

Es importante señalar que los hijos ayudan en las actividades del campo (agricultura), lo que genera un aporte económico para la canasta familiar, las madres adicionalmente de dedicarse a las labores del hogar, también participan de las actividades agrícolas en tiempo de cosecha de tuberculos y granos, preparando y trasladando los alimentos hasta las chacras.

✓ **Geomorfología**

La topografía donde se proyecta los trabajos es con pendientes Llanas.

El tipo de suelo está constituido por estratos superficiales que varía entre limo, arcilla y grava.

✓ **Aspectos ecológicos de la cuenca o unidad hidrográfica según corresponda.**

En lo que se refiere a las zonas de vida, pues de ello se indica que en estas zonas están dedicados al cultivo de diversos productos agrícolas.

En lo que se refiere a la flora y fauna, pues de ello se indica que en lo que respecta a la flora, se indica que la población beneficiada realiza el sembrado de diversos productos como son la papa, granos, entre otros.

En lo que se refiere a la fauna, la población beneficiaria se dedica en su mayoría a la crianza de gallinas, vacas, ovinos.

✓ Calidad del agua

Al presente se adjunta los análisis físico, químico y bacteriológico.

3.2.1.4. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.

Posee una identidad climática del tipo frígido y seco con temperaturas medias anuales bajas, 17.0 °C con oscilación mensual no tan marcada, la temperatura registra sus niveles más bajos en la temporada invernal de -3.0 °C (meses de mayo, junio y julio), siendo la máxima de 30.0 °C.

Las precipitaciones pluviales se producen entre los meses de Noviembre hasta Abril con un promedio aproximado de 690 mm/año. Dichas precipitaciones tienen características fuertes y de corta duración. El resto del año se nota una ausencia casi total de precipitaciones (meses de Mayo a Octubre).

3.2.1.5. DISPONIBILIDAD HÍDRICA.

Se ilustra en el siguiente cuadro la disponibilidad hídrica aforado en cada fuente de agua del Manantial existente.

Captación Nro 01: Manantial denominado sachachupa

Cuadro 03: disponibilidad hídrica

DISPONIBILIDAD HIDRICA															
DESCRIPCION	LTS/SEG	Q (LTR/SEG) AFORADO	SEPTIEMBR E	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO(*)	AGOSTO	TOTAL (M3/AÑO)
			30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	30	364
DISPONIBILIDAD HIDRICA	LTS/SEG	4.24	3.99	4.16	4.75	5.00	5.13	5.30	5.30	5.09	4.24	4.20	4.16	4.03	55.33
	M3/MES	11356.42	10330.68	11129.29	12308.89	13400.57	13741.26	12821.76	14195.52	13188.10	11356.42	10880.18	11129.29	10440.58	144922.52
DISPONIBILIDAD HIDRICA POR AÑO															144,922.52

Fuente: Estudio hidrológico realizado por el tesista

3.2.1.6. USOS Y DEMANDAS DE AGUA (DERECHO DE TERCERO).

La demanda de agua poblacional está diseñada con una dotación de agua que es de 80 litros/habitante/día, este dato se ha calculado de acuerdo al reglamento nacional de construcciones, para lo cual se adjunta los siguientes cuadros de cálculo de demanda de agua para la población del centro poblado de Larimayo.

3.2.1.7. DEMANDA ANUAL DEL CENTRO POBLADO DE LARIMAYO

Cuadro 04: Demanda poblacional

DEMANDA POBLACIONAL															
DESCRIPCION	LTS/SEG	Q (LTR/SEG) AFORADO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	TOTAL (M3/AÑO)
			30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	30	364
DEMANDA POBLACIONAL	LTS/SEG	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	37.20
	M3/MES		8035.2	8303.04	8035.2	8303.04	8303.04	7499.52	8303.04	8035.2	8303.04	8035.2	8303.04	8035.2	97,493.76
DEMANDA POBLACIONAL POR AÑO															97,493.76

Fuente: Estudio hidrológico realizado por el tesista

3.2.1.8. BALANCE HÍDRICO.

La relación entre demanda y oferta de agua, es la que se detalla en el siguiente cuadro respectivamente para la población del Centro poblado de Larimayo:

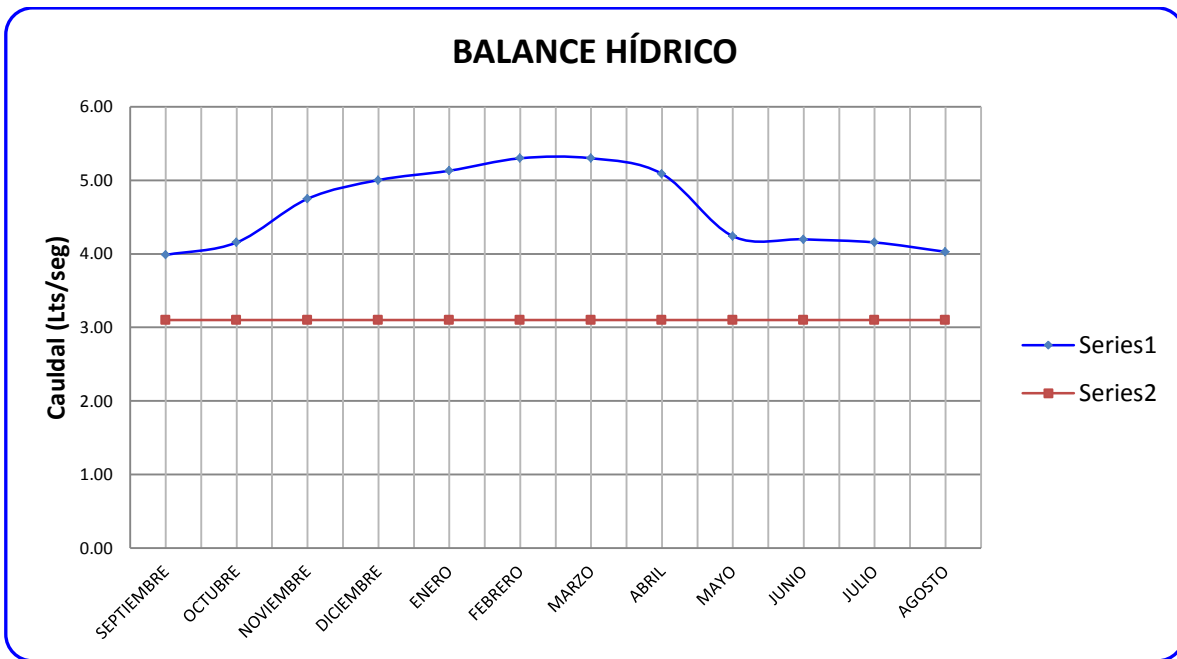
✓ **Balance hídrico**

Cuadro 05: balance hídrico

BALANCE HÍDRICO															
DESCRIPCION	LTS/SEG	Q (LTR/SEG) AFORADO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	TOTAL (M3/AÑO)
			30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	30	364
DISPONIBILIDAD HÍDRICA	LTS/SEG	4.24	3.99	4.16	4.75	5.00	5.13	5.30	5.30	5.09	4.24	4.20	4.16	4.03	55.33
DEMANDA POBLACIONAL	LTS/SEG	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	37.20
BALANCE HÍDRICO	LTS/SEG		0.89	1.06	1.65	1.90	2.03	2.20	2.20	1.99	1.14	1.10	1.06	0.93	18.13
	M3/MES		2295.48	2826.25	4273.69	5097.53	5438.22	5322.24	5892.48	5152.90	3053.38	2844.98	2826.25	2405.38	47428.76

Fuente: Estudio hidrológico realizado por el tesista

Figura 01: Balance hídrico



Fuente: Estudio hidrológico realizado por el tesista

3.2.2. ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

3.2.2.1. ASPECTOS GENERALES.

3.2.2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y OBJETIVO

El objetivo es determinar las características y condiciones geológicas y geotécnicas del suelo de fundación, para las estructuras proyectadas, para lo cual se han efectuado trabajos de exploración de campo por medio de calicatas, así mismo se han llevado muestras al laboratorio de mecánica de suelos, laboratorio del Programa Regional de Riego y Drenaje PRORRIDRE para los análisis Físicos y químicos. Estos ensayos nos permitirán definir el perfil estratigráfico del área en estudio y conocer las propiedades del suelo. Con esta información, se sugerirá y recomendará métodos apropiados que permiten tener situaciones seguras y confiables para las labores de construcción. Y determinar los datos necesarios

para fijar los diseños de instalación, material, clase de tubería y diseño de las estructuras proyectadas.

3.2.2.3. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área donde se desarrollara el proyecto está ubicada de acuerdo a la siguiente distribución:

País	:	Perú
Región	:	Puno
Departamento	:	Puno
Provincia	:	Melgar
Distrito	:	Antauta
Localidad	:	Larimayo

El Distrito de Antauta es uno de los 09 distritos que conforman la Provincia de Melgar, ubicada en el Departamento de Puno,

3.2.2.5. LÍMITES

Norte	:	Provincia de Carabaya
Este	:	distrito de Ñuñoa
Sur	:	Distrito de Orurillo y la Provincia de Azángaro.
Oeste	:	Provincia de Azángaro.

3.2.2.6. INVESTIGACIONES REALIZADAS

- ✓ **Antecedentes de la zona geológica**
- **Geología regional**

Introducción:

Como corresponde para todo tipo de obras civiles, particularmente para obras longitudinales como es el caso de agua potable es importante el estudio del contexto geológico regional ya que como es de deducir la evaluación del medio natural determina los tipos de rocas y suelos a ser atravesados, así como los

problemas de geodinámica externa que la afectarán; calificando finalmente, la factibilidad técnico-económica de la obra a ejecutar.

Para el caso que nos ocupa y como es de verse en la interpretación de los planos regionales que se adjuntan, el altiplano, sobre el nivel de los 4,000 m, determina el fuerte modelado del relieve, donde los cortes no son significativos, pero sí la presencia del agua superficial y sub superficial, que juega un papel importante en la operatividad de la carretera.

Geomorfología

La geomorfología sobre los 4,000 m.s.n.m. está caracterizada por un típico relieve de fuerte modelado. Para el caso de la zona de interés, a lo largo del tramo se pueden diferenciar dos unidades geomorfológicas:

- Unidad de Planicies y Lomadas
- Unidad de Cursos Fluviales

Unidad de Planicies y Lomadas:

Es un típico relieve de altura, llámese genéricamente plano, con lomadas onduladas por el fuerte modelado a que ha estado expuesta la superficie por una intensa acción glaciaria habida en el pasado geológico reciente; muy estables, con cobertura vegetal persistente con el "Ichu", que es la vegetación natural de estas alturas.

Unidad de Cursos Fluviales:

Dentro de la inmensa planicie, el modelado presenta depresiones, consecuentes de la intensa actividad glaciaria habida en el pasado, que han permitido la formación de cauces por donde corren caudales importantes de agua de manera permanente; siendo el río Pirhuani el curso hidrográfico más importante en el recorrido del tramo.

Formaciones geológicas:

La cartografía geológica elaborada por el INGEMMET y publicada en el Boletín N° 58: “Geología de los Cuadrángulos de Velille, Yauri, Ayaviri y Azángaro” –1995, a escala 1:100,000, describe las formaciones geológicas.

- Rocas Sedimentarias:

Grupo Puno (P-pu): Con esta denominación se conoce a una secuencia de areniscas rojizas rosadas y conglomerados. Las areniscas son de grano fino a grueso generalmente arcósicas (granos de arenas con predominio de cuarzo); los constituyentes feldespáticos casi siempre están alterados y tienen coloración clara. Los estratos conglomerádicos son masivos y menores a los 2 m. de espesor. Estos estratos gruesos de areniscas están intercalados con limoarcillitas en estratos delgados y de color rojizo oscuro a marrón. A este grupo formacional se le asigna una edad Paleógeno, del Cenozoico.

- Formación Casa Blanca (N-cb):

Con esta denominación se conoce a una secuencia estratigráfica constituida por conglomerados lacustrinos, de litología monótona, con contenido de tobas arcillosas, de coloración marrón rojiza, que se ubica mayormente en el norte del cuadrángulo de Yauri, donde también intercalan con limo arcillitas y, en algunos casos, con clastos volcánicos.

La edad asignada a esta formación Casa Blanca, es del Cenozoico. Las rocas de esta formación geológica, muestran importante emplazamiento a lo largo de la carretera

- Formación Yauri (Qpl-y):

Con esta denominación se conoce a sedimentos lacustrinos que están constituidos por tobas areniscosas y conglomerados lenticulares fluviales. Generalmente, las tobas son de color gris blanquecino y se han depositado en capas delgadas; encontrándose cubriendo a los conglomerados de la formación. La edad geológica asignada a esta formación, es el Pleistoceno – Cuaternario

Se consideran a las acumulaciones de material inconsolidado a manera de amplias terrazas que se extienden a ambos lados de los ríos principales, como son Salado, San Genaro, Chacamayo, Casilemayo y Jahuatapica.

Dentro de estos depósitos, también se consideran a las importantes acumulaciones de gravas en matriz de arenas limpias que ocupan los cauces de los ríos arriba mencionados.

- Rocas Intrusivas (Ps-mi)

En el mapa geológico del cuadrángulo de Yauri se delimita un afloramiento de rocas intrusivas hacia el lado izquierdo de la carretera Yauri – El Descanso, distante de ella, por lo que no tiene influencia. Son rocas de naturaleza diorítica, granodiorítica; duras y resistentes a estado fresco, que es como se presentan por haber sido fuertemente denudadas por la acción glacial.

3.2.2.7. SISMICIDAD

La zona en estudio se halla en una franja de territorio donde la sensibilidad sísmica es intermedia a baja. Si bien la mayor parte del país es altamente sísmica, en razón de que nuestro territorio es parte del llamado Círculo de Fuego del Pacífico (el cual es una zona de la corteza terrestre de alto dinamismo, con esfuerzos tectónicos, volcanismo y movimientos orogénicos prolongados), la zona específica de esta carretera se halla en una franja de transición entre los relieves altamente sísmicos de la costa y sierra, y la zona de actividad sísmica reducida de los llanos depresionados de la Amazonía.

En nuestro país, la actividad sísmica es el resultado de la dinámica de las placas en las que asienta nuestro territorio; por un lado la placa oceánica de Nazca, del litoral hacia el oeste, y por el otro la placa sudamericana.

El proceso es que ambas placas convergen y “colisionan” aproximadamente en el borde pacífico. La placa oceánica, más pesada o densa, se hunde o subduce bajo la placa sudamericana, que es de carácter continental, de rocas más livianas que la placa oceánica. La subducción avanza a una velocidad de algunos centímetros anuales, y la penetración de la placa oceánica bajo la sudamericana provoca frecuentes fricciones corticales con liberación de energía como

movimientos sísmicos, que son tanto más frecuentes e intensos, cuando más cerca nos encontramos hacia el litoral donde se produce la subducción. Este tramo se halla bastante alejado de la zona de convergencia de las placas.

Según la Carta de Intensidades Sísmicas publicadas por el Instituto de Defensa Civil, el área en estudio se halla en una zona en la que la actividad sísmica es relativamente débil, con movimientos que la Carta estima como máximo de grado V en la escala de Mercalli (sobre un máximo de X que se estima pueden ocurrir en sectores muy localizados del país, ver figura N°3). De acuerdo a esta circunstancia se considera que el riesgo sísmico en el área es poco significativo.

3.2.2.8. TRABAJOS DE CAMPO

✓ Calicata

La norma Técnica E-050 indica ejecutar calicatas o pozos a cielo abierto para verificar el estrato del subsuelo, En base a las características de los materiales existentes, para la exploración, se procedió a emplear el método de ensayo a cielo abierto ASTM D-1588, con el objeto de investigar las características de las calicatas del sub suelo de los puntos de apoyo se llevaron a cabo pozos exploratorios de 1.00 m. De profundidad.

Se excavaron 01 Calicata o Pozos de Exploración a cielo abierto, asignándole como sigue:

Cuadro 06: Relación de Calicata

RELACION DE CALICATA		
Calicata N°	Profundidad (m)	Ubicación
C-01	1.00	Reservorio

Fuente: Estudio de suelos realizados por el tesista

✓ **Muestreo**

En las exploraciones a cielo abierto efectuadas, se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación.

Se tomaron la muestra para los ensayos de granulometría, Límites de consistencia, contenido de humedad de las calicatas, enviándose al laboratorio la muestra necesaria para identificar todos los tipos de suelos de la zona en estudio. A si mismo se extrajeron muestras representativas de las calicatas.

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de excavacion, anotándose las principales características de los estratos encontrados, tales como: Humedad, compacidad, consistencia, plasticidad, forma y tamaño de las partículas, clasificación, presencia del nivel freático, etc., los mismos que se muestra en capítulo 5: Perfiles estratigráficos.

✓ **calicata 01 (c-01)**

Tramo compuesto superficialmente por mezcla de limo y materia orgánica en un espesor de 0.20 – 0.30m. respectivamente y continuando hasta una profundidad de 1.00 m. se encuentra material de arena bien graduada de color gris oscuro, con limoarcilloso y su estado es semi compacto, hay presencia de boloneras en tamaños de 4" - 6" en cantidades de 10%, todo estos materiales son considerados como aluviales, su estado es semicompacto a suelto, se clasifica un tipo de suelo **GM** denominados como arena mal gradada.

Figura 02: Calicata 01 (C-01)



Fuente: estudio de suelos realizados por el tesista

✓ **Ensayos de laboratorio**

Todos Los ensayos de laboratorio se realizaron en Programa Regional de Riego y Drenaje PRORRIDRE. Los ensayos de análisis granulométrico, límites de consistencia, contenido de humedad, Compresión de roca simple.

Se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio

- Análisis Granulométrico ASTM- D422
- Límites de Consistencia ASTM-D 4318
- Contenido de Humedad (%) ASTM-D 2216
- Densidad Natural ASTM-D1556

3.2.2.9. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

El suelo ensayado se ha clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS ASTM D – 2487), según se muestran en el cuadro y en las láminas de perfiles estratigráficos que se muestran en el capítulo 5.

Luego para clasificar los suelos se ha realizado la clasificación de las muestras de suelos por los siguientes sistemas:

AASHTO de American Association of State Highway and transportation Officials: ASTM D 32826 y AASHTO M – 145.

SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: ASTM D – 2487. Este sistema de clasificación considera símbolos (letras mayúsculas) para denominar los distintos grupos de suelos.

Cuadro 07: Clasificación de suelo mediante **AASHTO - SUCS**

CLASIFICACION DE SUELOS ASSHTO	CLASIFICACION DE SUELOS SUCS
A-1-a(0)	GW, GP
A-1-b(0)	GM

Cuadro 08: Resultados de Ensayos de Granulometría y límites de Consistencia

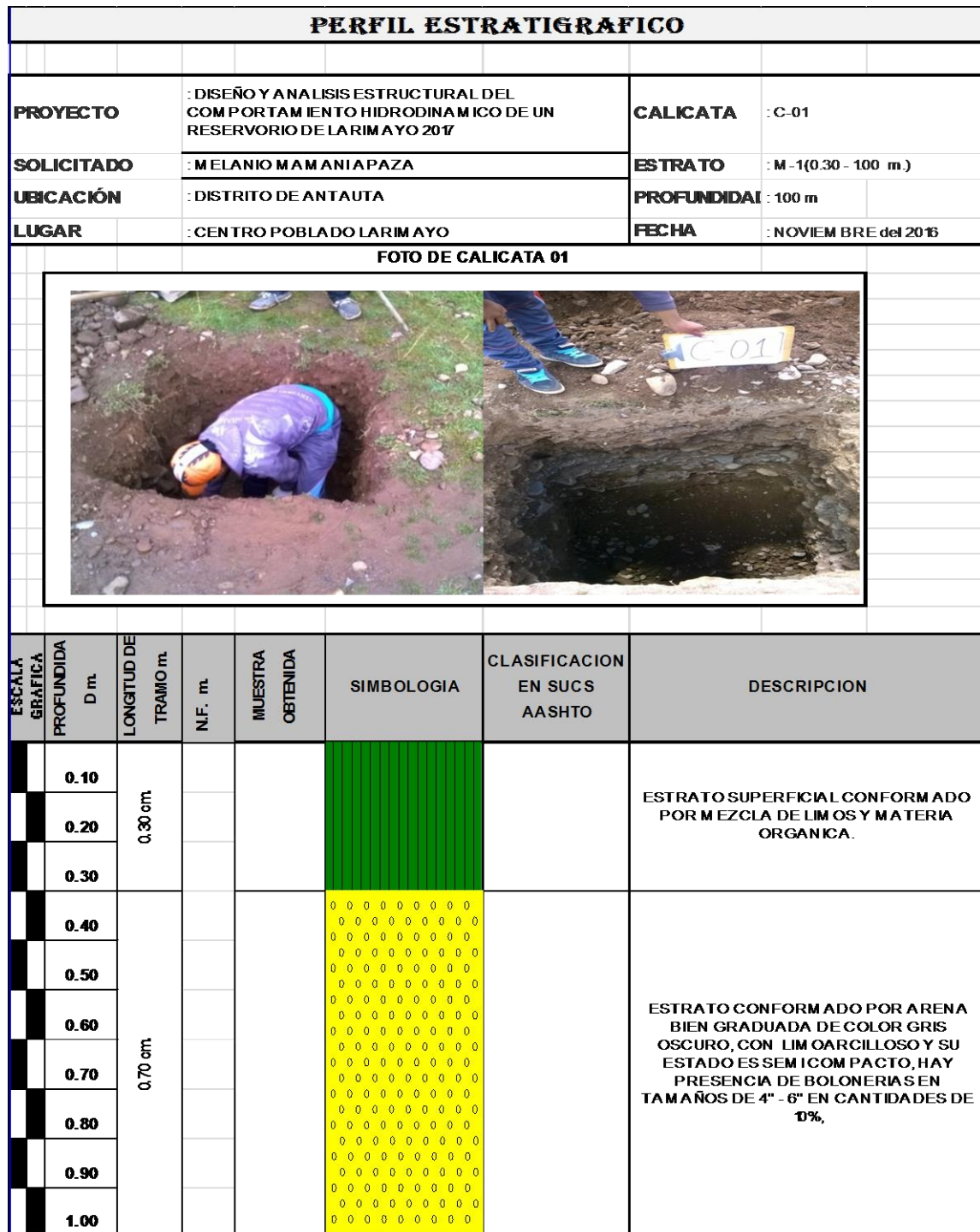
Nº CALICATA	GRANULOMETRIA				LIMITES DE CONSISTENCIA			HUMEDAD %	CLASIFICACION		TIPO DE MATERIAL
	% QUE PASA				LL	L.P.	IP		SUCS	AASHTO	
	#200	#40	#4	#2	(%)	(%)	(%)				
C-01	21.89	33.60	40.94	83.51	N.P.	N.P.	N.P.	7.18	GM	A-1-b (0)	Mezcla de gravas arenas y limos

Fuente: estudio de suelos realizados por el tesista

3.2.2.10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Con los registros de las perforaciones y los ensayos de laboratorio se elaboró el perfil estratigráfico del terreno, se muestra como sigue:

Figura 03: Perfil estratigráfico



Fuente: estudio de suelos realizados

3.2.2.11. ASPECTOS SÍSMICOS

La zona en estudio se encuentra ubicada en la zona 2 del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030-Diseño Sismo Resistente.

La fuerza cortante total (V) puede calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente según la siguiente relación:

$$V = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R}$$

De acuerdo a la Norma Peruana de diseño sismo resistente E-030, hemos establecido los parámetros sísmicos para esta área del Proyecto:

Cuadro 09: Parámetros físicos

PARÁMETROS FÍSICOS			
ZONA DE SISMICIDAD MEDIA		Z	
2		0.25	
PARÁMETROS DEL SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	Tp (s)	S
S3	Suelos Flexibles	0.9	1.4

3.2.2.12. ZONIFICACIÓN GEOTECNIA

Habiéndose realizado las excavaciones del tipo de material del que está conformado parte del área del proyecto, se ha realizado la zonificación de suelos tomando en consideración el grado de dificultad de las excavaciones y principalmente la existencia del tipo de material encontrado en las diferentes estratos de la calicatas excavadas.

La clasificación de materiales, será de acuerdo a las tres clases de suelo establecidos para la cuantificación tanto en las excavaciones como en la programación de las actividades de obras.

La clasificación de materiales a utilizar ha sido tomada de empresas de servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado que utilizan en la clasificación de suelos para sus estudios. Estas establecen tres clases de suelos para la cuantificación tanto en las excavaciones, como en la programación de las actividades de obras.

Las clases de material son las siguientes:

a) Terreno Normal

Son los que pueden ser excavados sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico, y puede ser:

a.1.- Terreno Normal Deleznable suelto

Conformado por materiales sueltos tales como: Arena, limo, arena limosa, gravillas, etc., que no pueden mantener un talud estable superior de 5:1

a.2.- Terreno Normal Consolidado o Compacto

Conformado por terrenos consolidados tales como: hormigón compacto, afirmado o mezcla de ellos, etc. Los cuales pueden ser excavados sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico. Excavaciones mayores a 2.50m se entiban.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO DE LARIMAYO

3.3.2. PERIODO DE DISEÑO Y POBLACIÓN FUTURA

3.3.2.1. PERIODO DE DISEÑO

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variaciones que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente variable. Por lo tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por

capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Los factores considerados para la determinación del periodo del diseño son:

- ✓ Vida útil de las estructuras del concreto y de los equipos electromecánicos
- ✓ Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura
- ✓ Crecimiento y/o decrecimiento poblacional
- ✓ Capacidad económica para la ejecución de las obras

a) Vida útil de las estructuras y los equipos electromecánicos

La vida útil de las estructuras dependerá de la resistencia física del material que la constituye a factores adversos por desgaste u obsolescencia.

Todo material con el tiempo y con el uso que se le da a estos se desgasta disminuyendo la eficiencia del sistema dependiendo de las características del material empleado. Por consiguiente en las tuberías de abastecimiento de agua y desagüe existen diversos desgastes por corrosión, corrosión y fragilidad factores que sean determinantes en su durabilidad.

La durabilidad de las diferentes estructuras del sistema según: las normas sobre saneamiento de la SUNASS (Volumen II Normas Técnicas) y el autor Simón Arocha en su publicación “abastecimiento de agua, teoría y diseño indican lo siguiente:

b) Facilidad o dificultad para hacer ampliación de la infraestructura.

La fijación de un periodo de diseño está íntimamente ligado a factores económicos, la asignación de un periodo de diseño ajustado a otros criterios estará regido por la dificultad o facilidad de su construcción.

c) Crecimiento y/o decrecimiento poblacional

El crecimiento y/o decrecimiento poblacional está en función de factores económicos, sociales y de desarrollo.

Un sistema de abastecimiento de agua debe proporcionar y generar desarrollo, no de frenarlo. Esto nos permite señalar que de acuerdo a las tendencias de crecimiento, es conveniente elegir periodos de diseño más largos para crecimientos lentos y periodos de diseño cortos para crecimiento rápido.

d) capacidad económica para la ejecución de obras

Las razones de durabilidad y resistencia al desgaste físico es indudable que representa un factor importante para el mejor diseño, pero adicionalmente se harán estimaciones de interés y de costo capitalizado para aprovechar útilmente la inversión hecha.

La determinación de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de una localidad debe ser dependiente de su costo total capitalizado para aprovechar útilmente la inversión hecha.

La determinación de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de una localidad debe ser dependiente de su costo total capitalizado. Generalmente los sistemas de abastecimiento se construyen para satisfacer una población futura.

3.3.2.2. DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO

Haciendo un análisis de la vida útil de la estructura planteada en el presente trabajo, y además viendo la realidad de la zona de estudio, se adopta un periodo de diseño de 20 años, teniendo como proyección al año 2037.

3.3.3. POBLACIÓN FUTURA

Hay varios métodos matemáticos para pronosticar la población de las ciudades. Algunos son de aumento aritmético, el aumento en porcentaje, comparaciones gráficas, etc. se debe proceder con gran cuidado y juicio en el pronóstico demográfico, sobre la base de datos confiables.

Los diferentes métodos de pronóstico de población futura se muestran en el anexo

3.3.3.1. DATOS BÁSICOS PARA EL PRONÓSTICO DEMOGRÁFICO.

El pronóstico demográfico se hace en base a datos estadísticos censales de la población en estudio, los datos recopilados del instituto nacional de estadística e informática (INEI), donde también se obtiene la tasa de crecimiento poblacional del distrito de Antauta.

3.3.3.2. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

El cálculo de la población futura de la zona estudiada se realizó mediante el método aritmético. Este método considera el crecimiento de la población uniforme y lineal en el tiempo y se utiliza para poblaciones desarrolladas, ya que la población estudiada se encuentra en el centro poblado de Larimayo.

Los datos procesados y calculados que se muestran:

Cuadro 10: Tasa de crecimiento intercensal

Año	Población urbana	Tasa de crecimiento intercensal(%)
1993	72,005	0.27
2007	74,735	

Fuente: elaboración propia con datos de INEI

Cuadro 11: Población futura de Larimayo

Nº	AÑOS	POBLACION	Nº VIVIENDAS
0	2017	2,425	485
1	2018	2,432	608
2	2019	2,438	610
3	2020	2,445	611
4	2021	2,451	613
5	2022	2,458	614
6	2023	2,465	616
7	2024	2,471	618
8	2025	2,478	619
9	2026	2,485	621
10	2027	2,491	623
11	2028	2,498	625
12	2029	2,505	626
13	2030	2,512	628
14	2031	2,518	630
15	2032	2,525	631
16	2033	2,532	633
17	2034	2,539	635
18	2035	2,546	636
19	2036	2,552	638
20	2037	2,556	639

Fuente: elaboración propia con datos de INEI

3.3.4. DOTACIÓN Y CONSUMO

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en L/hab/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario anual, servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

3.3.4.1. DEMANDA DE AGUA

3.3.4.2. FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO

Los principales factores que afectan el consumo de agua son:

El tipo de comunidad, factores económicos sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad.

Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Estos consumos serán estudiados con el objeto de obtenerla dotación necesaria para la población calculada y se puede reunir en cuatro grupos básicos:

- ✓ Consumo domestico
- ✓ Consumo comercial o industrial
- ✓ Consumo publico
- ✓ Consumo por pérdidas y desperdicios.

a) Consumo Domestico

El consumo doméstico es requerido en la cocina, en unidades sanitarias, en lavaderos, etc.; estos varían en relación al modo de vida de la población, grado de institución sanitaria y las condiciones de suministro como son presiones, calidad de agua, etc.

b) Consumo Comercial o Industrial

Es el que suministra a las instalaciones de tiendas, bares, estaciones de servicio, agua consumida en procesamientos industriales

c) Consumo Público

Dentro de este consumo está considerada la dotación de riego de parques centros educativos, Centros de salud, agua consumida en procesamientos industriales.

d) Consumo por pérdidas y desperdicios

Esto se debe al mal funcionamiento de las válvulas juntas, conexiones defectuosas, fugas de cañerías, conexiones clandestinas, desperdicios, etc.

Las dotaciones diarias mínimas de agua para uso doméstico, comercial, industrial, riego de jardines u otros fines, se indican en el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma técnica IS.010 Instalaciones Sanitarias para edificaciones, capítulo II, Agua fría, artículo 6, dotaciones.

3.3.4.3. CÁLCULO DE DOTACIÓN

Para la fijación de la dotación en el presente estudio se adoptó el valor de la dotación igual a 80 l/hab/día, según lo detallado en el Item 4. - dotación de agua, de la NORMA TÉCNICA OS-100- Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria, establecido por el Reglamento Nacional de Edificaciones; ya que no se contó con información sobre consumo real al que abastece el reservorio estudiado, los datos de consumo real son establecidos a nivel de todo el Centro Poblado de Larimayo.

3.3.4.4. CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL

El consumo promedio diario, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para una población futura expresado en litros por segundo (l/s), el cual se determina con la siguiente relación.

$$Q_p = \frac{P_f * d}{86400 \text{ s/día}}$$

Dónde:

Qp	: 2.37 l/s	Consumo Promedio Diario
Pf	: 2556 Hab	Población futura máxima
d	: 80 l/hab/día	(dotación)

3.3.4.5. VARIACIÓN DIARIA

Varia durante el año, en función de las condiciones climatológicas y los hábitos de la población, es así en los días de una semana se dan consumos máximos y mínimos, como tenemos los consumos máximos en los días sábado, domingo, lunes.

$$Q_{md} = K_1 * Q_p$$

Donde k_1 varía entre 1.20 a 1.50 según el RNE, para el presente proyecto se adoptó el valor de 1.30 siendo el consumo máximo diario:

$$Q_{md} = 3.08 \text{ l/s}$$

3.3.4.6. VARIACIÓN HORARIA

Esta variación está plenamente relacionada con el modo de vida y la magnitud de la población, los consumos de agua varían hora a hora; dependiendo de las costumbres y actividades de la población, siendo los consumos máximos al mediodía y al atardecer.

➤ **El consumo máximo horario,(qmh)**

Se define como la hora de máximo consumo las 24 horas del día.

$$Q_{mh} = K_2 * Q_p$$

Dónde:

2.5 (Para poblaciones entre 2000 a 10000 Hab)

K2 =

1.8 (Para Poblaciones mayores a 10000 Hab)

Se asume un k2 =2.5 l/s

$$Q_{mh} = 5.93 \text{ l/s}$$

3.3.4.7. CONSUMO PROMEDIO ANUAL

$$Q_m = P_f * \text{Dotacion}$$

Dónde:

Qm. = 204,480 litros

Pf. = 2556 Poblacion futura

Dotacion. = 80 l/hab/dia

3.3.4.8. VOLUMEN DE REGULACIÓN

Será calculado con el diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 20% del promedio anual de la demandan como capacidad de

regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para las 24 horas de funcionamiento.

$$V_{reg.} = Q_m * 0.20 \text{ (litros)}$$

$$V_{reg} = 40.89 \text{ m}^3$$

3.3.4.9. VOLUMEN TOTAL DE RESERVORIO

El volumen total del reservorio se asume un volumen razonable

Se asume un volumen de

45.00 m³

3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

3.4.1. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO DE LARIMAYO

El sistema estructural planteado para este proyecto, es de forma circular y consiste en una losa de cimentación, muros portantes, viga perimetral y cobertura en forma de cúpula.

✓ **Cimentación**

Se plantea una cimentación conformada por la losa de fondo por un volado 0.30m, las cuales soportaran el peso de la estructura, y del agua contenida en el tanque, considerando que la capacidad portante del suelo son buenas (según Informe del Estudio de Suelos).

✓ **Estructura principal**

Es un sistema conformado por muros portantes los cuales soportaran la presión del agua que actuara en el reservorio, en la parte superior se plantea una viga perimetral para la unión con la cobertura.

✓ **Cobertura**

Es básicamente una cúpula de concreto armado, para que soporte las tensiones provocadas por luces de mayores dimensiones, está unida a las paredes de reservorio mediante la viga perimetral así resiste a mayores esfuerzos en los bordes.

3.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño.

Un buen pre dimensionamiento nos evitara sucesivos análisis, como de diseño, hasta que las dimensiones satisfagan los requerimientos de las normas de diseño.

Existen muchos criterios para predimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros. Pero finalmente la experiencia y el buen criterio primara en la elección de algunos criterios y porque no en la elaboración de otros propios.

Los criterios que asumiremos en adelante serán tratando de cumplir los requerimientos de los códigos de diseño de estructuras contenedoras de líquidos.

3.4.3. DIMENSIONAMIENTO DE ALTURAS Y DIÁMETRO DEL RESERVORIO

El dimensionamiento de alturas y diámetro interior será de acuerdo al volumen requerido es decir para 45.00 m^3 , así el dimensionamiento es:

Volumen $V= 45.00 \text{ m}^3$

Altura de agua $H_L= 2.85.00\text{m}$

Altura libre de agua $h_2= 0.30 \text{ m}$

Altura total de muro $H_w= 3.15 \text{ m}$

Las expresiones dadas por el comité ACI 350.3 deducidas de la teoría de housner para el análisis dinámico, son válidas para reservorios abiertos. El comportamiento de reservorios rígidos completamente llenos, cubiertos con tapa rígida es diferente, sin embargo si existe un pequeño espacio entre la superficie del líquido y la tapa es inferior al (2% del volumen de reservorio), las presiones ejercidas sobre las paredes serán prácticamente iguales a las que se producirán en reservorios abiertos.

Si el volumen de aire entre la superficie del líquido y la tapa es inferior al 2% del volumen del reservorio se debe considerar como reservorio completamente lleno y en ese caso la masa asociada W_i y el valor a W_c se toma igual a cero².

Para dimensionar el diámetro en función de la altura del reservorio se tomó en cuenta el gráfico “Altura Económica de Reservorios”, relación diámetro – Altura.

El diámetro interior del reservorio está dado por:

$$D = \frac{\sqrt{4xV}}{\pi(H)}$$

Diámetro calculado $D= 4.48$ m

Diámetro asumido **$D=4.50$ m**

Radio interior $R=2.25$ m

3.4.4. ESPESOR DE LOS MUROS DEL RESERVORIO (TW):

De acuerdo con ACI 307-48: El espesor mínimo de la pared será de 7” (17.5 cm) cuando el diámetro interno no excede de 6m, y se incrementara en 1/4”(6mm) por cada 60cm de incremento del diámetro.

De acuerdo con ACI 350: Los muros de concreto reforzado con altura mínima de 3 metros y que estén en contacto con líquidos deben tener un espesor mínimo de 30cm. En términos generales, el espesor mínimo de cualquier elemento estructural de las obras hidráulicas para el mejoramiento del medio ambiente es de 15cm, sin embargo, cuando se usen dispositivos de retención de agua y la disposición del acero de refuerzo debe considerarse un espesor más grande.

Por tanto el espesor del muro del reservorio será:

Espesor asumido $tw=0.20$ m

3.4.5. ESPESOR DE LA CÚPULA, FLECHA DE CÚPULA

Espesor de la cúpula: (hr)

Espesor asumido $hr = 0.10 \text{ m}$

Flecha de la cúpula: (f)

La relación óptima de la flecha con el diámetro (f/D) para domos esféricos esta entre 1/10 a 1/5 para este caso tomaremos en cuenta la relación 1/6 a lo que para un diámetro del cilindro $D=4.50$ la flecha $f=0.75 \text{ m}^4$

Espesor asumido $f=0.75$

3.4.6. PREDIMENSIONAMIENTO VIGA PERIMETRAL

Para el dimensionamiento de la viga perimetral se tomó en cuenta las consideraciones dadas por el comité ACI 318M-08 y la norma técnica E.0.60 Concreto armado del RNE, teniéndose el predimensionamiento como sigue:

a). Predimensionamiento de vigas principales:

$$b_o \times h^2 = b_1^2 \times h_1$$

✓ Calculo de peraltes

OFICINAS Y DEPARTAMENTOS:

S/C= 250 kg/m²

P.ALIGERADO 350 kg

P.ACABADO 100 kg

TABIQUERIA MOVIL 150 kg

$W_u = 1.4 \text{ WD} + 1.7 \text{ WL}$

$WU = 1265 \text{ Kg/m}^2$

WD=	600	Kg/m ²
WL=	250	kg/m ²

Usamos: $WU = 0.14 \text{ Kg/cm}^2$

$$h = \frac{Ln}{4/Wu}$$

Dónde:

Ln = Longitud libre

Donde se tiene:

$$h = \frac{Ln}{10.69}$$

En líneas generales, el predimensionamiento para vigas principales es el mostrado líneas abajo, para nuestro caso consideraremos las cargas actuantes solamente sobrecarga de nieve equivalente a 50 kg/m^2 , siendo el predimensionamiento.

✓ **Calculo de peralte**

P.ALIGERADO 0 kg/m^2

P.ACABADO 0 kg/m^2

TABIQUERIA MOVIL 0 kg/m^2

WD=	Kg/m^2
WL=	50 kg/m^2

S/C= 50 kg/m^2

$Wu = 1.5 \text{ WD} + 1.8 \text{ WL}$

$WU = 90 \text{ Kg/m}^2$

Usamos: $WU = 0.01 \text{ Kg/cm}^2$

$$h = \frac{L_n}{4/W_u}$$

Dónde:

L_n =Longitud libre

Donde se tiene:

$$h = \frac{L_n}{40.00}$$

Para un ancho igual al perímetro del reservorio de $D=4.50$ m, perímetro = 15.66m

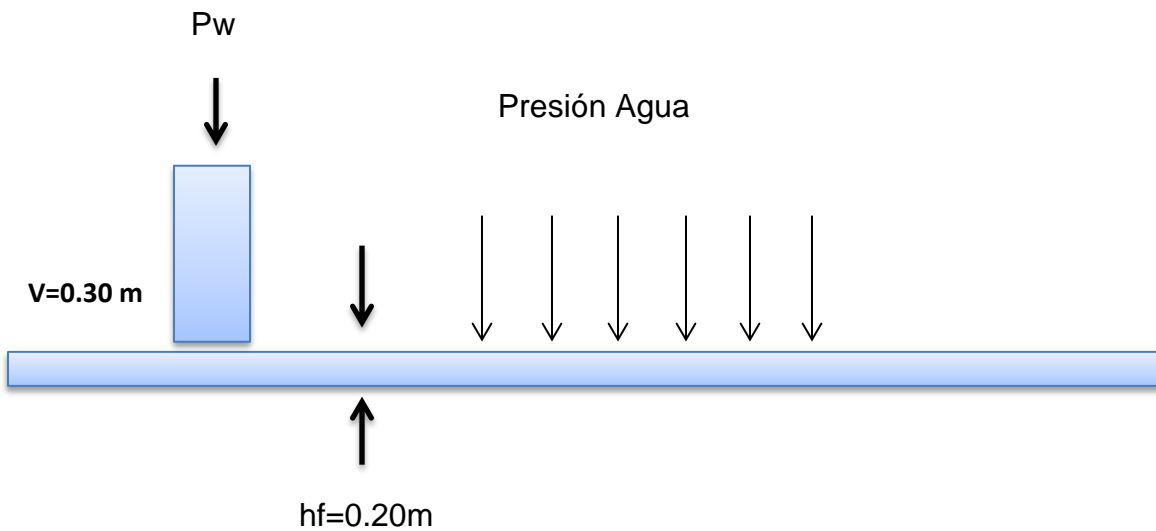
Peralte	$h = 0.97$ m
---------	--------------

Del cálculo efectuado se deduce que el peralte predimensionado es 0.97m(sería una viga de gran peralte, con frecuencia las vigas de gran peralte se encuentran en recipientes suspendidos rectangulares, tales como silos o tanques, en muros de contención que soportan cimentaciones corridas y losas, en muros de parapetos y en muros de corte que resisten fuerzas laterales en las construcciones), pero considerando que la viga perimetral cumple la función principal de restricción del borde de la cúpula utilizada como cubierta y unión de esta con los muros del reservorio, mas no soporta cargas mayores, es que se utiliza el siguiente dimensionamiento.

Espesor Asumido	Peralte = 0.30 m
Espesor Asumido	Base = 0.30 m

3.4.7. CIMENTACIONES

Se opta por una losa de cimentación ya que se requiere una losa de fondo que impida filtraciones y resista la presión ejercida por el agua, las dimensiones adoptadas de la losa de cimentación son:



Estas dimensiones serán verificadas en el análisis de la cimentación que se verá más adelante.

3.4.8. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

3.4.8.1. GEOMETRIA DEL DEPÓSITO

<i>Altura efectiva del muro (Hw)</i>	<i>3.15 m</i>
<i>Altura efectiva del líquido almacenado (HL)</i>	<i>2.85 m</i>
<i>Diámetro interior (D)</i>	<i>4.50 m</i>
<i>Espesor muro (tw)</i>	<i>0.20 m</i>

Peso volumétrico del líquido

1.00 T/m³

Peso volumétrico del concreto

2.40 T/m³

3.4.9. PESO DEL MURO DEL RESERVORIO

$$W_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + tw \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] H_w * \gamma_c$$

Peso del Muro Ww	22.325 T
	22325.414 kg

3.4.10. PESO DEL AGUA ALMACENADA

$$W_L = \pi \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] H_L * \gamma_L$$

Peso del Agua WL	45.327 T
	45327.292 kg

3.4.11. PESO DE LA BASE DEL RESERVORIO

$$W_L = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + tw \right)^2 \right] h_f * \gamma_c$$

Peso de la base W_b	6.789 T
	6788.668 kg

3.4.12. ANÁLISIS HIDRODINÁMICO DEL RESERVORIO LARIMAYO.

Para el análisis hidrodinámico de reservorios es necesario tener en cuenta los efectos del líquido almacenado en adición a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y convectivos del fluido. Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

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

3.4.12.1. PARÁMETROS DE SUELO

Según el artículo 06 – condiciones locales. Del CAPITULO 02-parametro de sitio, de la NORMA TECNICA E.030 – Diseño sismo resistente, contenido en el reglamento nacional de edificaciones, en el TITULO III – Edificaciones, parte III.2

-ESTRUCTURAS.

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrado, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

a. Perfiles tipo s1: roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponde las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el periodo fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0.25 seg.

b. Perfil tipo s2 suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 Y S3

C. perfil tipo s3: suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el periodo fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores establecidos.

d. Perfil tipo S4: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose lo correspondientes valores de T_p y del factor de ampliación del suelo S , dados en la tabla N° 4.6

Cuadro 12: Parámetros del suelo

PARAMETROS DEL SUELO			
TIPO	DESCRIPCION	TP (S)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.40	1.00
S2	Suelos intermedios	0.60	1.20
S3	Suelos flex. O con estratos de gran espesor	0.90	1.40
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) los valores de TP Y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

Por lo tanto según los datos, se tiene:

- Periodo de tipo de suelo TP: 0.60 Seg.
- Factor de suelo S: 1.20

3.4.13. MODELAMIENTO USANDO SOFTWARE SAP 2000 V15.1

El modelado y análisis se realizó en el software SAP 2000, que es programa más popular que existe para resolver sistemas estructurales lineales y no lineales sometidos a cualquier estado de carga ya sea estática o dinámica.

Este programa puede diseñar bajo los códigos de construcción tanto americano como británico y canadiense, para acero, como para concreto, en nuestro caso lo utilizaremos para el análisis, lo que es una gran ventaja con respecto a otros programados estructurales.

La interfaz del SAP 2000 v15.1 es muy amigable, de tal manera que en la misma ventana en que se ingresan los datos y geometría del modelo, se visualizan los resultados.

El procedimiento fue el siguiente:

Modelado: se dibujó la estructura con la opción shells, cylinder como se muestra en la figura 04, Al entrar se nos presenta una ventana donde se puede elegir entre seis tipos de modelos a base de areas. En cada caso se especifican los parámetros que definen la geometría, la sección de las Areas, restricciones y las líneas de grid.

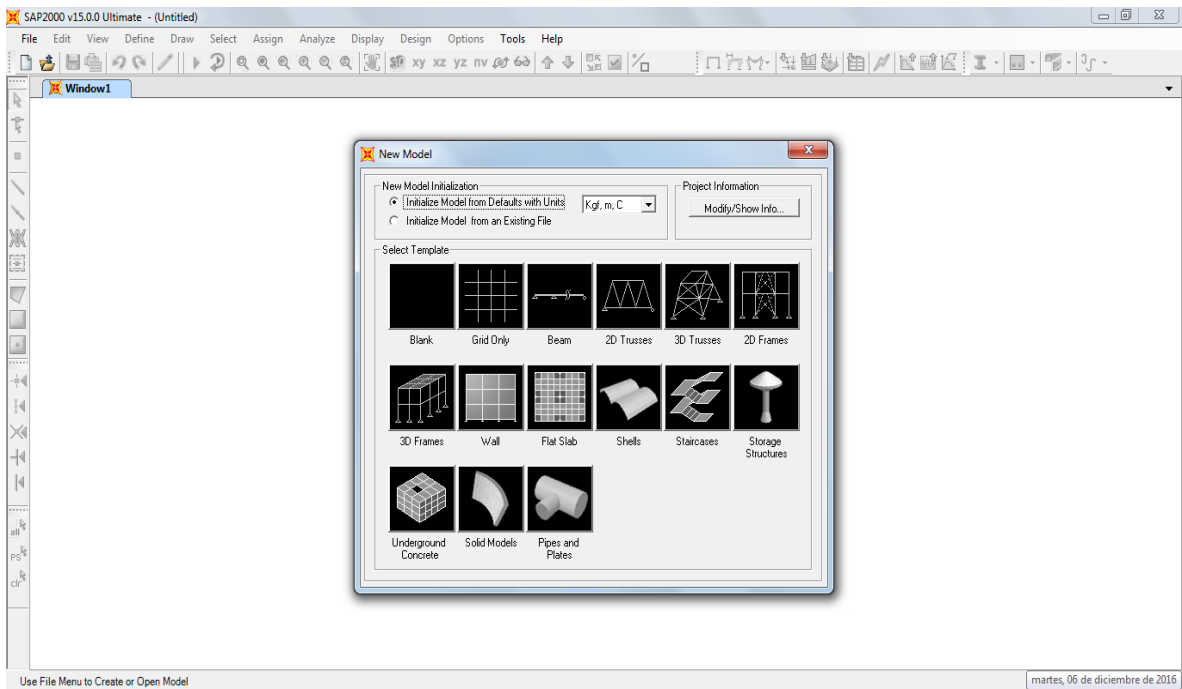
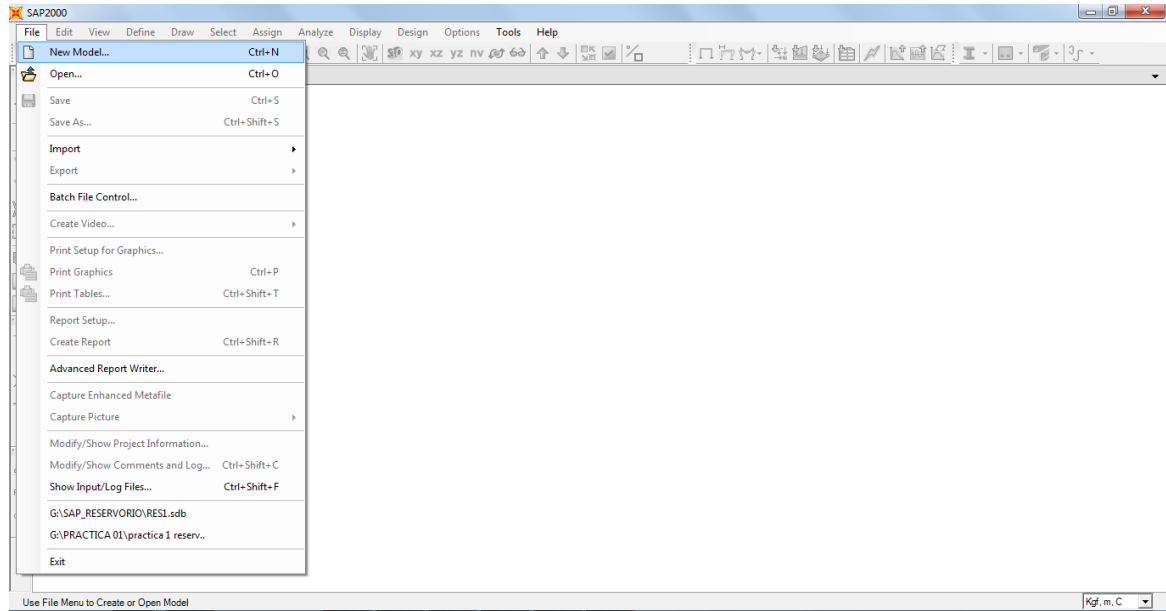


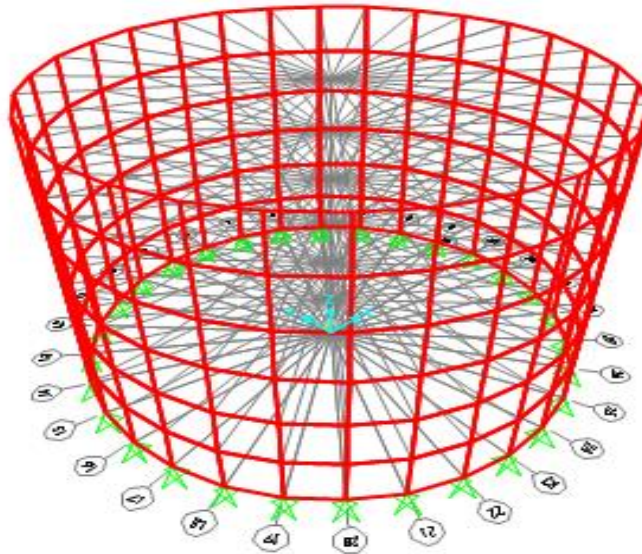
Figura 04. Modelo del pared del reservorio.

Altura (hw) del muro del reservorio = 3.45 m

Radio del eje central al eje del muro = 2.35m

Numero de divisiones en Z = 6 (dividiremos a cada 0.58m)

Numero de divisiones angular = 30



Se dibujó la cúpula del reservorio, con la opción Add to Model From Template, tal como se muestra en la figura 05

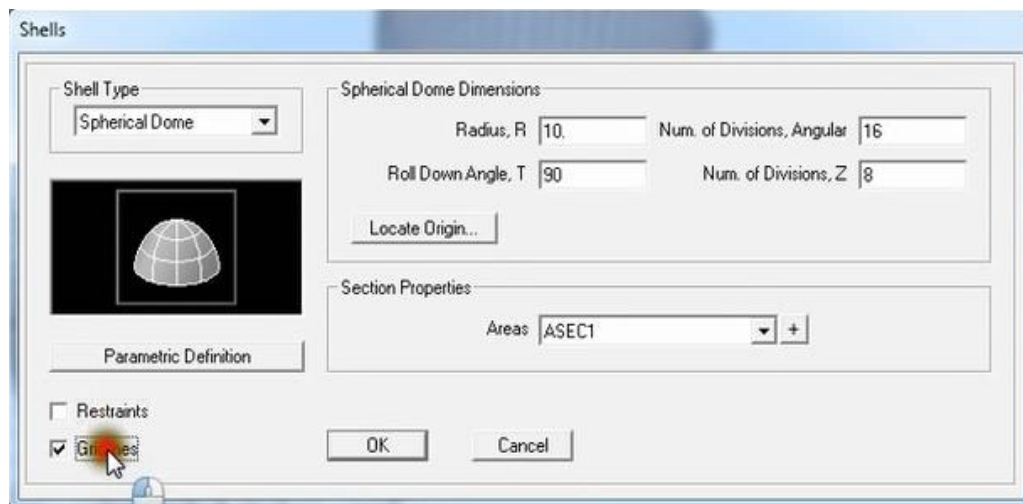


Figura 05: modelo de la cúpula del reservorio

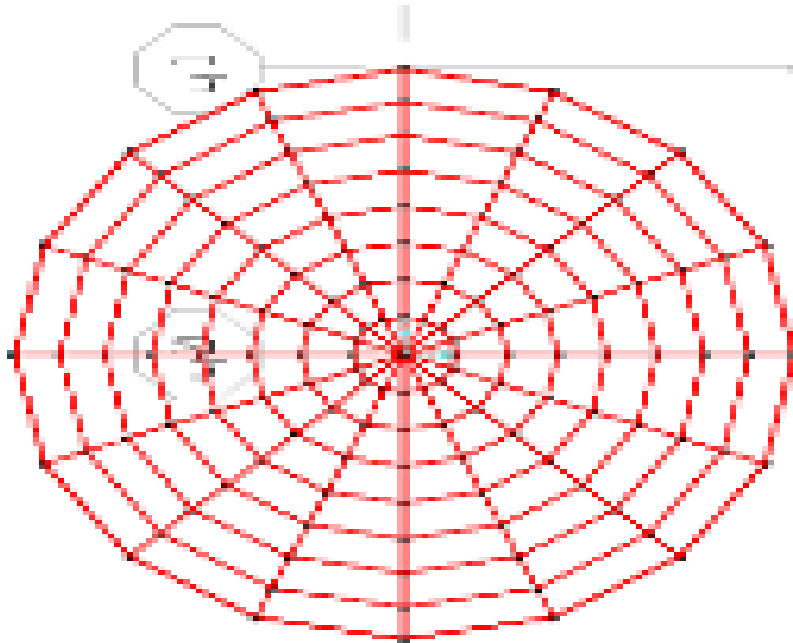
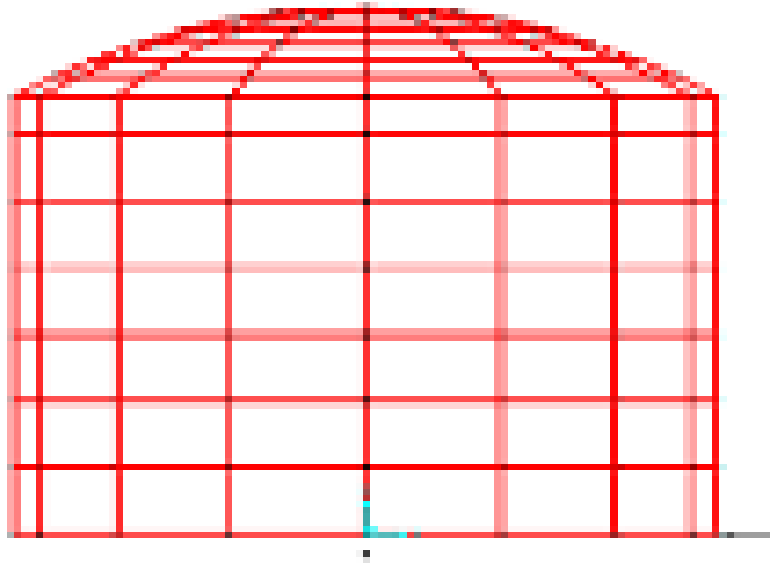
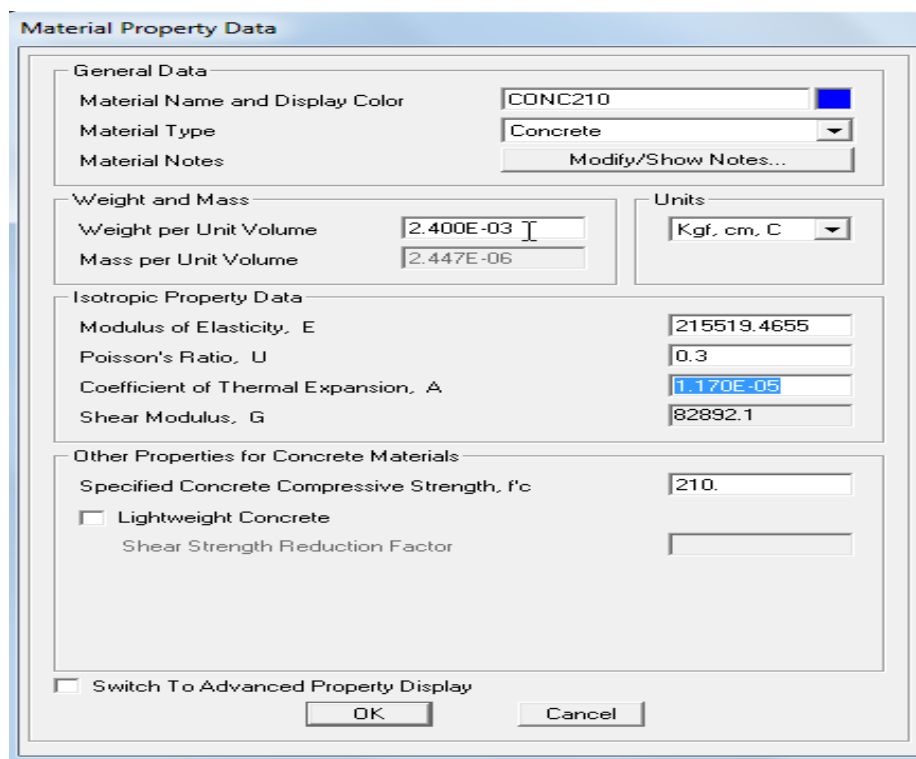
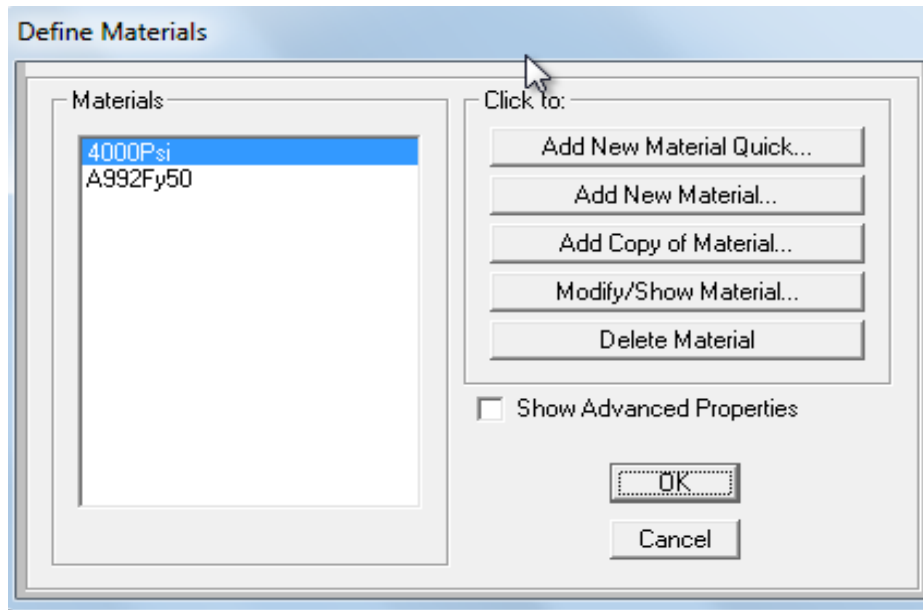


Figura 06: dibujo final del reservorio

Definición de propiedades y secciones

Para definir propiedades se utilizó la opción define materials, como se muestra, se definió material type: Concrete, que es el material que se utilizó para el muro, viga y cúpula y se denominó al material con CONCRETO $F'_c=210$



Para definir la sección de los Shells se realizó con menú define y el submenú Area Sections, como se muestra en la figura 07:

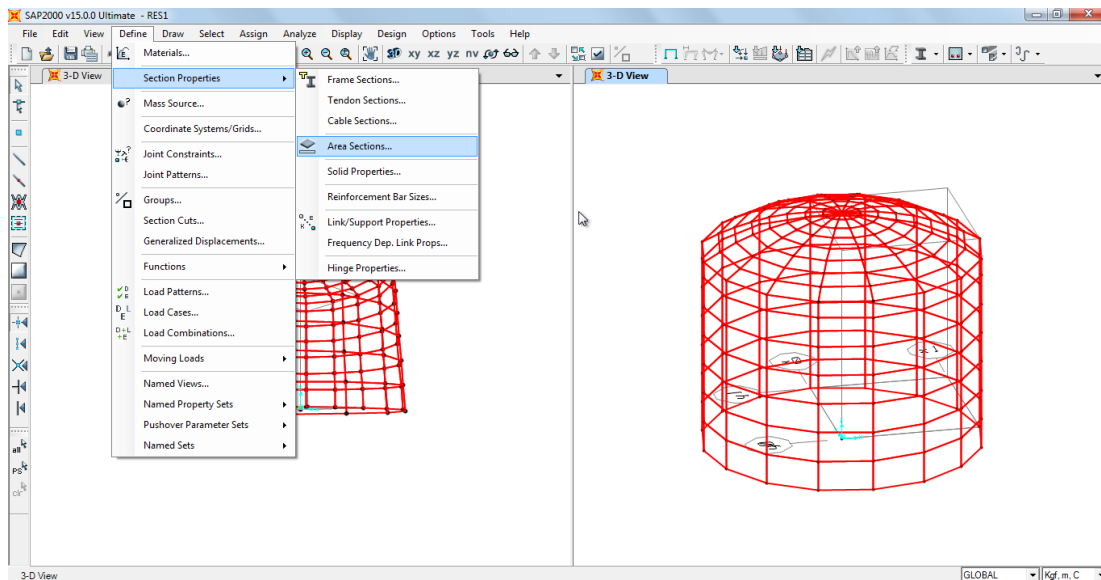


Figura 07: definición de secciones del reservorio

En los cuadros mostrados en la figura 08 se definió las secciones de los elementos estructurales del reservorio modelado, asignándoles el material constituido.

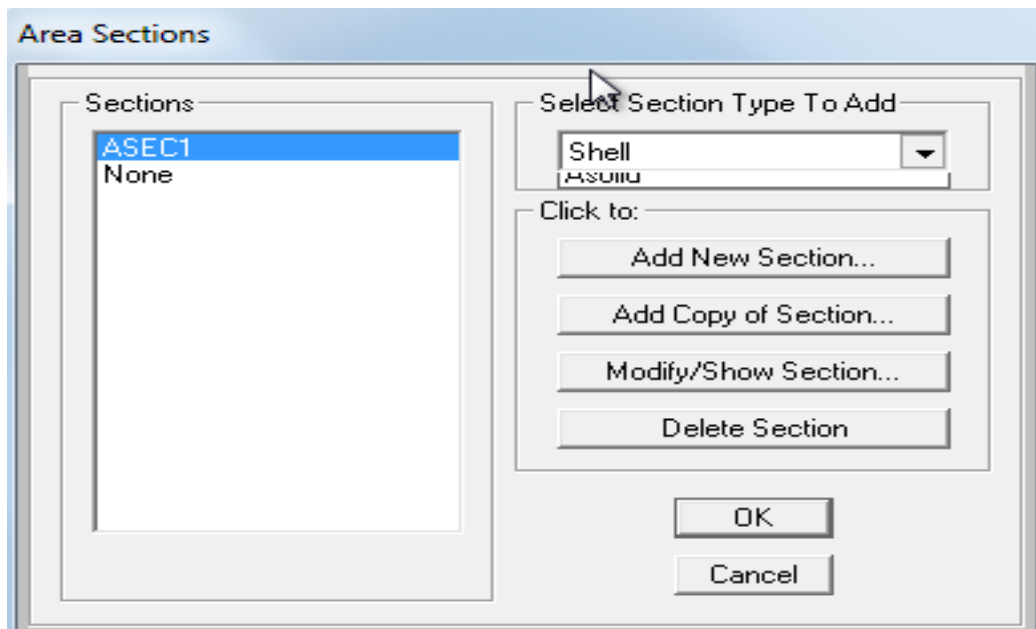


Figura 08: definición de sección del reservorio

Se definió las secciones del muro, viga perimetral y cúpula, con los nombres MURO, VIGAPER Y DOMO respectivamente.

Se asignó las secciones correspondientes a los elementos tal como se muestra en la figura 09:

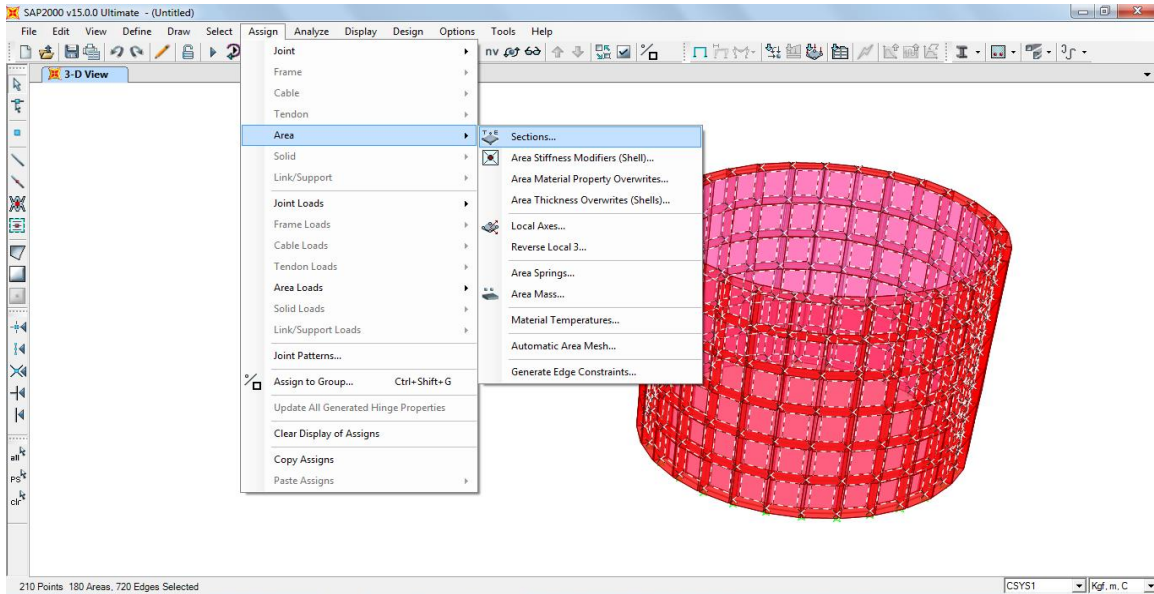


Figura 09: asignación de secciones del reservorio

Se asignó hasta una altura de 3.15m con la sección Muro, de 3.15m a 3.45m Viga perimetral y la cúpula con la sección Domo, tal como se muestra en la figura:

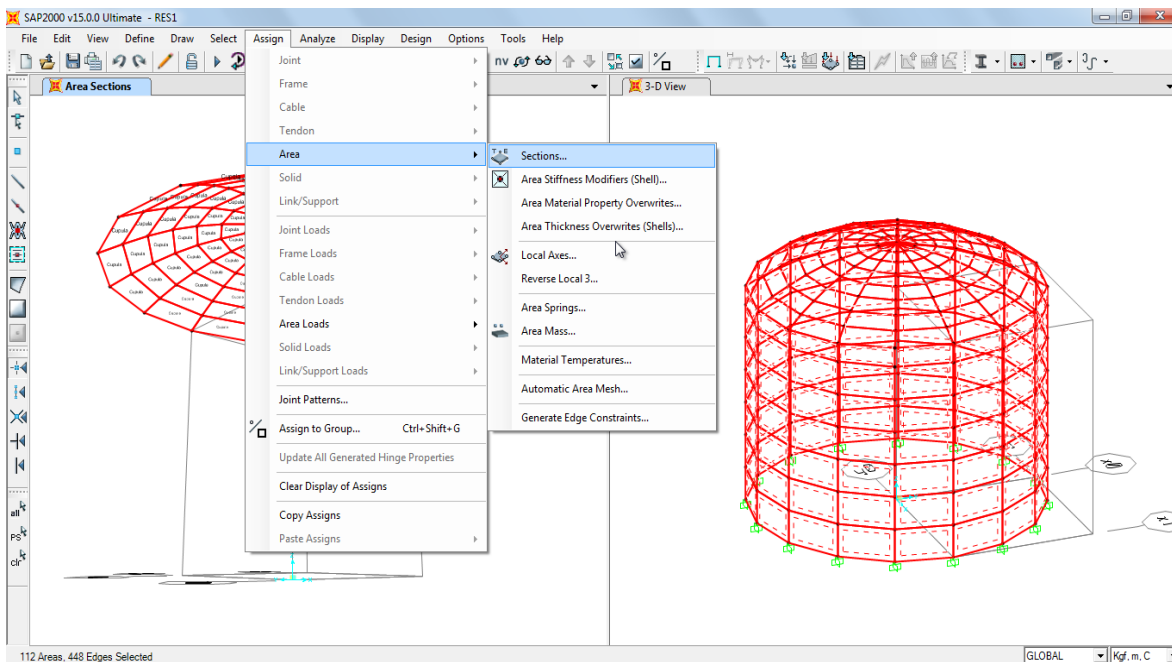
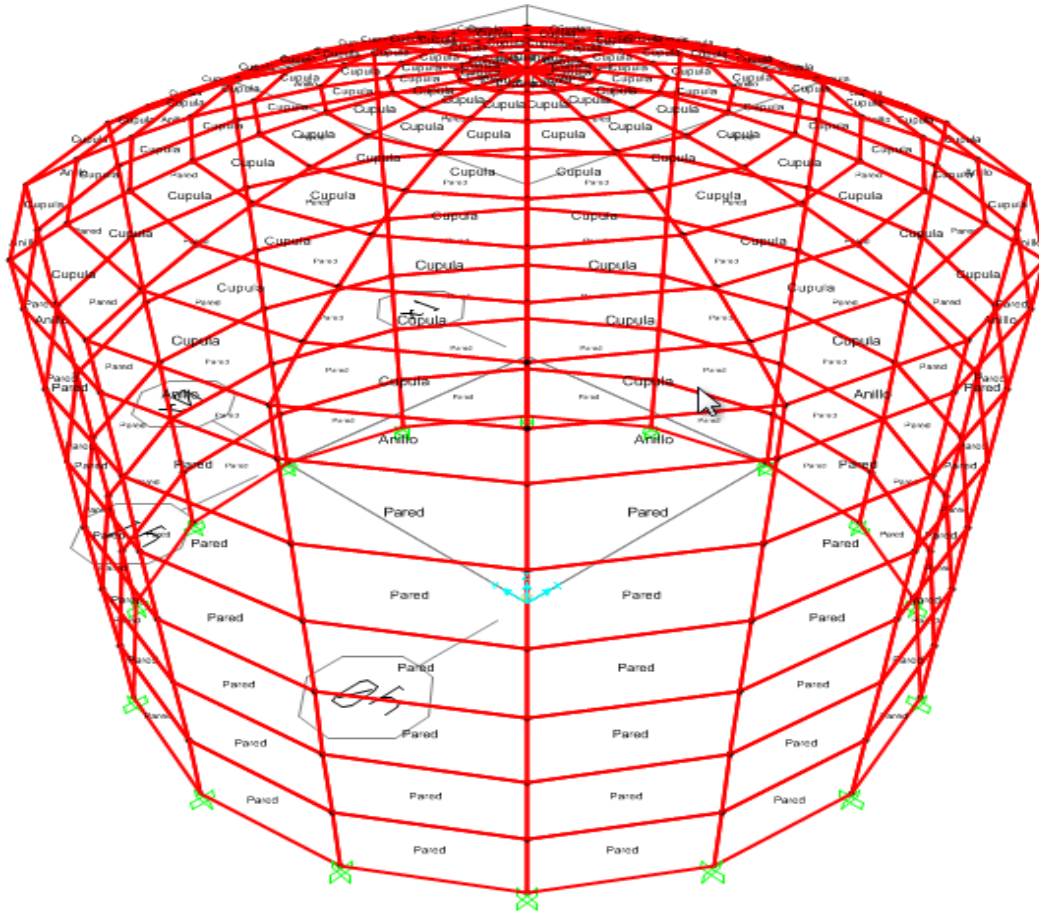


Figura 10: asignación de secciones del reservorio

Asignación de Restricciones al Modelo

Se asignó restricciones a la base, como son desplazamiento y rotación en los tres ejes coordenados (empotrado), así como se muestra en la figura:

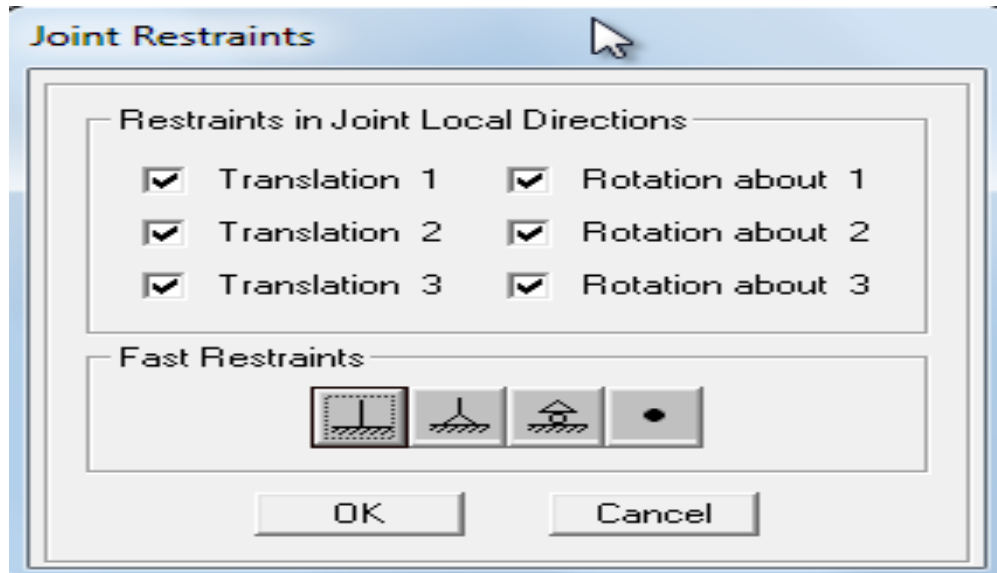
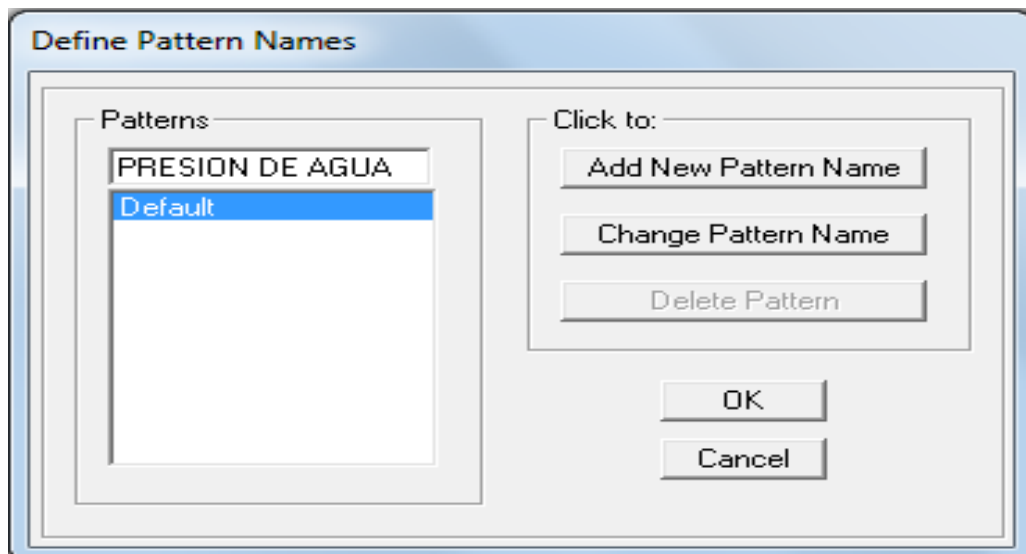


Figura 11: asignación de restricciones del reservorio

Asignación de cargas al modelo

Se asignó cargas provenientes de la presión de agua sobre las paredes del reservorio, para ello se generó un patrón de cargas para los puntos, mediante el menú define y sub menú joint patterns, luego se definió los patrones de carga tal como se muestra en la figura:



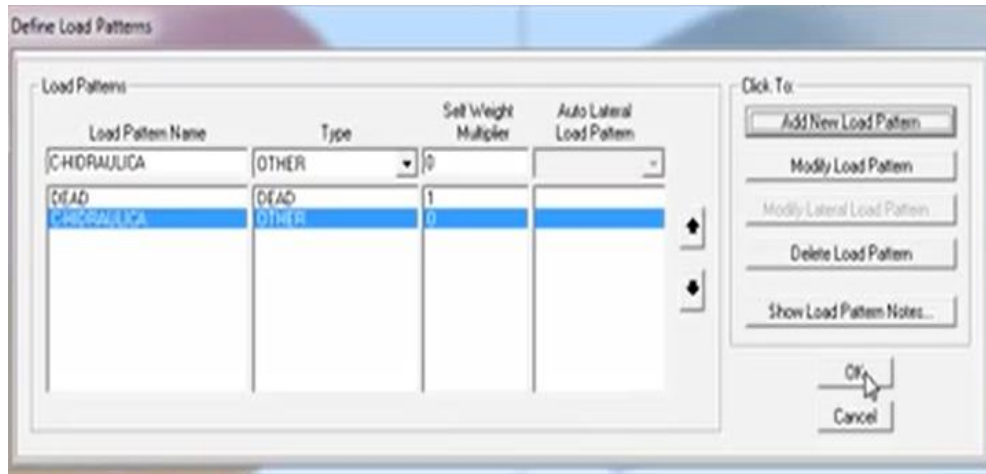


Figura 12: definición de los patrones de carga del reservorio

Para generar las cargas debidas al agua, una vez creado los patrones de carga para el modelo, se seleccionó los puntos hasta la altura actuante del agua (5.00m) y con el menú Assign, submenú Joint patterns se asignó la carga a los puntos en el cuadro, que nos muestra la ecuación de la recta que genera la carga, se coloca los valores de C y D ya que la carga es lineal, los valores de C y D se obtiene de reemplazar el valor de Z=0 cuando la carga es igual a 5 tn y el valor de Z=5m cuando la carga es igual a 0 tn, tal como se observa en la figura 13

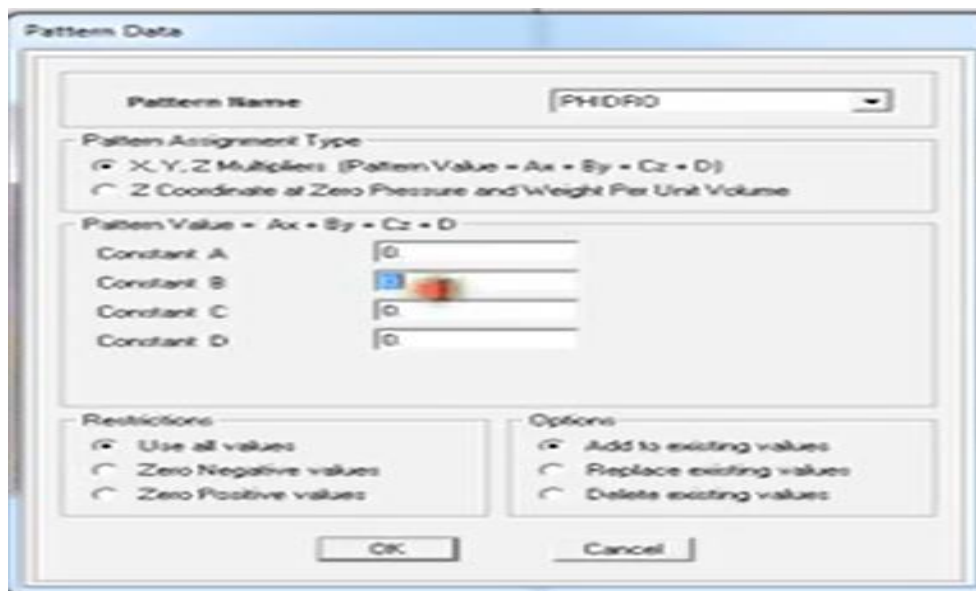


Figura: 13: asignación de la carga de agua del reservorio

Una vez colocado la carga a los puntos se colocó la carga a las áreas sobre las cuales actuara la presión del agua, mediante el menú Assign, submenú Área Loads, Surface Pressure (figura) y se asignó la carga en el cuadro que se muestra en la figura 14:



Figura 14: asignación de la carga de agua del reservorio

El modelo con las cargas de agua queda de la siguiente manera:

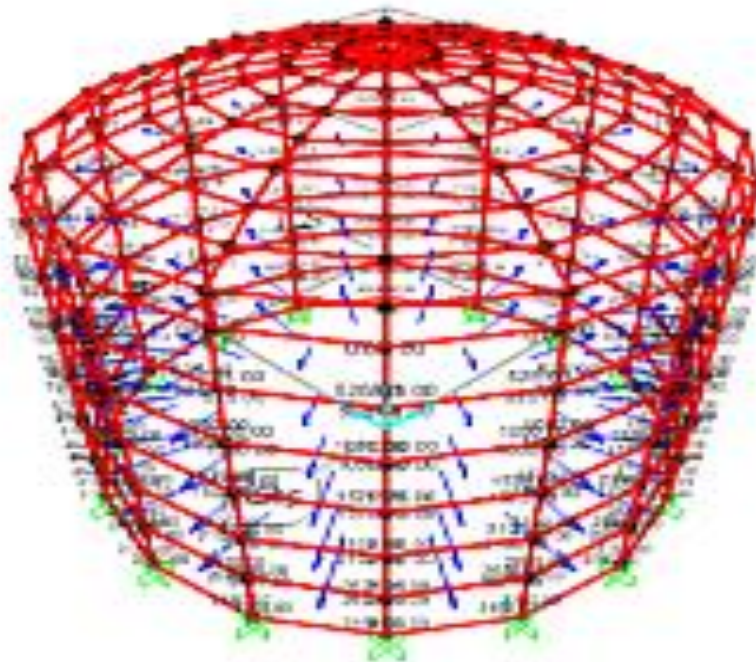


Figura 15: modelo con cargas correspondientes al reservorio

3.4.14. DISEÑO DEL RESERVORIO DE LARIMAYO.

Dos métodos existen actualmente para el diseño de miembros de concreto reforzado: diseño por resistencia y el diseño por esfuerzos permisibles. El diseño por resistencia es el procedimiento comúnmente adoptado para la construcción de edificaciones y constituye el procedimiento básico de diseño del Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E.060 Concreto Armado, también del código ACI 318-08. Hasta hace poco, el uso del diseño por resistencia para ciertas instalaciones sanitarias era considerado inapropiado debido a la falta de confiabilidad en las evaluaciones del ancho de las grietas bajo cargas de servicio. Los avances en esta área de conocimiento en las últimas dos décadas han llevado a la aceptación del diseño por resistencia para instalaciones sanitarias y para contener líquidos.

El diseño se realizó en conformidad con el ACI 318-08 y la Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Por el método de Diseño por Resistencia.

3.4.15. REQUISITOS DE DISEÑO

3.4.15.1. ESPESOR Y RECUBRIMIENTO.

Los muros de concreto reforzado con altura mínima de 3 metros y que estén en contacto con líquidos deben tener un espesor mínimo de 30cm, según lo indicado en el pre dimensionamiento.

3.4.15.2. REFUERZO MÍNIMO

De conformidad con la sección 10.3 del ACI 318-08, el refuerzo mínimo en cualquier sección sujeta a flexión es el mayor valor de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y}bd$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y}bd$$

Donde b y d son el ancho y peralte efectivo, no reducidos de la sección respectivamente (cm), $f'c$ es la resistencia especificada a la compresión del

concreto (kg/cm²) y f_y es el esfuerzo especificado de la fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²).

3.4.16. DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño se lleva a cabo de acuerdo a la norma del ACI 318-08, el método de diseño por resistencia requiere que se incrementen las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

El requisito básico para la resistencia se expresa como sigue:

$$resistencia\ Requerida \leq Resistencia\ Diseño$$

3.4.16.1. COMBINACIONES DE ACCIONES

De acuerdo a lo establecido con el ACI 318-08 seccion 9.1.1, las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en el reglamento.

3.4.16.2. FACTORES DE RESISTENCIA

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del ACI 318-08, multiplicada por los factores de reducción de resistencia.

Tension controlada	0.9
Compresion controlada, miembros con refuerzo en espiral	0.75
Compresion controlada, otros tipos de refuerzo	0.65

Cortante y torsion	0.75
Cortante en zonas sismicas	0.6
Juntas y reforzamiento diagonal en vigas	0.85

3.4.16.3. AGRIETAMIENTO

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, los elementos de este material tienden a agrietarse. Son diversas las causas que conducen al agrietamiento, siendo las fundamentales las deformaciones debidas a cambios volumétricos y esfuerzos ocasionados por fuerzas de tensión, por momentos flexionantes, o por las fuerzas cortantes.

Las fuerzas axiales de tensión, los momentos flexionates o las combinaciones de estas acciones producen grietas normales los ejes de los elementos estructurales. Este tipo de agrietamiento puede ser crítico cuando se utiliza acero de refuerzo con valores del esfuerzo de fluencia iguales o superiores a 4000 kg/cm² o cuando las cuantías de acero son excepcionalmente altas. Aunque el agrietamiento no puede eliminarse por completo, en estructuras adecuadamente diseñadas con un detallado conveniente del refuerzo, las grietas son de ancho pequeño, generalmente del orden de 0.1mm y raras veces superiores a 0.5mm, de manera que no afectan a la resistencia ni a la durabilidad de los elementos.

Las razones por las que se requiere controlar el agrietamiento son: la apariencia, el riesgo de corrosión del refuerzo y en las estructuras de los depósitos de agua potable y tratada, es un requisito primordial para evitar la filtración del agua (de adentro hacia afuera y viceversa). El tratamiento del problema en el diseño de las estructuras de concreto tiene doble aspecto. Por una parte, debe contarse con métodos para predecir la separación, y en particular, el ancho de las grietas. Por otra parte, es necesario establecer límites estrictos para el agrietamiento y el ancho permisible de las grietas. También es necesario mencionar que la variabilidad en fabricación y los métodos de curado puede incrementar la dispersión natural en la separación de la grietas.

El ACI 350, recomienda el criterio del ACI 318 para determinar en forma indirecta el ancho de fisuras por flexión. Este criterio está basado en la expresión de Gergely-Lutz y que se muestra a continuación.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \text{ (kg/cm)}$$

El refuerzo en la zona de tracción por flexión para estructuras hidráulicas debe distribuirse de tal modo que:

$$Z \leq 31\,000 \text{ kg/cm para elementos con exposición interior. ACI 318}$$

$$Z \leq 26\,000 \text{ kg/cm para elementos con exposición exterior o severo. ACI 318}$$

$$Z \leq 20\,500 \text{ kg/cm para elementos con exposición interior. ACI 350}$$

$$Z \leq 16\,900 \text{ kg/cm para elementos con exposición exterior o severo. ACI 350}$$

Donde:

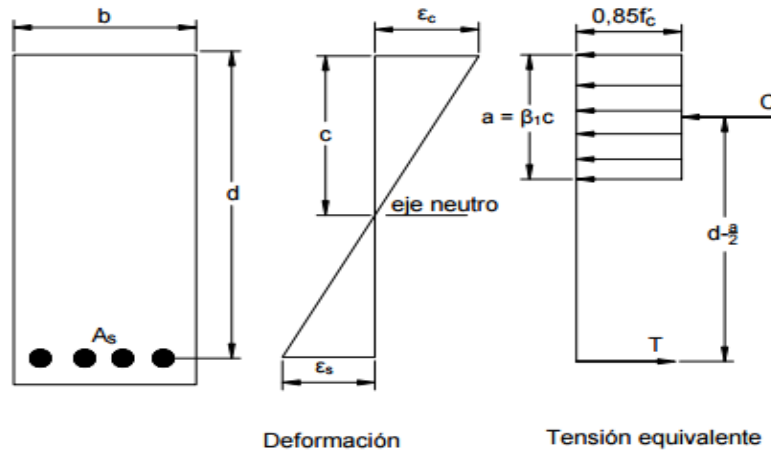
Z : es una cantidad límite de distribución de reforzamiento por flexión

F_s : es el esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma E.060 permite que se suponga igual a 0.6f.

D_c : espesor del recubrimiento del concreto medido desde el extremo de la fibra en tensión hasta el centro de gravedad de la barra,

A : área en tensión efectiva del concreto alrededor del refuerzo en tensión y que tiene el mismo centroide que el acero de refuerzo.

B : ancho tributario en el que se encuentra un solo refuerzo vertical.



El manual del PCA “circular Concrete Tank”, indica que el máximo espaciamiento está dado por:

Considerando un mayor valor de $Z=27000 \text{ kg/cm}$, $d_c=5\text{cm}$ y $f_s=0.6f_y$, se tendrá una separación máxima $S_{\text{max}}=25\text{cm}$.

Las nuevas disposiciones del ACI318-08 modifico el procedimiento para el control de fisuras. Sigue basándose en las investigaciones de Gergely-Lutz, pero ya no exige el cálculo del parámetro “Z” esto debido a las siguientes razones:

- ✓ Reconoce que el ancho de las grietas es muy variable y las expresiones que intentan predecir este ancho, tienen mucha dispersión. Las nuevas expresiones intentan controlar el ancho de grietas a un tamaño aceptable bajo condiciones usuales, pero reconocen que este ancho puede variar mucho.
- ✓ Ya no hay distinción entre exposición exterior o interior. Tal como se comentó líneas arriba, esta distinción nunca estuvo clara, la distinción se debía a la supuesta asociación entre el ancho de grietas y la posibilidad de corrosión no esta claramente correlacionada con el ancho de grietas que ocurre en estructuras o elementos bajo condiciones de exposición usuales, no hay razón para seguir manteniendo esta distinción en el tipo de exposición.

- ✓ Las nuevas disposiciones del ACI controlan el espaciamiento máximo del refuerzo “S” en elementos en flexión de tal modo que no se exceda el ancho máximo de grietas. Las expresiones para determinar el máximo espaciamiento del refuerzo mas cercano a la superficie en tracción por flexion son:

$$s \leq \left(\frac{106400}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 30 \left(\frac{2800}{f_s} \right)$$

Dónde:

F_s : esfuerzo en el acero (en kg/cm²) bajo cargas de servicio calculado como 0.6f_y.

C_c : recubrimiento libre (en cm), medido desde la superficie en tracción del concreto a la superficie del refuerzo en tracción por flexion mas cercano.

Las ecuaciones dadas por el ACI 318-08 aplicadas a una sección del tanque con acero de refuerzo de f_y=4200kg/cm², asumiendo f_s=0.6f_y=2520kg/cm² y C_c=5cm (recubriendo minimo en tanques), conducen a:

$$s \leq \frac{106400}{2520} - 2.5 \times 5 \approx 30cm$$

$$s \leq \frac{84000}{2520} \approx 33cm$$

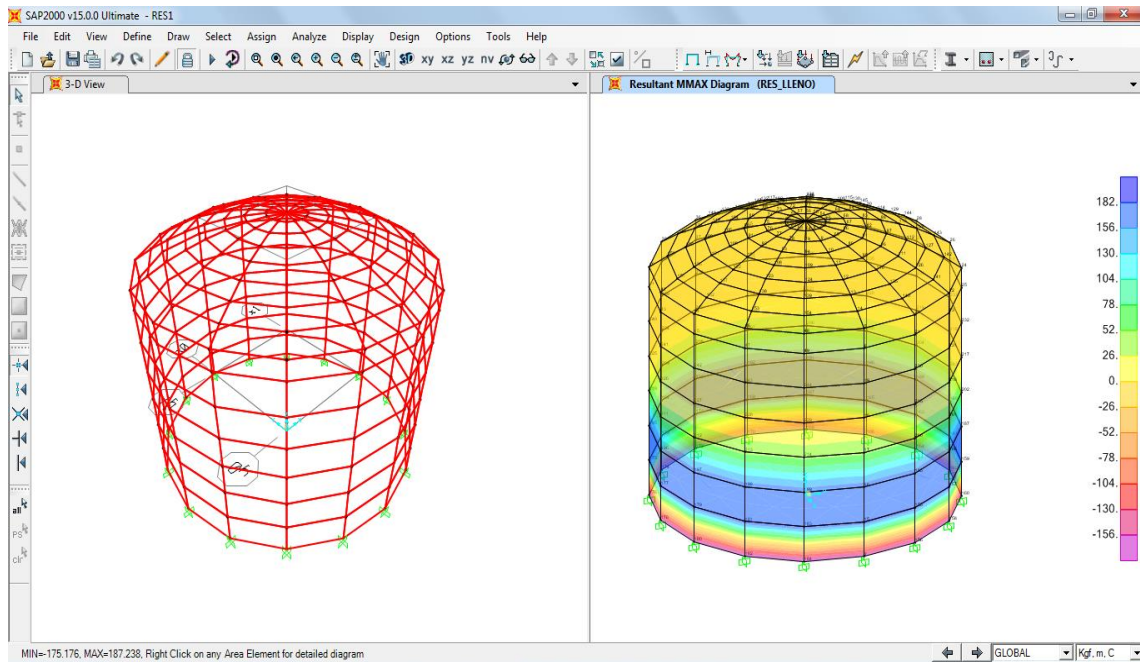
Por lo tanto en muros típicos bastara asegurar que el espaciamiento del refuerzo sea menor que 0.30m.

Finalmente se puede concluir que la separación máxima del refuerzo debería estar en un rango de 30cm como máximo-

3.4.17. DISEÑO DE LAS PARTES DEL RESERVORIO

Los elementos de la Estructura del Reservoirio serán diseñados a Flexión por el método de Resistencia Ultima

Figura 16: Deformada y Diagrama de Presiones de la Estructura



3.4.17.1. DISEÑO DE REFUERZO DE ACERO EN MUROS

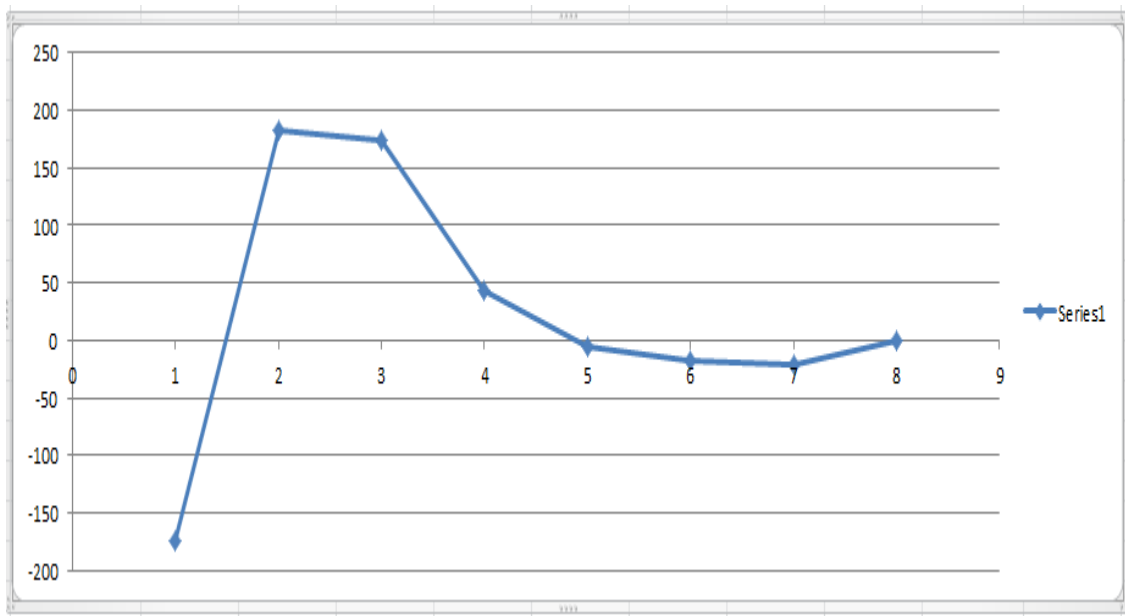


Figura 17: Diagrama de comportamiento del momento ultimo

✓ **Diseño de acero vertical:**

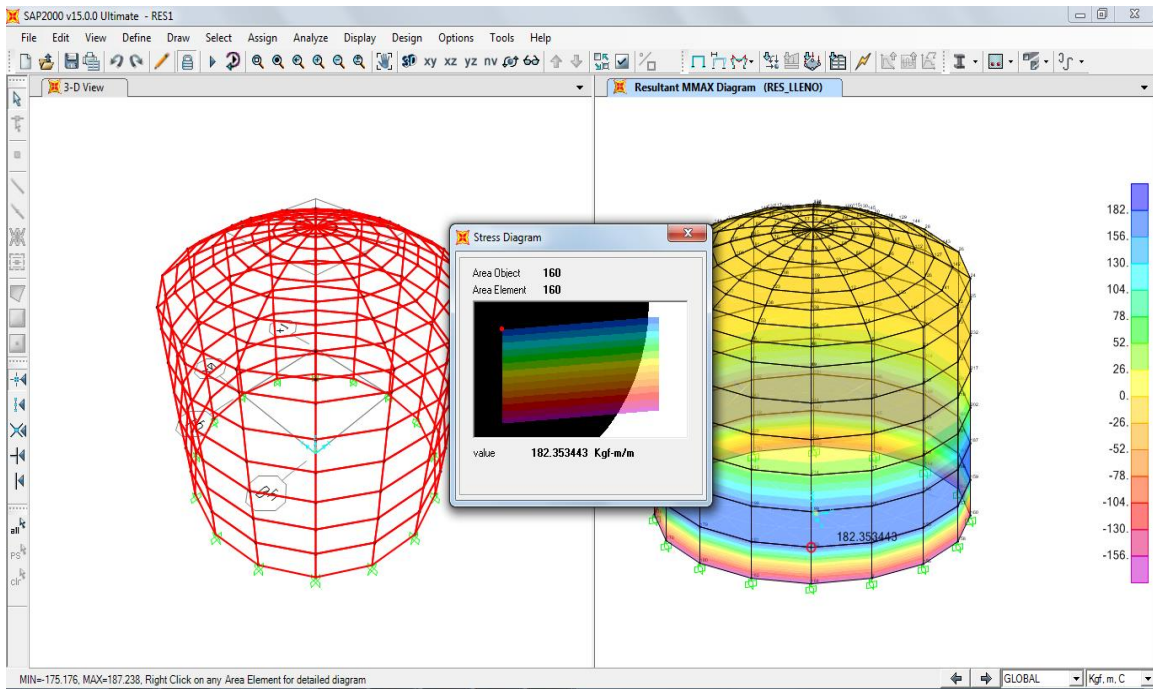


Figura 18: Momentos para Diseño de Acero Vertical

Datos para el Diseño:

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$e = 20.00 \text{ cm}$$

$$d = 14.00$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ flexion}$$

Por Resistencia última se tiene:

$$As = 1 + \frac{Mu}{\phi(fy) \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = 1 + \frac{As(fy)}{0.85(f'c)(b)}$$

$$\frac{\phi(fy)^2(As)^2}{0.85(f'c)(b)} - \phi(fy)(d)(As) + Mu = 0$$

$$A(As)^2 - B(As) + Mu = 0$$

Momento para el muro $Mu = 18235.00 \text{ kg/cm}^2$

Acero mínimo (ACI 318-08, sección 10.3)

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd$$

$$As(min) = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy} bd$$

$$As(min) = 4.67 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: se usara el área de acero $= 4.67 \text{ cm}^2$

$$\emptyset = 1/2''$$

$$As(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

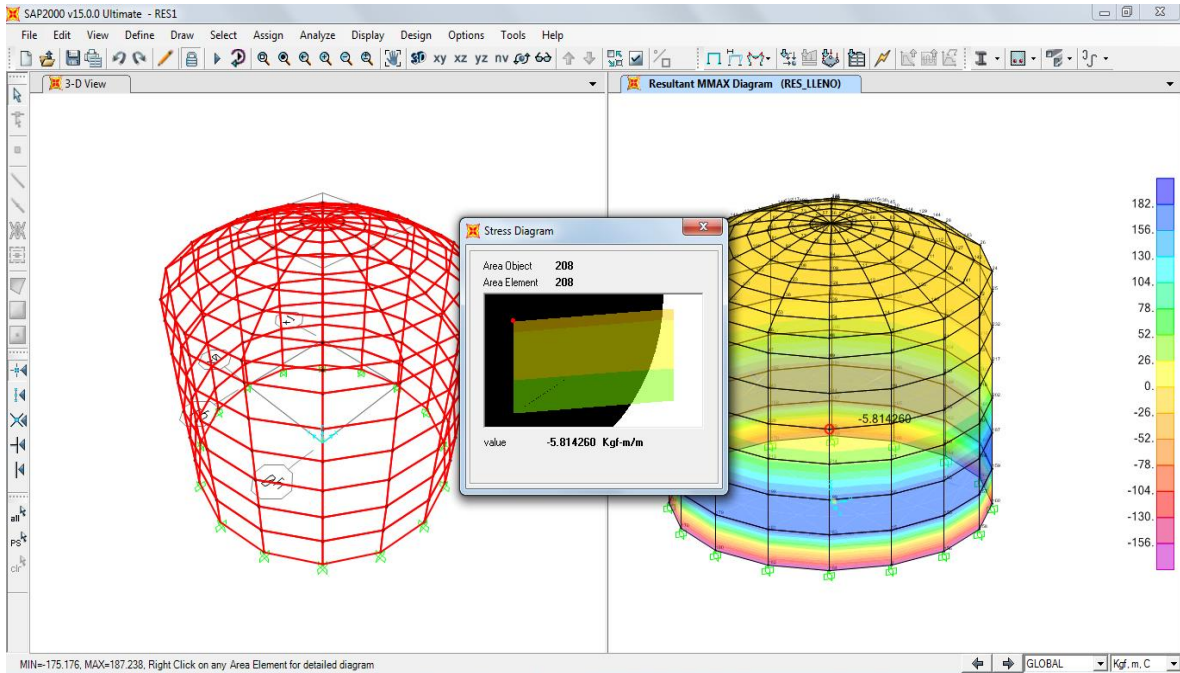
$$\text{Cantidad} = 4.00$$

Espaciamiento acero S1 = 25.00cm

Por tanto usar: $\emptyset 1/2'' @ 25\text{cm}$

Entonces se colocara $1/2'' @ 25\text{cm}$ en dos capas

✓ Diseño de acero tangencial



Datos para el Diseño:

b= 100.00 cm

e= 20.00 cm

d= 14.00

f'c= 210.00 kg/cm²

fy= 4200.00 kg/cm²

Ø = 0.90 flexion

Por Resistencia última se tiene:

$$As = 1 + \frac{Mu}{\phi(fy) \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = 1 + \frac{As(fy)}{0.85(f'c)(b)}$$

$$\frac{\phi(fy)^2(As)^2}{0.85(f'c)(b)} - \phi(fy)(d)(As) + Mu = 0$$

$$A(As)^2 - B(As) + Mu = 0$$

Momento para el muro $Mu = 18235.00 \text{ kg/cm}^2$

Acero mínimo (ACI 318-08, sección 10.3)

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd$$

$$As(min) = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy} bd$$

$$As(min) = 4.67 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: se usara el área de acero $= 3.17 \text{ cm}^2$

$$\emptyset = 1/2"$$

$$As(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad} = 4.00$$

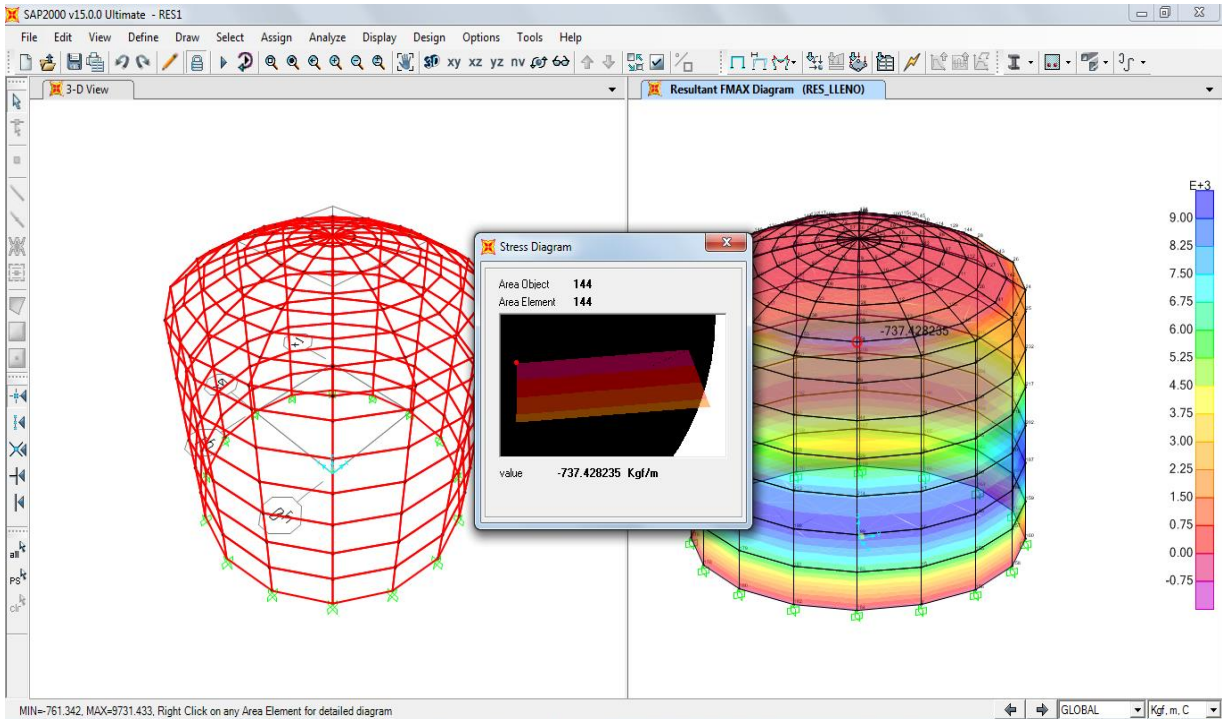
Espaciamiento acero S1 = 25.00cm

Por tanto usar: $\emptyset 1/2" @ 25\text{cm}$

Entonces se colocara $1/2" @ 25\text{cm}$ en dos capas

3.4.17.2. DISEÑO DE CÚPULA DE RESERVORIO

Según ACI 318-08 sección 19-2 para evitar agrietamientos en membranas se utiliza una resistencia de diseño del concreto de $f'_{dc}=0.4f'_c$



✓ Diseño de refuerzo tangencial en la cúpula

Datos para diseño:

$$b= 100.00$$

$$e= 10.00$$

$$d= 5.00$$

$$f'_c= 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y= 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90 \text{ flexion}$$

Por resistencia última se tiene:

$$As = \frac{Mu}{\phi(fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

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

$$\frac{\phi(fy)^2(As)^2}{1! 0.85(f'c)(b)} - \phi(fy)(d)(As) + Mu = 0$$

$$A(As)^2 B(As) + Mu = 0$$

$$Mu = 73743.00 \text{ kg/cm}^2$$

Acero mínimo; el mayor valor de:

$$AS_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd$$



$$AS_{min} = \frac{14}{fy} bd$$

$$As \text{ (min)} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ (min)} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero a utilizar será de 1.66 cm²

$$\emptyset = 1/2"$$

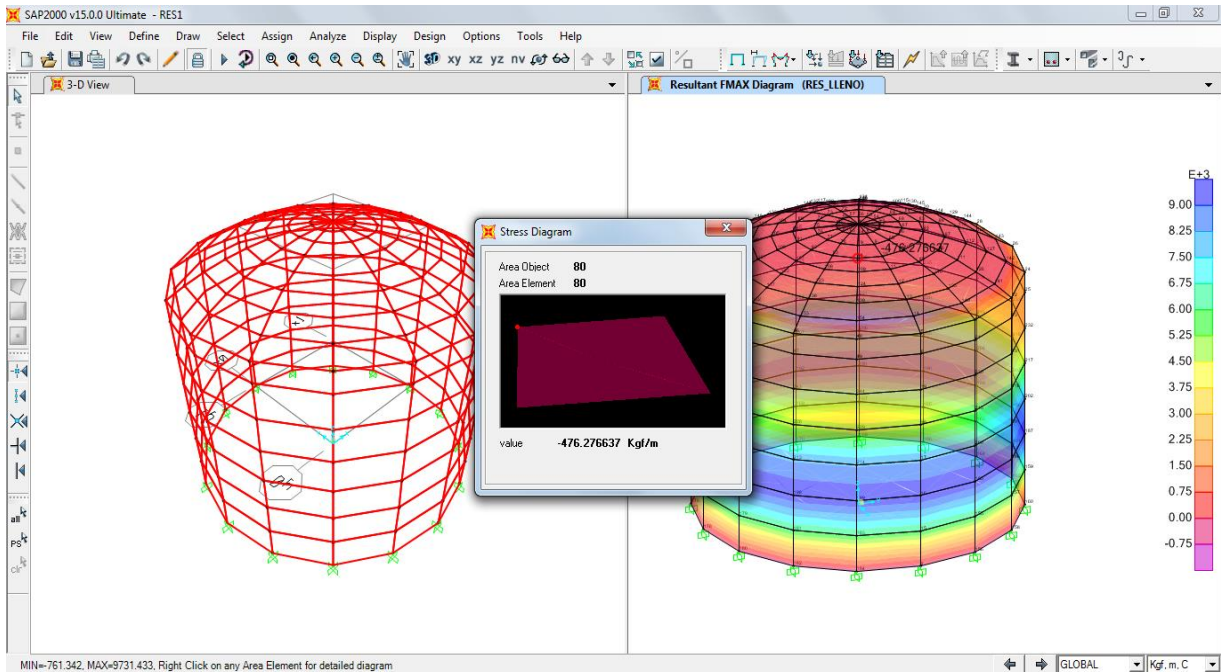
$$As(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad} = 4.00$$

Espaciamiento acero S1 = 25.00cm

Por tanto usar: $\emptyset 1/2" @25\text{cm}$

✓ **Diseño de refuerzo radial en la cúpula**



Datos para diseño:

$$b = 100.00$$

$$e = 10.00$$

$$d = 5.00$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ flexion}$$

Por resistencia última se tiene:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi(f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s(f_y)}{0.85(f'c)(b)}$$

$$\frac{\phi(fy)^2(As)^2}{1!0.85(f'c)(b)} - \phi(fy)(d)(As) + Mu = 0$$

$$A(As)^2 B(As) + Mu = 0$$

$$Mu = 73743.00 \text{ kg/cm}^2$$

Acero mínimo; el mayor valor de:

$$AS_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd$$



$$AS_{min} = \frac{14}{fy} bd$$

$$As \text{ (min)} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ (min)} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero a utilizar será de 10.00 cm^2

$$\emptyset = 1/2''$$

$$As(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

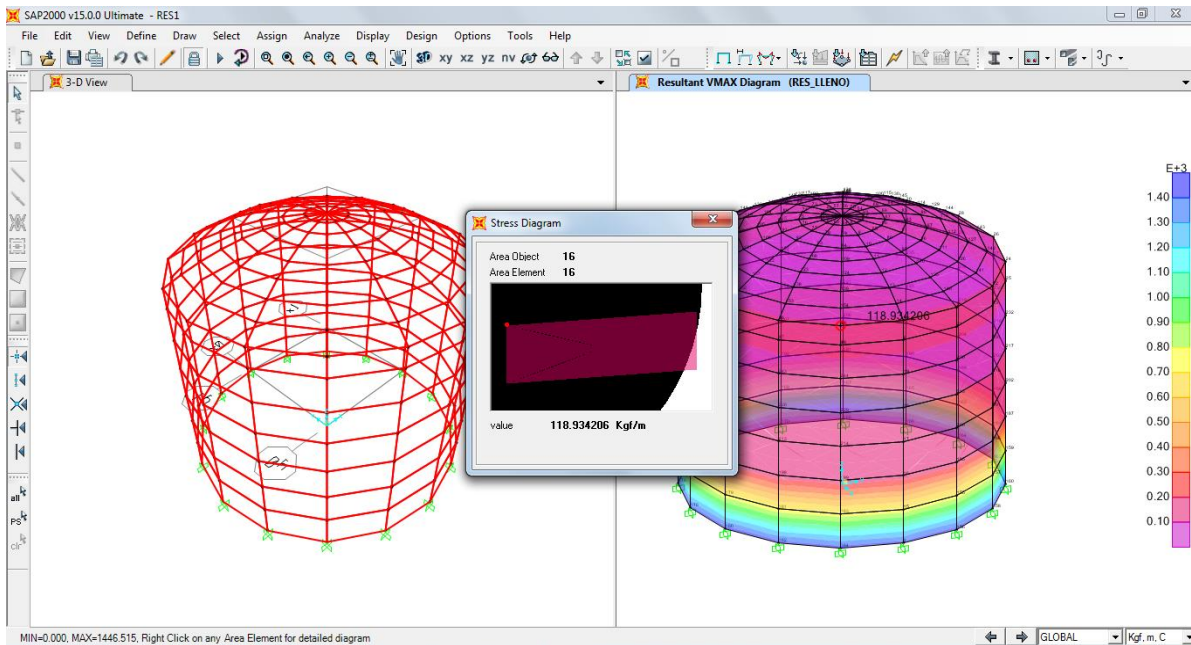
$$\text{Cantidad} = 4.00$$

Espaciamiento acero S1 = 25.00cm

Por tanto usar: $\emptyset 1/2'' @25\text{cm}$

Por tanto no necesita refuerzo por cortante

3.4.17.3. DISEÑO DE VIGA PERIMETRAL



Datos para diseño:

$$h = 30.00 \text{ cm}$$

$$b = 30.00 \text{ cm}$$

$$d = 24.00 \text{ cm}$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90 \text{ flexion}$$

Acero mínimo; el mayor valor de:

$$AS_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$



$$AS_{min} = \frac{14}{f_y} bd$$

$$As (\text{min}) = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$As (\text{min}) = 2.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero a utilizar será de 2.40 cm^2

$$\emptyset = 1/2''$$

$$A_s(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad} = 2.00$$

Entonces se colocara $\emptyset 1/2'' @ 20 \text{ cm}$ en una capa

3.4.17.4. DISEÑO DE LOSA DE FONDO

Del análisis realizado se puede apreciar que la capacidad de carga del suelo es mayor que las cargas de servicio del reservorio, donde el esfuerzo en el volado de la losa de fondo aproximadamente es menor que la capacidad de carga del suelo y en la parte central de la losa de fondo el esfuerzo es menor que la capacidad de carga del suelo; entonces se colocara refuerzo mínimo solo para efectos de temperatura que funcionara como una membrana impermeable.

Se usara un espesor de 0.20m con un volado de acuerdo con el análisis desarrollado resiste ampliamente a las cargas sometidas, como se describió en el párrafo anterior.

Entonces se realiza el diseño de la losa de fondo con Acero Mínimo tal como se describe a continuación:

Datos para el diseño:

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$e = 20.00 \text{ cm}$$

$$d = 14.00 \text{ cm}$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90 \text{ flexión}$$

Acero Minimo; el mayor valor de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \quad \longleftrightarrow \quad A_{s_{min}} \frac{14}{f_y} bd$$

$$A_s(\text{min}) = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{min}) = 4.67 \text{ cm}^2$$

Por tanto el area de acero a utilizar sera 4.67cm^2

$$\emptyset = 1/2''$$

$$As(\emptyset) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad} = 4.00$$

$$\text{Espaciamiento acero S1} = 25.00 \text{ cm}$$

3.4.18. DETALLE DE REFUERZO

El detalle del refuerzo utilizado para el refuerzo se realiza de acuerdo con el comité ACI 350-06, y es como se describe a continuación:

a). Diámetros mínimos de doblado

El diametro del doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diametros N°. 3 a N°. 5, no debe ser menor que los valores de la tabla 7.2. del ACI 350 – 06.

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_{b1}$ para barras N°. 5 y menores. Para barras mayores que N°. 5, el diametro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la tabla 7.2 del ACI 350-06.

Cuadro 13: requisitos para la prueba de doblado

DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA		DIAMETRO DEL MANDRIL PARA EL GRADO ARN 420
mm	pulgadas	
6, 8, 10, 12 y 16	1/4, 3/8, 1/2, 5/8	4db
20, 22, 25 30, 35	3/4, 1 1 3/8	5db 7db

Fuente: norma técnica E 060

b). Doblado

Todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el profesional facultado para diseñar permita otra cosa.

Ningun refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el profesional facultado para diseñar.

c). Condiciones de la superficie de refuerzo

En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de barro, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia.

El acero de pre esforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, mugre, escamas y picaduras. Es admisible una oxidación ligera.

d). Colocación del refuerzo

El refuerzo debe estar adecuadamente apoyado en el encofrado para prevenir que sea desplazado por la colocación del concreto o por los obreros y debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en 7.5.2. del ACI 350-06

La práctica generalmente aceptada, ha establecido tolerancias para la altura total (encofrado o terminación) y para la fabricación de barras dobladas, al igual que para estribos cerrados, estribos y espirales.

e). Límites del espaciamiento del refuerzo

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_{b1} pero no menor de 25mm.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25mm.

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_{b1}$ ni de 40mm.

La limitación de distancia libre entre las barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapeo y los empalmes o barras adyacentes.

f). Conexiones

En las conexiones de los elementos principales por porticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores.

El confinamiento de las conexiones es esencial para asegurar que la capacidad a flexión de los elementos se pueda desarrollar sin que se deteriore el nudo bajo cargas repetidas.

g). Empalmes en el refuerzo

Los empalmes por traslapeo sometidos a tracción se clasifican como tipo A y B, en los cuales la longitud del empalme por traslapeo es un múltiplo de la longitud de desarrollo l_d .

Los empalmes por traslapeo de alambres y alambres corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslapeo Clase B, excepto que se admiten empalmes por traslapeo de Clase A cuando:

- El área de refuerzo proporcionada es al menos el doble que la requerido por análisis a todo lo largo del empalme por traslapo y.
- La mitad, o menos que del refuerzo total esta empalmado dentro de la longitud de empalme por traslapo requerido.

La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300mm donde:

Empalme por traslapo Clase A $1.0l_d$

Empalme por traslapo Clase B $1.3 l_d$

Donde L_d se calcula de acuerdo con la sección 12.2 del ACI 350 – 06, siendo el valor considerado como 47 db.

Para empalmes por traslapo escalonados, el espaciamiento libre se toma como la mínima distancia entre empalmes por traslapo adyacentes.

CAPITULO IV

4. RESULTADOS

Periodos fundamentales, desarrollando el analisis en software SAP 2000 V15.1 se obtiene los siguientes resultados:

Cuadro 14: Resultados de modelamiento estructural de reservorio

Table: Element Stresses - Area Shells, Part 1 of 4

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop
						Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2
1	1	Shell-Thick	6	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	242.96	9222.04
1	1	Shell-Thick	5	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	242.96	9254.19
1	1	Shell-Thick	20	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	-242.96	9254.19
1	1	Shell-Thick	21	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	-242.96	9222.04
1	1	Shell-Thick	6	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	221.58	8070.01
1	1	Shell-Thick	5	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	221.58	11023.25
1	1	Shell-Thick	20	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	-221.58	11023.25
1	1	Shell-Thick	21	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	-221.58	8070.01
1	1	Shell-Thick	6	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	553.13	20075.19
1	1	Shell-Thick	5	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	553.13	26643.27
1	1	Shell-Thick	20	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	-553.13	26643.27
1	1	Shell-Thick	21	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	-553.13	20075.19
2	2	Shell-Thick	21	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	242.96	9222.04
2	2	Shell-Thick	20	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	242.96	9254.19
2	2	Shell-Thick	22	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	-242.96	9254.19
2	2	Shell-Thick	23	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	-242.96	9222.04
2	2	Shell-Thick	21	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	221.58	8070.01
2	2	Shell-Thick	20	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	221.58	11023.25
2	2	Shell-Thick	22	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	-221.58	11023.25

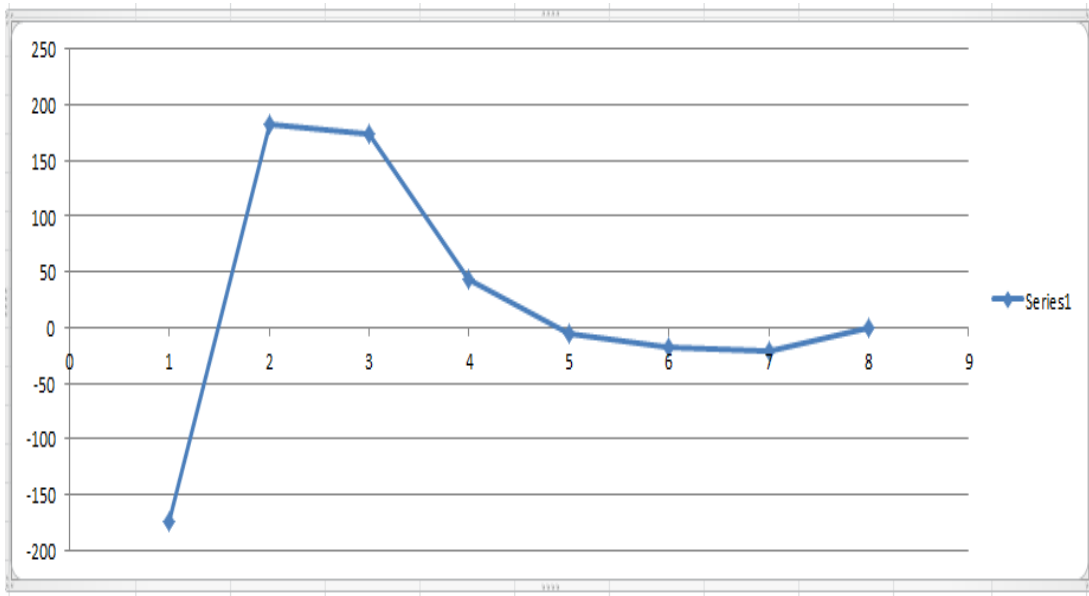
Table: Element Stresses - Area Shells, Part 1 of 4

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	S11Top Kgf/m2	S22Top Kgf/m2	S12Top Kgf/m2	SMaxTop Kgf/m2
2	2	Shell-Thick	23	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	-221.58	8070.01
2	2	Shell-Thick	21	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	553.13	20075.19
2	2	Shell-Thick	20	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	553.13	26643.27
2	2	Shell-Thick	22	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	-553.13	26643.27
2	2	Shell-Thick	23	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	-553.13	20075.19
3	3	Shell-Thick	23	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	242.96	9222.04
3	3	Shell-Thick	22	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	242.96	9254.19
3	3	Shell-Thick	24	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	-242.96	9254.19
3	3	Shell-Thick	25	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	-242.96	9222.04
3	3	Shell-Thick	23	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	221.58	8070.01
3	3	Shell-Thick	22	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	221.58	11023.25
3	3	Shell-Thick	24	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	-221.58	11023.25
3	3	Shell-Thick	25	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	-221.58	8070.01
3	3	Shell-Thick	23	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	553.13	20075.19
3	3	Shell-Thick	22	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	553.13	26643.27
3	3	Shell-Thick	24	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	-553.13	26643.27
3	3	Shell-Thick	25	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	-553.13	20075.19
4	4	Shell-Thick	25	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	242.96	9222.04
4	4	Shell-Thick	24	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	242.96	9254.19
4	4	Shell-Thick	26	RES_LLENO	Combination	9248.50	-1122.38	-242.96	9254.19
4	4	Shell-Thick	27	RES_LLENO	Combination	9212.19	3230.21	-242.96	9222.04
4	4	Shell-Thick	25	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	221.58	8070.01
4	4	Shell-Thick	24	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	221.58	11023.25
4	4	Shell-Thick	26	RES_VACIO	Combination	11019.07	-715.34	-221.58	11023.25
4	4	Shell-Thick	27	RES_VACIO	Combination	8061.39	2376.84	-221.58	8070.01

Table: Element Stresses - Area Shells, Part 1 of 4

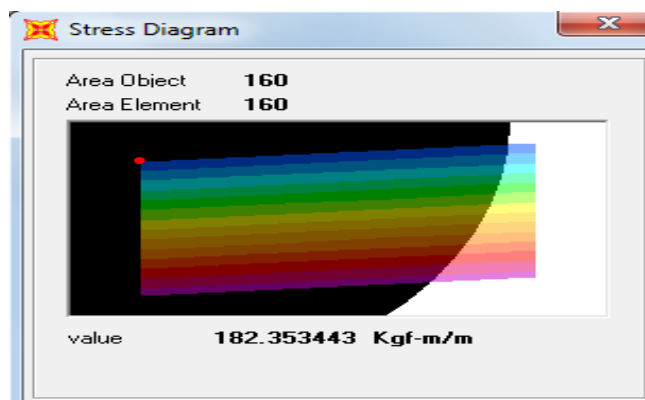
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	S11Top Kgf/m2	S22Top Kgf/m2	S12Top Kgf/m2	SMaxTop Kgf/m2
4	4	Shell-Thick	25	RES_ULT	Combination	20052.68	6485.43	553.13	20075.19
4	4	Shell-Thick	24	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	553.13	26643.27
4	4	Shell-Thick	26	RES_ULT	Combination	26632.39	-1474.73	-553.13	26643.27

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Diagrama de comportamiento del momento ultimo elaborado por el tesista

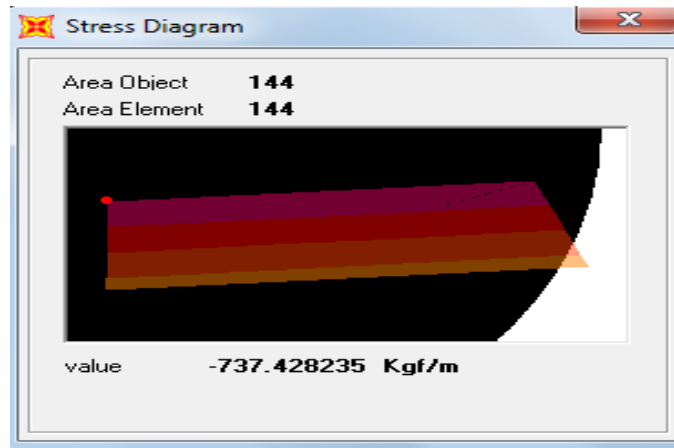
✓ **Diseño de Refuerzo de Acero en muros**



Por tanto usar: \varnothing 1/2" @25cm

Entonces se colocara 1/2" @ 25cm en dos capas

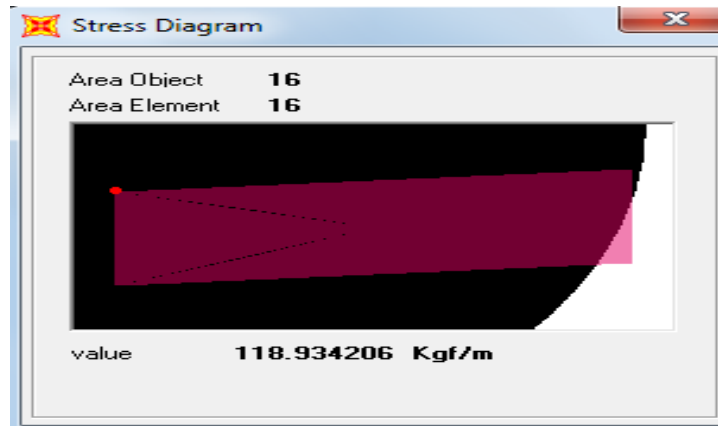
✓ **Diseño de cúpula de reservorio**



Por tanto usar: \varnothing 1/2" @25cm

No necesita refuerzo por cortante

✓ **Diseño de viga perimetral**



Entonces se colocara \varnothing 1/2" @20 cm en una capa

✓ **Diseño de losa de fondo**

El area de acero a utilizar sera 4.67cm²

Por tanto usar: \varnothing 1/2" @25cm

Espaciamiento acero S1 = 25.00 cm

CAPITULO V

CONCLUSIONES

- El nuevo reservorio de Larimayo de la localidad de Antauta cumple con el reglamento nacional de edificaciones E-060 "Parametros de Diseño" con un alto grado de seguridad en todos los elementos estructurales del reservorio para que no se presente agrietamientos y fisuraciones en las paredes exteriores que hacen que la estructura tenga la probabilidad de colapso.
- El modelamiento matemático estructural del nuevo reservorio de Larimayo de la localidad de Antauta se realizó en el software SAP 2000, que es programa más popular que existe para resolver sistemas estructurales lineales y no lineales sometidos a cualquier estado de carga ya sea estática o dinámica para obtener los momentos últimos del peso del reservorio, en la cual se determinó que el esfuerzo máximo está sometido en el segundo nudo del pared del reservorio con momento ultimo de 18,235.00 kgf/cm².
- Para el diseño de los elementos estructurales del reservorio que considera cimentaciones, muros, vigas perimetrales y cobertura se aplicó la teoría de elementos finitos, desarrollando un mapeo de esfuerzos en cada uno de los componentes estructurales del reservorio, extrayendo las máximas solicitaciones para su cálculo, en donde se diseñó que se colocaran en muros, cobertura y cimentaciones aceros de Ø de 1/2" @ 25 cm de espaciamiento y en la viga perimetral se colocaran aceros de Ø de 1/2" @ 20 cm de espaciamiento.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer de la materia Análisis de Elementos Finitos una materia básica debido a la tendencia actual del uso de esta teoría para analizar toda clase de problemas de ingeniería por el avance vertiginoso en la disponibilidad de tecnología en microcomputadores, porque con el análisis de los elementos finitos se determinan los momentos últimos en cada punto de la estructura para el diseño del acero.
- La universidad apoyada de docentes y alumnos deben incentivar a la modelación de estos sistemas estructurales (Prototipos) a Escala para observar el comportamiento de la interacción fluido-estructura, profundizando el conocimiento de este tema, en un contexto real.
- Una de los aportes desprendidos en la presente investigación profesional, es la de brindar un esquema de análisis, siguiendo un proceso metodológico para su evaluación y diseño estructural.

BIBLIOGRAFÍA

AENOR (2009) "Ingeniería del Agua", 3ª Edición.

AGÜERO PITTMAN R. (1997) "Agua Potable para Poblaciones Rurales", 1ra Edición.

ALVARADO CALDERÓN (2008) "Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000". Fondo Editorial ICG 3ra. Edición

ANTONIO BLANCO BLASCO (2000) " Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" Lima-Perú.

AZEVEDO N. (2006). "Agua Potable para Poblaciones"

BLANCO A. (2000). "Diseño Sismorresistente"

F. R. Spellman y J.Drinan (2004) "Manual del Agua Potable".

MARIO PAZ, (1992) "Dinámica Estructural", 3ra Edición, Editorial REVERTÉ S.A, Barcelona.

PEDRO LÓPEZ FIGUEROA (2001) "EL AGUA: Tecnología de su distribución y uso".

PONGUTA HURTADO JUAN JOSE (2000) "Guía Para El Almacenamiento, Manejo Y Conducción Del Agua".

ROBERTO AGUILAR FALCONI,(2004) "Análisis Matricial de Estructuras", 3ra Edición Quito.

ROBERTO MORALES MORALES,(2006) "Diseño en Concreto Armado", 3ra Edición, Editorial ICG, Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006).

Norma Técnica (E.030 Diseño Sismorresistente).

Norma Técnica (E.060 Concreto Armado).

[www.https://es.scribd.com/doc/23535321/Analisis-y-Diseno-de-un-Reservorio-de-C2%BA-A%C2%BA-de-CAP-115-m](https://es.scribd.com/doc/23535321/Analisis-y-Diseno-de-un-Reservorio-de-C2%BA-A%C2%BA-de-CAP-115-m)