



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Esta licencia es la más restrictiva de las seis licencias principales Creative Commons, permitiendo a otras solo descargar sus obras y compartirlas con otras siempre y cuando den crédito, pero no pueden cambiarlas de forma alguna ni usarlas de forma comercial.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0>



INFORME DE REVISIÓN

Se ha realizado el análisis con el software antiplagio de la Universidad Nacional "San Luis Gonzaga", por parte de los docentes reponsables, al documento cuyo titulo es:

APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LOS RESERVIOS DE LA URBANIZACIÓN SANTA MARÍA y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA

presentado por:

JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ

del nivel **PREGRADO** de la facultad de **INGENIERIA CIVIL** obteniéndose como resultado una coincidencia de **14.08%** otorgándosele el calificativo de:

APROBADO

Se adjunta al presenta el reporte de evaluación del software antiplagio.

Observaciones:

APROBADO LA EVALUACION DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE TESIS el cual se evidencia el Nivel de Similitud del 14.1% de conformidad a la R.R. 1668 - R - UNICA - 2020, art. 18.2

Ica, 20 de Enero de 2021

**MARTIN HAMILTON WILSON
HUAMANCHUMO
COORDINADOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**EDITH ISABEL GUERRA LANDA
ASESOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA DE ICA”
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA
EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LOS RESERVORIOS DE
LA URBANIZACIÓN SANTA MARÍA y DEL ASENTAMIENTO
HUMANO LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y
DEPARTAMENTO DE ICA**

Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

BACH. JESÚS LEONARDO TICONA GÓMEZ

ICA – PERÚ

2019

**UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA DE ICA”
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

TESIS:

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA
EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LOS RESERVORIOS DE
LA URBANIZACIÓN SANTA MARÍA y DEL ASENTAMIENTO
HUMANO LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y
DEPARTAMENTO DE ICA**

Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

LINEA DE INVESTIGACIÓN:

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
ARMADO Y ALBAÑILERIA**

AUTOR:

BACH. JESÚS LEONARDO TICONA GÓMEZ

ASESOR: Ing. LUIS ENRIQUE MINAS APARICIO

AGRADECIMIENTOS

- Primeramente, agradecer a Dios por haberme dado la vida y poder haberme permitido llegar a este momento tan importante de mi formación profesional
- A mis padres por ser los pilares de nuestra familia a mi hermano, por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera profesional, a todos ellos les estoy infinitamente agradecido
- Mi agradecimiento eterno a mi querida facultad por haberme permitido formarme en sus aulas, compartiendo sueños y experiencias inolvidables. ¡Gracias!
- A mi Asesor el Ing. Luis Enrique Mina Aparicio, por su apoyo mutuo en la elaboración de mi tesis

El investigador

CONTENIDO GENERAL DE LA TESIS

TÍTULO:

APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URBANIZACIÓN SANTA MARÍA Y EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS DUNAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA

CONTENIDO.

Agradecimientos.....	I
Contenido.....	II
Índice de tablas.....	VI
Índice de Graficas.....	VII
Índice de figuras.....	VII
Resumen.....	XII
Abstract.....	XIII
Introducción.....	XIV

Paginas.

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Antecedentes.....	1
1.1.1 A Nivel Internacional.....	1
1.1.2 A Nivel Nacional	2
1.1.3 A Nivel Local.....	4
1.2 Bases Teóricas.....	5
1.2.1 Norma Técnica E .030 Sismorresistente.....	5
1.2.2 Reservoirio de Concreto Armado.....	5
1.2.2.1 Ventajas y Desventajas de Usar Concreto Armado.....	6
1.2.3 Evaluación y Diagnóstico de Reservoirio.....	7
1.2.4 Tipos de Reservoirio.....	7
1.2.4.1 Reservoirio Enterrado.....	7
1.2.4.2 Reservoirio Semienterrado.....	8
1.2.4.3 Reservoirio Apoyado.....	8
1.2.4.4 Reservoirio Elevado.....	9
1.2.5 Modelo Numérico.....	9

1.2.5.1 Método de los Elementos Finitos.....	9
1.3 Marco Conceptual.....	10

**CAPITULO II
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

2.1 Descripción de la Realidad Problemática.....	14
2.2 Delimitación del Problema.....	14
2.3 Formulación del Problema.....	15
2.4 Justificación e Importancia de la Investigación.....	15
2.5 Objetivos de la Investigación.....	15
2.6 Hipótesis de la Investigación.....	16
2.7 Tipo, Nivel y Diseño de la Investigación.....	16

**CAPITULO III
INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

3.1 Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información.....	17
3.1.1 Técnicas de Recolección de la Información.....	17
3.1.2 Instrumentos de Recolección de la Información.....	17

**CAPITULO IV
UBICACIÓN Y EXTENSIÓN**

4.1 Características Físicas de la Zona de Estudio.....	18
4.1.1 Ubicación Geográfica de la Zona de Estudio.....	18
4.1.2 Extensión y Población.....	20
4.1.2.1 Extensión del Área de Estudio.....	20
4.1.2.2 Población de Área de Estudio.....	20
4.1.3 Geología Regional.....	21
4.1.3.1 Clima.....	21
4.1.3.2 Tipo de Suelo.....	21
4.1.3.3 Topografía.....	22
4.1.3.4 Fisiografía.....	22
4.1.4 Geología Local.....	22
4.1.4.1 Geomorfología Local.....	24

CAPITULO V

MATERIALES Y MÉTODOS

5.1	Criterios Para La Evaluación Estructural De Los Reservorios Apoyado.....	25
5.1.1	Criterio Estructural.....	25
5.1.1.1	Elementos Estructurales que se Evaluaron.....	25
5.1.2	Criterio Hidráulico.....	26
5.1.2.1	Volumen de Almacenamiento.....	26
5.2.	Procedimiento y Metodología para la Evaluación Estructural de los Reservorios Apoyados.....	27
5.2.1	Descripción del Reservorio.....	27
5.2.2	Procedimiento de Estudio de Mecánica de Suelos.....	28
5.2.2.1	Análisis Granulométrico.....	28
5.2.2.2	Peso Volumétrico.....	28
5.2.2.3	Contenido de Humedad.....	29
5.2.2.4	Clasificación de Suelo.....	29
5.2.2.5	Ensayo de Corte Directo.....	29
5.2.2.6	Calculo de Capacidad de Carga.....	29
5.2.2.7	Excavación de Calicatas.....	30
5.2.2.8	Ensayo de Penetrometro Ligero.....	30
5.2.2.9	Ensayo de Laboratorio.....	31
5.2.2.10	Ensayo de Corte Directo.....	31
5.2.3	Evaluación Resistencia de Concreto.....	38
5.2.3.1	Extracción de Núcleos de Diamantinas y Ensayo de Resistencia a la Compresión.....	38
5.2.4	Evaluación del Acero Estructural.....	43
5.2.4.1	Cálculo del Acero Estructural para Elementos Sometidos a Tracción.....	44
5.2.4.2	Cálculo del Acero por el Método del Estado Elástico Agrietado.....	45
5.2.5	Norma Sismo Resistente para la Evaluación Estructural de los Reservorios Apoyados.....	45
5.2.5.1	Norma Sismorresistente Peruana.....	46
5.2.5.2	Normas o Códigos extranjeros.....	46
5.2.6	Características de los Materiales Utilizados en las Estructuras de los Reservorios Apoyados.....	47

5.2.6.1	Propiedades Mecánicas de los Materiales Utilizados en la Estructura del Concreto de los Reservorios Apoyados.....	47
5.2.6.2	Cargas de Diseño para la Evaluación Estructural.....	47
5.2.7	Detalles de las Normas Técnicas Utilizadas en la Evaluación Estructural de Estructuras Afectadas por Sismos.....	47
5.2.7.1	Detalle de la Norma Sismorresistente 2018 (E.030)....	47
5.2.7.2	Detalle de la Guía para el Análisis Diseño y Construcción de Concreto Elevado y Compuesto de Acero y Hormigón Tanques de Almacenamiento de Agua (ACI 371 r – 08).....	52
5.2.7.3	ACI–350.3–06(Diseño Sísmico de Estructuras de Hormigón que Contiene Líquidos y Comentarios).....	52
5.2.8	Tipos de Análisis Sísmicos.....	53
5.2.8.1	Análisis Estático.....	53
5.2.8.2	Análisis Dinámico.....	55
5.2.8.3	Análisis Modal Espectral.....	56
5.3	Análisis de Datos y Presentación de Resultados.....	56
5.3.1	Estudio Mecánica de Suelos.....	56
5.3.2	Calculo de la Capacidad de Carga.....	62
5.3.3	Modelamiento Estructural del Reservorio Apoyado.....	67
5.3.4	Evaluación Estructural del Reservorio Apoyado.....	78
5.3.4.1	Análisis Estático para Reservorio Apoyados.....	79
5.3.4.2	Análisis Dinámico para Reservorio Apoyados.....	93
5.3.5	Análisis Modal para Reservorios Apoyados.....	100
5.3.6	Combinaciones de Cargas.....	107
5.3.7	Esfuerzo Vom Mises.....	109
5.3.8	Calculo de Acero en la Estructura del Reservorio Apoyado.....	113
5.3.8.1	Calculo del Acero en la Cúpula.....	113
5.3.8.2	Calculo del Acero en la Viga Anular Superior.....	121
5.3.8.3	Calculo del Acero en el Muro Circular.....	124
5.3.8.4	Calculo del Acero en la Subestructura.....	132
5.3.8.5	Calculo del Acero en la Losa Base.....	133

CAPITULO VI

PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1	Resumen de Resultados del Desplazamiento.....	137
6.2	Discusión de Resultados del Desplazamiento Máximo.....	139
6.3	Resumen de Resultados del Cortante Basal Calculado y del Cortante Dinámico Obtenido del SAP 2000.....	139
6.4	Discusión de Resultados del Cortante Basal Calculado y del Cortante Dinámico Obtenido del SAP 2000.....	142

6.5	Resumen de Resultados del Esfuerzo Máximo del Concreto.....	142
6.6	Discusión de Resumen de Resultados del Esfuerzo Máximo del Concreto.....	143
6.7	Resumen de Resultados del Cálculo del Acero Estructural.....	144
6.8	Discusión de Resultados del Cálculo del Acero Estructural.....	145
CAPITULO VII: Conclusiones y Recomendaciones.....		146
CAPITULO VIII: Bibliografía.....		147
CAPITULO IX: Anexos.....		148

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla N°1:	Descripción de los reservorios.....	27
Tabla N°2:	Características de los reservorios.....	28
Tabla.N°3:	Resumen de los ensayos de penetración ligera (DPL) y .parámetros estimado.....	30
Tabla N°4:	Resumen de los resultados de los ensayos estándar.....	31
Tabla N°5:	Resumen de ensayos de Corte directo.....	31
Tabla N°6:	Criterio de Peligrosidad respecto a la distorsión angular.....	32
Tabla N°7:	Asentamiento Admisible.....	33
Tabla N°8:	Capacidad de carga por corte.....	36
Tabla N°9:	Relación L/D corrección.....	43
Tabla N°10:	Propiedades mecánicas de los materiales.....	47
Tabla N°11:	Cargas de Gravedad.....	47
Tabla N°12:	Factores de Zonificación.....	49
Tabla N°13:	Clasificación de los perfiles de suelo.....	51
Tabla N°14:	Factores de Suelo según Zonificación.....	52
Tabla N°15:	Periodos de Tp y Tl según perfil de suelo.....	52
Tabla N°16:	Factor de modificación de respuesta.....	53
Tabla N°17:	Análisis Granulométrico C1 – E1.....	58
Tabla N°18:	Análisis Granulométrico C1 – E2.....	59
Tabla N°19:	Peso Volumétrico.....	60
Tabla N°20:	Contenido de Humedad.....	60
Tabla N°21:	Clasificación de suelo C-1, E-1.....	61
Tabla N°22:	Clasificación de suelo C-1, E-2.....	62

Tabla N°22-A: Ensayo DPL.....	62
Tabla N°23: Análisis Granulométrico C2 – E1.....	63
Tabla N°24: Análisis Granulométrico C2 – E2.....	64
Tabla N°25: Peso Volumétrico	65
Tabla N°26: Contenido de Humedad	65
Tabla N°27: Clasificación de suelo C-2, E-1.....	65
Tabla N°28: Clasificación de suelo C-2, E-2.....	65
Tabla N°28-A: Ensayo DPL.....	67
Tabla N°29: Factor de reducción sísmica	92
Tabla N°30: Factor de Zona “Z”.....	98
Tabla N°31: Categoría de las edificaciones y factor “U”.....	100
Tabla N°32: Factor del suelo “S”.....	100
Tabla N°33: Factor del suelo “S” Periodos Tp y TL.....	100
Tabla N°34: Factor de Reducción Sísmica “R”.....	102
Tabla N°35: Factor de Reducción Sísmica “R” ACI.....	103
Tabla N°36: Desplazamientos (Subtanjalla).....	107
Tabla N°37: Desplazamientos (Alto Santamaría).....	108
Tabla N°38: Base Reactions (Subtanjalla).....	110
Tabla N°39: Base Reactions (Alto Santamaría).....	111
Tabla N°40: Resistencia a compresión del concreto (Subtanjalla).....	114
Tabla N°41: Evaluación de Resultados (Subtanjalla).....	114
Tabla N°42: Resistencia a compresión del concreto (Alto Santamaría).....	116
Tabla N°43: Evaluación de Resultados (Alto Santamaría).....	116
Tabla N°44: Comparación del Acero (Subtanjalla).....	148
Tabla N°45: Comparación del Acero (Alto Santamaría).....	148

ÍNDICE DE GRÁFICAS.

Grafica N°1: Criterio de daños en estructuras	33
Grafica N°2: Asentamientos de Estructuras Cimentadas sobre Arena.....	34
Grafica N°3: Curvas de Resistencia.....	61
Grafica N°4: Resultados de la Cohesión y Angulo de Fricción Interna.....	61
Grafica N°5: Curvas de Resistencia.....	66
Grafica N°6: Resultados de la Cohesión y Angulo de Fricción Interna.....	66

ÍNDICE DE FIGURAS.

FIG. N°4.1: Área de Estudio del reservorio de Alto Santamaría.....	18
FIG. N°4.2: Ubicación del Reservorio Alto Santamaría.....	18
FIG. N°4.3: Área de Estudio del reservorio AA.HH lomas.....	19
FIG. N°4.4: Ubicación del Reservorio AA.HH Lomas (Subtanjalla).....	19
FIG. N°4.5: Geomorfología de la Región de Ica.....	24
FIG. N°5.1: Taladro de Diamantina	41
FIG. N°5.2: Materiales que se utilizan para la Extracción.....	41
FIG. N°5.3: Zonas Sísmicas en el Perú.....	49
FIG. N°5.4: Grafica del Análisis Granulométrico (Alto Santamaría C1-E1).....	58
FIG. N°5.5: Grafica del Análisis Granulométrico (Alto Santamaría C1-E2).....	59
FIG. N°5.6: Grafica del Análisis Granulométrico (Subtanjalla C2-E1).....	63
FIG. N°5.7: Grafica del Análisis Granulométrico (Subtanjalla C2-E2).....	64
FIG. N°5.8: Modelo Numérico del Reservorio de Subtanjalla.....	73
FIG. N°5.9: Modelo Numérico del reservorio Alto Santamaría.....	73
FIG. N°5.10: (a) ensayo a compresión uni-axial con carga monotónica en probetas de concreto 6x12in; (b) curva esfuerzo-deformación uni-axial de probetas de concreto de peso normal; (c) módulo de elasticidad vs resistencia a compresión del concreto.....	75
FIG. N°5.11: Tensor de Deformación para Materiales Isotrópicos.....	75
FIG. N°5.12: Definición de las Propiedades Mecánicas del Concreto y Acero en SAP2000.....	76
FIG. N°5.13: (a) Movimiento del líquido en el tanque; (b) modelo dinámico simplificado para diseño de tanques con muro rígido; (c) modelo dinámico de tanques con muro rígido, con “n” masas que simulan las frecuencias naturales del chapoteo de la masa convectiva.....	77
FIG. N°5.14: Presión hidrostática sobre paredes del tanque (izq.). Asignación de las presiones hidrostáticas usando joint pattern – sap2000 (der.).....	80
FIG. N°5.15: Patrón de carga hidrostática sobre el reservorio Caserío Los Arrabal, distrito Subtanjalla.....	81
FIG. N°5.16: Patrón de carga hidrostática, Joint Patterns SAP2000.....	82
FIG. N°5.17: (a) Geometría del reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla; (b) Geometría del reservorio P.J. Santa Rosa, distrito Ica. Fuente: Expediente Técnico.....	83

FIG. N°5.18: Asignación de carga permanente denominada acabados	86
FIG. N°5.19: Modelo de interacción Líquido-Estructura.....	89
FIG. N°5.20: Modelo equivalente masa-resorte para fluidos.....	90
FIG. N°5.21: Modelo equivalente masa-resorte replicado en SAP2000.....	90
FIG. N°5.22: Espectro de diseño.....	92
FIG. N°5.23: Efecto de sitio en el espectro de diseño.....	93
FIG. N°5.24: Movimiento del líquido al interior del tanque.....	94
FIG. N°5.25: Distribución de fuerzas verticales, fuerza impulsiva, fuerza convectiva y fuerza inercial del muro.....	95
FIG. N°5.26: Factor de zona.....	99
FIG. N°5.27: Coeficiente de Reducción Sísmica.....	102
FIG. N°5.28: Espectro elástico de diseño para Reservorios adaptado de la E.030 según los requerimientos del ACI 350.3-06.....	104
FIG. N°5.29: Análisis modal. Ratio de masa participativa modal en UX=99%. Ratio de masa participativa modal en UY=98%. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla.....	105
FIG. N°5.30: Metodología para la evaluación por desplazamientos de reservorios de concreto armado.....	106
FIG. N°5.31: Nudos de control.....	107
FIG. N°5.32: Perfil de deformación lateral del tanque. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla.....	108
FIG. N°5.33: Nudos de control.....	109
FIG. N°5.34: Cortante basal Total (Subtanjalla).....	110
FIG. N°5.35: Cortante basal Total (Alto Santamaria).....	111
FIG. N°5.36: Definición de combinaciones de carga.....	112
FIG. N°5.37: Definición de esfuerzos principales.....	113
FIG. N°5.38: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 6 kgf/cm ² ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 3 kgf/cm ²	115
FIG. N°5.39: (Izq.) Tensor de esfuerzos principales en el muro del tanque; (Der.) Diagrama de esfuerzos máximos representados por flechas, las de mayor intensidad se muestran en color azul a 1/3 de la altura del tanque...115	115
FIG. N°5.40: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 9.6 kgf/cm ² ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 2.4 kgf/cm ²	116
FIG. N°5.41: ((Izq.) Tensor de esfuerzos principales en el muro del tanque; (Der.)	

Diagrama de esfuerzos máximos representados por flechas, las de mayor intensidad se muestran en color azul a 1/3 de la altura del tanque.....	117
FIG. N°5.42: Esfuerzos internos en una cúpula.....	118
FIG. N°5.43: Esfuerzos máximos F11 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga sísmica.....	119
FIG. N°5.44: Momentos máximos M22 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria.....	120
FIG. N°5.45: Fuerzas cortantes máximas VMax en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria.....	121
FIG. N°5.46: Refuerzo existente en la cúpula y acero calculado.....	122
FIG. N°5.47: Esfuerzos máximos F11 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga sísmica.....	122
FIG. N°5.48: Momentos máximos M22 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria.....	123
FIG. N°5.49: Fuerzas cortantes máximas VMax en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria.....	124
FIG. N°5.50: Refuerzo existente en la cúpula y acero calculado.....	125
FIG. N°5.51: Fuerzas axiales en anillo de borde – Tracción (Tonf).....	126
FIG. N°5.52: Refuerzo existente en anillo de borde.....	127
FIG. N°5.53: Fuerzas axiales en anillo de borde – Tracción (Tonf).....	127
FIG. N°5.54: Refuerzo existente en anillo de borde.....	128
FIG. N°5.55: Fuerzas de anulares máxima F11 – Ton.....	128
FIG. N°5.56: Momentos flectores verticales M22 (tonf) – Presión hidrostática, cargas sísmicas.....	130
FIG. N°5.57: Fuerzas de tracción vertical F22.....	131
FIG. N°5.58: Fuerzas de corte máximas – VMAX (tonf).....	131
FIG. N°5.59: Fuerzas de anulares máxima F11 – Ton.....	132
FIG. N°5.60: Momentos flectores verticales M22 (tonf) – Presión hidrostática, cargas sísmicas.....	134
FIG. N°5.61: Fuerzas de tracción vertical F22.....	135
FIG. N°5.62: Fuerzas de corte máximas – VMAX (tonf).....	135
FIG. N°5.63: Modelamiento de la base del tanque.....	137
FIG. N°5.64: Presión máxima sobre el terreno por carga de servicio – CM + CV + CL (0.44 kgf/cm ²).....	137

FIG. N°5.65: Acero instalado en losa de cimentación.....	138
FIG. N°5.66: Presión máxima sobre el terreno por carga de servicio – CM + CV + CL (0.35 kgf/cm ²).....	139
FIG. N°5.67: Acero instalado en losa de cimentación.....	140
FIG. N°6.1: Nudos de Control.....	141
FIG. N°6.2: Perfil de deformación lateral del tanque. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla.....	142
FIG. N°6.3: Nudos de Control.....	142
FIG. N°6.4: Cortante basal Total.....	144
FIG. N°6.5: Cortante basal Total.....	145
FIG. N°6.6: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 6 kgf/cm ² ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 3 kgf/cm ²	146
FIG. N°6.7: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 9.6 kgf/cm ² ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 2.4 kgf/cm ²	147

RESUMEN

En la presente Tesis de investigación se hizo un análisis, mediante un proceso metodológico adecuado para la correcta evaluación y diseño estructural de los reservorios apoyados, ubicados en la región de Ica dado el caso que algunos reservorios presentan defectos estructurales debido a que se utilizan diseños o materiales inapropiados para su construcción y estos posteriormente ocasionan problemas estructurales como fisuras y grietas, etc.

Para la verificación estructural de los reservorios apoyados, primeramente realice el estudio de mecánica de suelos para determinar el tipo de suelo y su capacidad portante luego se procedió con los ensayos de extracción de núcleos de diamantina en el muro circular, posteriormente para la verificación hice la evaluación del comportamiento estructural del reservorio apoyado, mediante un análisis estático, dinámico y modal espectral utilizando el programa SAP 2000 vs 20, luego se calculó el acero estructural del reservorio apoyado.

Para la evaluación estructural de los reservorios apoyados utilicé diferentes normas internacional como, el ACI 318S-05, ACI 318SR-05, ACI 350.3 - 06, ACI 318-14, así como las normas nacionales NORMA E.020, la NORMA E. 030,2018 y la NORMA E .060.

Luego de obtener los resultados de la evaluación estructural, se verifica que la resistencia del concreto f_c calculada por el ensayo de extracción de núcleos de diamantina es inferior al f_c que se utiliza para estructuras que están en contacto con el agua.

Con respecto al comportamiento estructural de reservorio apoyado se verifica que el valor del cortante estático calculado cumplen con los parámetros de la NORMA E.030, con respecto al acero estructural calculado se verifico que los diseños en el caso del reservorio de Subtanjalla cumple con los refuerzos requeridos para su buen comportamiento estructural mientras que en el reservorio Alto Santamaría los aceros instalados en la base del reservorio no cumplen con lo especificado en el expediente técnico.

ABSTRACT

In this research thesis an analysis was made, through an appropriate methodological process for the correct evaluation and structural design of the supported reservoirs, located in the region of Ica given the case that some reservoirs have structural defects because designs are used or inappropriate materials for construction and these subsequently cause structural problems such as cracks and cracks, etc.

For the structural verification of the supported reservoirs, first perform the study of soil mechanics to determine the type of soil and its bearing capacity then proceed with the diamond core extraction tests on the circular wall, then for verification I made the evaluation of the structural behavior of the supported reservoir, by means of a static, dynamic and spectral modal analysis using the SAP 2000 vs 20 program, then the structural steel of the supported reservoir was calculated.

For the structural evaluation of the supported reservoirs I used different international standards such as, ACI 318S-05, ACI 318SR-05, ACI 350.3 - 06, ACI 318-14, as well as national standards NORM E.020, STANDARD E. 030 , 2018 and STANDARD E .060.

Then, obtain the results of the structural evaluation, verify the strength of the concrete calculated by the diamond core extraction test is lower than that used for structures that are in contact with water.

With respect to the structural behavior of the supported reservoir it is verified that the value of the static shear has problems with the parameters of STANDARD E.030, with respect to the structural steel it was verified that it verifies the designs in the case of the Subtanjalla reservoir complies with the reinforcements required for its good structural behavior while in the Alto Santamaría reservoir the steels installed at the base of the reservoir did not correspond to what was specified in the technical file.

INTRODUCCIÓN

Uno de los temas importantes de la ingeniería siempre ha sido el almacenamiento de agua potable para otorgar servicio a una determinada población sea urbanizaciones, asentamientos humanos, residencias, condominios o cualquier tipo de comunidad que se asiente en una determinada zona requiere del servicio de agua potable para su consumo diario con una dotación adecuada para que satisfaga las necesidades de todo morador.

Por ello, se requiere obras civiles como la construcción de reservorios de almacenamiento. Estos pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Los reservorios elevados, pueden tomar forma esférica, cilíndrica, o de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc; los reservorios apoyados, que principalmente tienen forma rectangular o circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, que son de forma rectangular y circular, son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas). Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada o circular.

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento, sino que deben prever el crecimiento de la población en un período de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este período.

En el Perú no existen metodologías para el correcto análisis de los reservorios apoyados frente a diversos peligros sísmicos. De igual modo, en el mundo, son escasos los estudios que se ha podido realizar para el desarrollo de una evaluación estructural de los reservorios apoyados, que en algunos casos resultan inapropiados y con deficiencias estructurales o en otras ocasiones conlleva a sobredimensionar el acero estructural,

Por esta preocupación me he permitido plantear una evaluación estructural de algunos de los reservorios apoyados que se encuentran en servicio, utilizando la normativa sismo resistente vigente. Entre los reservorios elegidos son:

- RESERVORIO DE LA URBANIZACION SANTA MARÍA,
- RESERVORIO DEL AA.HH LOMAS (SUBTANJALLA)

Todas ellas se encuentran dentro de la Provincia de Ica, Departamento de Ica

CAPITULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 A NIVEL INTERNACIONAL

Corzo, L. (2011). En su tesis titulada “Guía Metodológica para Diseñar Obras de Abastecimiento de Agua Potable Resistentes a Sismos en la República de Guatemala” (Tesis de pregrado) Universidad de San Carlos, Guatemala. En su presente investigación nos da a conocer que es necesario utilizar un código vigente para el diseño de elementos de concreto como son: los tanques o reservorios, para zonas de alta sismicidad como es el caso de Guatemala. El ACI 350 (American Concrete Institute Concrete environmental engineering structures) es utilizado para estructuras su uso debe ser obligatorio para garantizar una resistencia sísmica elevada.

Se debe tener en cuenta que todavía no existe una alternativa simple para evitar el movimiento oscilatorio en las cubiertas de los digestores flotantes. En conclusión Los deflectores y otros elementos sumergidos deben diseñarse de tal manera que resistan cargas fuertes y que puedan ser reemplazados en caso ocurra un desprendimiento. Los elementos que se desprenden deben asegurarse que no caigan al fondo del tanque y obstruyan los colectores de lodo. Por ello mientras no exista un reglamento guate malino se tomara en cuenta los códigos extranjeros para el diseño de Obras de Abastecimiento de Agua Potable.

Nieto, C. & Zhañay, W. (2011). En su tesis titulada “Diseño de un Tanque Apoyado de Ferrocemento para la comunidad de Santa Rosa De Chichin, Perteneiente a la Parroquia Jadán del Cantón Gualaceo” (Tesis de pregrado) Universidad de Cuenca, Ecuador. Podemos observar en la tesis el diseño de un tanque apoyado de Ferrocemento para la comunidad de Santa Rosa de Chinchín, que para su elaboración en lo que es cargas de sismos se hicieron uso de los requisitos del Código Ecuatoriano de la construcción y el Código para Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos (ACI 350.3 – 01) y Comentarios (350.3R – 01).

Luego obtuvieron los cálculos de las cargas a las cuales estará sometida el tanque o reservorio, realizaron un pre diseño y posteriormente su modelación en el programa Sap2000, con los resultados que obtuvieron de su análisis se procedió al diseño. Los elementos del tanque o reservorio los han diseñado para poder resistir los efectos de sismos y de tracción. Para el correcto diseño de los elementos del reservorio debemos tener en cuenta que estas deben soportar los efectos tanto de tracción como los efectos flexión.

En conclusión para que se realice correctamente la tesis mencionada han tenido en cuenta la aplicación de normas en lo que se refiere a abastecimiento de agua, para así poder evitar sobredimensionamientos y sobre gastos de materiales innecesarios.

Penalba, D. (2010). En su tesis titulada “Análisis Sismorresistente de Depósitos Metálicos” (Tesis de pregrado) Universidad Carlos III Madrid, España. Durante la realización del presente estudio, en primer lugar se aplicó el modelo analítico de Housner para el estudio del comportamiento hidrodinámico del tanque.

Posteriormente elaboraron un modelo numérico de elementos finitos del depósito, a partir de estos dos modelos se compararon los resultados. En conclusión lograron conseguir el objetivo principal del proyecto, que era aplicar el modelo analítico de Housner al comportamiento del depósito y elaborar un modelo de elementos finitos sometido a la acción sísmica. En el cual se dio como resultado valores de tensiones aceptables en las paredes del depósito y los valores de corte basal y de momento volcante hacen que sea la configuración más estable de todas las estudiadas.

1.1.2 A NIVEL NACIONAL

Campos, E. (2018). En su tesis titulada “Evaluación Estructural De Reservorio Apoyado De C°nb A° De Sección Circular (20 m3) Sector 1 Del C.P. Cabracancha – Chota”, (tesis de pregrado) Universidad Nacional de Cajamarca, Perú. Nos da a conocer como se debe realizar la evaluación estructural siguiendo la norma sismo resistente para su diagnostico

Por consiguiente realizaron el estudio de suelos, ensayo esclerometría y realizaron el modelamiento estructural en el SAP 2000 teniendo en cuenta los códigos extranjeros

Finalmente concluyeron que la diferencia de cálculo entre la evaluación estructural del reservorio apoyado de sección circular (20 m³), con respecto a lo establecido en el plano estructural del expediente técnico es mínima, además observaron que el lugar donde se encuentra el reservorio no es una zona altamente sísmica por lo tanto supusieron que la estructura permanecerá operativa durante su vida útil.

Julca, C. (2017). En su tesis para optar el título de Ingeniería Civil en cuyo título es: "Comparación Del Comportamiento Dinámico De Reservorios Elevados con Estructura de Soporte Tipo Marco, Evaluados con las Normas Norteamericana Y Neozelandesa", (tesis de pregrado) Universidad Nacional de Cajamarca, Perú. En su tesis realizó la comparación del comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, que se evaluó con las normas Norteamericana y Neozelandesa, para tener un concepto más claro del cálculo estructural de reservorios elevados, se estudió la teoría y aplicación de los requisitos propuestos por cada norma.

Para ello se propusieron tres reservorios elevados de 30 m³, 60 m³ y 15m³, que fueron evaluados con cada una de las metodologías indicadas en las normas como el ACI 350.3- 06 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures", y la norma neozelandesa "Seismic Design of storage tanks", también se tomó en cuenta la norma peruana E.030 "Diseño sismorresistente" y las combinaciones de cargas de la E.060 "Concreto armado".

Luego realizaron los modelamientos dinámicos de los reservorios elevados con los parámetros sísmicos calculados en el programa SAP2000 con el cual calcularon los esfuerzos máximos y desplazamientos.

Finalmente Los resultados dieron a conocer que los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco que fueron evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico a diferencia de los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ.

Vargas, E. (2015). En su tesis titulada “Estudio Sísmico en el Diseño Del Reservorio Circular Apoyado R-8 Capacidad 3000 M3 para la Ciudad de Juliaca”, (tesis de pregrado) Universidad Andina “Néstor Cáceres Velásquez” Juliaca, Perú. Nos da a conocer acerca de cómo diseñaron un reservorio apoyado con una capacidad de 3000m³, teniendo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones y el código (ACI 350.3-01) y comentarios (350.3r-01).

Luego se procedió su modelamiento en el SAP 2000 donde los elementos del reservorio se diseñaron para soportar efectos de tracción.

Se concluyó en el diseño sísmico de Reservorios apoyados o elevados, que es indispensable el cálculo de las presiones y efectos hidrodinámicos tanto impulsivos como convectivos como una solicitud adicional a los efectos hidrostáticos y no como una simple comparación. En este caso los datos ingresados como son: espesores de elementos estructurales, cargas, combinaciones y de la asignación de materiales, fueron analizados por el programa SAP 2000, dando un resultado totalmente inesperado, porque la esbeltez que se tiene no es la adecuada por lo tanto se necesita reforzar en la parte céntrica de las paredes, en caso ocurra un sismo esta estructura colapsaría.

1.1.3 A NIVEL LOCAL

Actualmente no se han realizado y registrado antecedentes locales e investigaciones sobre la evaluación y diagnóstico estructural de los reservorios apoyados según la aplicación de la norma sísmo resistente.

1.2 BASES TEÓRICAS

1.2.1 NORMA TÉCNICA E.030 SISMORRESISTENTE

La presente Norma establece las mínimas condiciones para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados. Por consiguiente se acepta que las edificaciones tengan el siguiente comportamiento:

- ✓ La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos de alta intensidad para el lugar del proyecto.

- ✓ La estructura debería soportar movimientos sísmicos de alta intensidad para el lugar del proyecto, pudiendo tener daños reparables dentro de límites aceptables.

La Norma Sismo Resistente se debe aplicar en todas las edificaciones nuevas, también se utiliza para el reforzamiento de las edificaciones ya existentes y la reparación de las que resulten dañadas por la acción de los sismos.

Asimismo se espera que las edificaciones señaladas como “esenciales” e importantes cuyo funcionamiento no debería interrumpirse en el caso de un sismo, deben tomarse precauciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas. **(El Comité de la Norma de Diseño Sismo resistente - 2017)**

1.2.2 RESERVORIO DE CONCRETO ARMADO

En el contexto del ciclo hidrológico, un reservorio representa el agua contenida en las diferentes etapas dentro del ciclo. El reservorio más grande lo constituyen los océanos, que contienen el 97% del agua de la Tierra. La siguiente cantidad más grande (el 2%) se almacena en forma sólida en los casquetes polares y glaciares. El agua contenida dentro de todos los organismos vivos representa el reservorio más pequeño. **(Pérez, 2005).**

La construcción de un reservorio precisa generalmente la aplicación de la Ingeniería Civil, complementada por la Ingeniería Hidráulica. Los reservorios son sistemas estructurales de almacenamiento de agua; forman parte fundamental en una red de abastecimiento comprendida complementariamente por otros sistemas, como las redes de impulsión y las redes de distribución de agua. **(Chacaltana, F., Franco, A., & Reyes E. 2011)**

Según **Delgado, W., & Vigil, Ch. (2005)**, los principales propósitos de todo reservorio son los siguientes:

- a. Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día, para ello el volumen de almacenamiento de agua está afectado en función al horario de suministro o bombeo.
- b. Mantener las presiones de servicio en la red de distribución, en este caso el reservorio está diseñado en base a la pérdida de carga en las tuberías más la presión mínima que debe existir en las redes.
- c. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como son los incendios e interrupciones por daños de tuberías de impulsión.

1.2.2.1 Ventajas y Desventajas de usar Concreto Armado
Mendoza J.; Pizarro G.; Quintana G.; Mejía K. (2018) Informe de Reservorio. Las ventajas y desventajas al emplear el Concreto Armado como material de construcción de los reservorios son las siguientes:

Ventajas:

- ✓ Su mantenimiento es menor por lo que a la larga son más económicas.
- ✓ El concreto armado tiene una mayor capacidad de resistir cargas y, por ende, el reservorio podría ser más grande y almacenar un volumen mayor.
- ✓ En nuestro medio existe mano de obra calificada y procesos constructivos adecuados que hacen posible que la construcción no sea complicada.

- ✓ Es más durable en ambientes agresivos ya que hay un mejor control de la corrosión ya que el concreto protege al acero de refuerzo.

Desventajas:

- ✓ A diferencia de los reservorios metálicos y de aluminio, el costo de construcción es mayor y la detección y control de fugas de agua es más complicado.
- ✓ No es posible el desmontaje de la estructura, por lo que el porcentaje de recuperación es casi nulo.

1.2.3 EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE RESERVORIOS

La evaluación y diagnóstico de reservorios se realizan dado que en algunos casos las estructuras fallan o están mal construidas por utilizar materiales de baja calidad, también el tiempo de construcción es un factor determinante.

De acuerdo a la evaluación estructural se hace un diagnóstico para saber en qué estado se encuentra el reservorio y plantear soluciones (**FUENTE: propia**)

1.2.4 TIPOS DE RESERVORIO

Según (**Fuente: La comisión Nacional del Agua 2007**) los reservorios se seleccionan de acuerdo al material disponible en el lugar ya sea (distrito, provincia o región) y de las condiciones topográficas del terreno.

Teniendo en cuenta estas condiciones establecidas, tenemos los siguientes tipos de reservorios, que son:

1.2.4.1 Reservorios enterrados

Son aquellas estructuras, llamadas también cisternas, que su construcción es debidamente bajo la superficie del terreno. Su uso no está vinculado directamente con la distribución de un sistema de red de agua potable, mayormente en todos los casos funciona como un almacenamiento primario el cual deriva a otra estructura de regulación.

Su principal función es de preservar el agua a resguardo de las diferentes variaciones de temperatura. Sus principales dificultades son de realizar los trabajos de excavaciones costosas, la dificultad de mantenimiento de las instalaciones de conexión, del abastecimiento y la red de distribución, así como, la detección de posibles filtraciones y fugas del líquido.

1.2.4.2 Reservorios semienterrados

Los reservorios semienterrados, una parte del reservorio se ubica bajo el nivel del terreno mientras que la otra parte sobre éste. Estos tipos de reservorio se definen según la topografía o por el elevado costo de la excavación, ya sea por razones de geotecnia. De no observarse los presentes factores de topografía y costo, se elevaría el costo de la construcción, Por otra parte, permite un acceso a las instalaciones más fácilmente que el de los depósitos totalmente enterrados.

1.2.4.3 Reservorios apoyados

Los reservorios apoyados, que principalmente son de forma rectangular y circular, son construidos sobre la superficie del suelo. Se utiliza este tipo de reservorios, cuando el terreno sobre el que se va a construir tiene la capacidad necesaria para soportar las cargas, sin sufrir deformaciones importantes. Una de las ventaja es que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y salida.

Estas estructuras se deben de colocar en una elevación natural muy cerca de la zona por servir de manera que la diferencia de nivel del piso del reservorio con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m y la diferencia de altura entre el nivel del reservorio en el nivel máximo de operación y el punto más bajo por abastecer sea de 50m. Para capacidades pequeñas y medianas, como también en casos de proyectos para el abastecimiento de agua potable en

poblaciones rurales, resulta más económica la construcción de este tipo de reservorios.

1.2.4.4 Reservorios elevados

Los reservorios elevados, pueden ser de diferentes formas como: cilíndrica, esférica y de paralelepípedo, son construidos generalmente sobre torres, pilotes, columnas, etc.

Una característica de real importancia de los reservorios elevados es su aspecto estético, ya que por sus grandes dimensiones son vistos desde puntos muy lejanos. Cada tipo de reservorio plantea un modelo de análisis diferente por los efectos que se producen en estas estructuras. El comportamiento dinámico producido por la interacción fluido – estructura es el efecto más importante, ya que genera cargas adicionales que se toma muy en cuenta para el posterior análisis estructural.

1.2.5 MODELO NUMÉRICO

El modelado numérico es una técnica basada en el cálculo numérico, utilizada en muchos campos de estudio (ingeniería, ciencia, etc.) desde los años 60 para validar o refutar modelos conceptuales propuestos a partir de observaciones o derivados de teorías anteriores. Si el cálculo de las ecuaciones que representan el modelo propuesto es capaz de ajustar las observaciones, entonces se habla de un modelo consistente con las mismas, y se dice también que el modelo numérico que confirma las hipótesis (el modelo); si el cálculo no permite en ningún caso reproducir las observaciones, se habla de un modelo inconsistente con los datos y que refuta el modelo conceptual. A menudo, este término se utiliza como sinónimo de simulación numérica. **Miidla P. (2012) Numerical Modelling. EE.UU: InTech**

1.2.5.1 Método de los Elementos Finitos

Es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy complejas utilizado en diversos problemas de ingeniería y física.

El MEF está pensado para ser usado en computadoras y permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a un problema físico sobre geometrías complicadas. El MEF se usa en el diseño y mejora de productos y aplicaciones industriales, así como en la simulación de sistemas físicos y biológicos complejos. La variedad de problemas a los que puede aplicarse ha crecido enormemente, siendo el requisito básico que las ecuaciones constitutivas y ecuaciones de evolución temporal del problema sean conocidas de antemano. **Ferrari D. & Díaz F. (2018) Método del Elemento Finito. México: Trabajo de investigación**

1.3 MARCO CONCEPTUAL

➤ **Reservorio**

El reservorio es un elemento básico en una red de abastecimiento de agua potable ya que nos permite preservar el agua para el uso de la población **(Fuente: Vargas, 2015).**

➤ **Concreto**

Es aquel material compuesto por: cemento Portland, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos, **(Fuente: Norma E.060).**

➤ **Sismos**

Un sismo es el movimiento tectónico de la Tierra originada por la liberación de energía a causa del deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una falla. **(Fuente: Tarbuck, E. & Lutgens, F., 2001)**

➤ **Núcleos de Diamantina:**

Son muestras en forma cilíndrica que son extraídas de una estructura, también llamadas núcleos o testigos **(Fuente: NTP 339.034 - 2008)**

➤ **Peso específico relativo:**

Es un número sin dimensiones que indica la relación entre el peso de un volumen determinado de cierta substancia y el peso de un volumen igual

de agua destilada en condiciones de máxima densidad. **(Fuente: Terzaghi,R.(2000) - Mecánica de suelos)**

➤ **Napa Freática**

Es una acumulación de agua subterránea que se encuentra a una profundidad relativamente pequeña bajo el nivel del suelo. **(Según: Norma E.050, 2018).**

➤ **Nivel freático**

El nivel freático corresponde al nivel superior de una capa freática o de un acuífero en general. A menudo, en este nivel la presión de agua del acuífero es igual a la presión atmosférica. **(Según: Norma E.050, 2018).**

➤ **Almohadilla de neopreno**

Para el refrentado de cilindros de concreto. Este sistema de almohadillas para encabezado sustituye el método tradicional de encabezado en base a azufre. **Fuente: Stupenengo F.(2014).Materiales compuestos - Guía Didáctica**

➤ **Combinaciones de las cargas**

Los estados de carga son las posibles cargas que se presentan durante la vida útil de la estructura. Existen estados de carga del uso normal de la estructura, cargas muertas y vigas; estados de carga temporales como aquellas de viento, sismo, o la misma construcción. **(Según: Norma E.060, 2009).**

➤ **Modos**

Un modo es cada período de vibración que se encuentra asociado con el factor de participación modal (λ_i) el cual representa el factor de participación de la masa sísmica para dicho modo de vibración. **(Según: Norma E.060, 2009).**

➤ **Espectro de Respuesta**

El Espectro de Respuesta fue desarrollado por Housner, Newmark y otros investigadores. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento,

velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura para su diseño sismorresistente. **(Fuente: (ACI 350.3-01) y comentarios (350.3R-01) publicado por comité ACI 350 contenidos)**

➤ **Módulo de Elasticidad**

Es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la dirección en la que se aplica una fuerza **(Según: Norma E.060, 2009).**

➤ **Materiales Anisotrópicos y heterogéneos**

Materiales que ocurren en la naturaleza, como la madera, los tejidos del cuerpo humano (huesos, piel, tejidos colaginosos), son formados por fibras son de hecho anisótropos. Algunos materiales fabricados industrialmente como elementos de fibra de carbono son materiales anisótropos. **Fuente: Stupenengo F.(2014).Materiales compuestos - Guía Didáctica**

➤ **Material Isotrópico**

Son materiales tecnológicamente importantes, producidos industrialmente como el acero (y otros metales, no estirados en frío), el aluminio, el hormigón, los ladrillos o el caucho son materiales que se pueden considerar isotropos(Fuente: Materiales Compuestos **Fuente: Stupenengo F.(2014).Materiales compuestos - Guía Didáctica**

➤ **Efecto Hidrodinámico**

Es cuando un líquido en movimiento roza una superficie produce un efecto Hidrodinámico **(Fuente: (ACI 350.3-01) y comentarios (350.3R-01) publicado por comité ACI 350 contenidos)**

➤ **Carga Monotónica**

Tipo de ensayo en el que la carga va aumentando de cero hasta la rotura sin producirse descargas. **(Fuente: Norma E.060, 2009).**

➤ **Espectro de diseño**

Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, las estructuras no se diseñan para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto el diseño de estas construcciones se realiza a partir de este espectro de diseño **(Fuente: (ACI 350.3-01) y comentarios (350.3R-01) publicado por comité ACI 350 contenidos)**

➤ **Carga de Deformación axial**

Es aquella que se produce debido a la aplicación de una carga axial **F (Fuente: Norma E.060, 2009).**

➤ **Carga gravitatoria**

Cargas que actúan sobre una estructura como consecuencia de la acción de la gravedad **(Fuente: Norma E.060, 2009).**

➤ **Carga Amplificada o Factorizada**

La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta norma, **(Fuente: Norma E.060, 2009).**

➤ **Concreto**

Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos, **(Fuente: Norma E.060, 2009).**

➤ **Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, **(Fuente: Norma E.030, 2016).**

➤ **Ondas Sísmicas**

Son movimientos longitudinales y elásticos que hacen vibrar a una estructura desde sus cimientos. **(Fuente: Tarbuck, E. & Lutgens, F., 2001)**

CAPITULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

La Constitución Política del Estado en su Artículo 7^o-A. establece - El Estado reconoce el derecho de toda persona a acceder de forma progresiva y universal al agua potable. El Estado garantiza este derecho priorizando el consumo humano sobre otros usos. El Estado promueve el manejo sostenible del agua, el cual se reconoce como un recurso natural esencial y como tal, constituye un bien público y patrimonio de la Nación. Su dominio es inalienable e imprescriptible”.

También la Ley 26338 en su artículo 5 establece: “Las municipalidades provinciales son responsables de la prestación de los servicios de saneamiento y en consecuencia, les corresponde otorgar el derecho de explotación a las entidades prestadoras, de conformidad con las disposiciones establecidas en la presente Ley y en su Reglamento.

Actualmente, por el tiempo de construcción, por la falta de mantenimiento existen problemas en el almacenamiento del agua en el Reservoirio de la Urbanización Santa María y el Asentamiento Humano las Lomas.

Por ello en el presente trabajo de Tesis he propuesto la evaluación y diagnóstico de los reservorios aplicando la Norma Sismo resistente y códigos extranjeros, para optimizar su funcionamiento y que exista la seguridad de su buen funcionamiento

2.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMÁ.

La presente investigación se realizó en los Reservoirios de:

- a) Alto Santa María
- b) AA.HH Lomas (subtanjalla)

Así también para el estudio de Mecánica de Suelos y de la Resistencia del concreto se realizó el respectivo análisis en el Laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional “San Luis Gonzaga” de Ica, ubicada en la Av. Los Maestros S/N - Ica. El periodo de desarrollo y ejecución de la presente de investigación de tesis es de aproximadamente 4 meses donde se

aplicó la Técnica de la observación sistemática y se utilizó el instrumento de recolección de datos como es la Ficha de Inspección Técnica de laboratorio.

2.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMÁ.

Problema Principal

¿Cómo la aplicación de la norma sismo resistente influye para la evaluación y diagnóstico de los reservorios de la urbanización Santa María y en el Asentamiento Humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica?

Problemas Secundarios

1. ¿Cómo la aplicación de la norma sismorresistente influye para la evaluación de los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento Humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica?

2. ¿Cómo la aplicación de la norma sismorresistente influye para el diagnóstico de los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento Humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica utilizando la norma sismo resistente.

2.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo se justifica debido a que al efectuar la evaluación de los reservorios utilizando la Norma sismorresistente estaremos garantizando su funcionalidad estructural ratificando el diseño primigenio o identificando algunas fallas si lo hubiere y dando un diagnóstico que permita garantizar un adecuado funcionamiento de sus componentes estructurales.

2.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

Objetivo General

Aplicar la norma sismorresistente para la evaluación y diagnóstico de los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica, como podemos observar en la presente tesis se realizó el análisis solo de estos dos reservorios porque el tercero presenta las mismas características, dimensiones ya que se encuentra ubicada en el mismo lugar y esta fuera de funcionamiento (AA.HH Las Lomas)

Objetivos Específicos

1. Evaluar los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica utilizando la norma sismorresistente.
2. Diagnosticar los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica utilizando la norma sismorresistente.

2.6 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.

Hipótesis Principal.

La aplicación de la norma sismorresistente influye para la evaluación y diagnóstico de los reservorios de la urbanización Santa María y del Asentamiento Humano las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica

Hipótesis Secundaria

1. La aplicación de la norma sismorresistente influye para la evaluación de los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento Humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica.
2. La aplicación de la norma sismorresistente influye para el diagnóstico de los reservorios de la urbanización Santa María y el Asentamiento Humano Las Lomas de la Provincia y Departamento de Ica utilizando la norma sismorresistente.

2.7 TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

TIPO DE INVESTIGACIÓN

El Modelo Teórico básico como se procederá para la realización de la tesis es el explicativo.

NIVEL DE INVESTIGACION

Explicativo – correlacional

DISEÑO BASICO

El diseño básico del Trabajo de Investigación Científica corresponde a No Experimental.

MÉTODO

El método a emplear es el Método Científico.

CAPITULO III
INSTRUMENTOS DE INVESTIGACION

3.1 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

3.1.1 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

✓ **Técnica**

Para el desarrollo de la presente investigación se aplicó la Técnica de la observación en situ, la cual fue determinante para la toma de datos, identificación, clasificación y su posterior evaluación y análisis de los reservorios. Otra técnica utilizada fue la Revisión bibliográfica; selección del problema principal y problemas secundarios, hipótesis, objetivos, variables; Posteriormente se procede hacer el diseño y modelamiento estructural del reservorio apoyado con SAP 2000; luego se realiza el cálculo del acero estructural de cada elemento del reservorio para finalmente realizar la comparación e interpretación de los resultados que se obtuvo con respecto al expediente técnico.

✓ **Técnica de la Análisis documental**

Describe un documento en sus partes esenciales para su posterior identificación y recuperación.

3.1.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Según las técnicas de recolección de datos, para la presente tesis hemos aplicado los siguientes instrumentos.

- Hemos utilizado instrumentos como la pala, pico, wincha, mazo de madera para las excavaciones de las calicatas y lograr obtener los especímenes de suelo para realizar los ensayos en el laboratorio.
- También utilizamos un equipo de sonda provisto de brocas diamantadas, regla, plumón, taladro, martillo, escáner de pared para obra, lapicero, libreta de campo.
- Se Utilizó programas de: SAP 2000, el Auto CAD, el Excel y el Word.
- Se realizó la Recopilación de información, del expediente técnico: tomando en cuenta los planos estructurales

CAPITULO IV

UBICACIÓN Y EXTENSIÓN

4.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.

4.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO

El trabajo de investigación se desarrollará en la jurisdicción de la Provincia de Ica, Departamento de Ica.

- UBICACIÓN DEL 1 RESERVORIO: Alto Santamaría



Figura 4.1: Área de Estudio del reservorio de Alto Santamaría

Fuente: (propia, 2019)



Figura 4.2: Ubicación del Reservorio Alto Santamaría

Fuente: (propia, 2019)

- UBICACIÓN DEL 2 RESERVORIO: AA.HH. Lomas (Subtanjalla)



Figura 4.3: Área de Estudio del reservorio AA.HH lomas (Subtanjalla)

Fuente: (propia, 2019)



Figura 4.4: Ubicación del Reservorio AA.HH Lomas (Subtanjalla)

Fuente: (propia, 2019)

4.1.2 EXTENSIÓN Y POBLACIÓN

4.1.2.1 Extensión de Área de Estudio

Las extensiones de las áreas de estudios para los dos reservorios son:

El área de estudio para el reservorio ubicado en el AA. HH Lomas (Subtanjalla) provincia de Ica, limita con los siguientes distritos y/o lugares:

Oeste: Distrito de San Juan Bautista

Norte: Distrito de Salas Guadalupe

Este: Reserva Nacional de Paracas

Sur: Distrito de Ica

El área de estudio para el reservorio ubicado Alto Santamaría, limita con los siguientes distritos y/o lugares:

Oeste: Urbanización san Joaquín

Norte: Distrito de San Juan Bautista

Este: Distrito de Parcona

Sur: Distrito de Santiago

4.1.2.2 Población de Áreas de Estudio

En el Distrito de subtanjalla tiene una población equivalente de 23279 (**Según: INEI, Población Rural - 2016**) La población beneficiaria por el reservorio en estudio ubicado en AA.HH Las Lomas (Subtanjalla) son beneficiarios directamente 2435 habitantes, y 3770 beneficiarios indirectamente (**Según expediente técnico**).

Alto Santamaría pertenece a la ciudad de Ica que tienen una población, equivalente a 40577 (**Según: INEI, Población Rural - 2016**). La población beneficiaria por el reservorio en estudio ubicado en Alto Santamaría son beneficiarios directamente 17857 habitantes, y 27647 beneficiarios indirectamente (**Según expediente técnico**).

4.1.3 GEOLOGÍA REGIONAL

La región de Ica se encuentra ubicada en la costa sur, a 306 Km. de la ciudad de Lima, abarcando una superficie de 21,328 km², equivalente al 1.7% del territorio nacional, la que incluye 22 km² de superficie insular oceánica. Limita por el norte con Lima, por el este con Huancavelica y Ayacucho, con Arequipa por el sur y al oeste con el Océano Pacífico. Políticamente se encuentra dividido en 5 provincias: Ica, Chincha, Nazca, Palpa y Pisco, y 43 distritos, siendo su capital la ciudad de Ica que tiene una altitud media de 406 msnm. La región presenta altitudes desde 2 msnm en Paracas hasta los 3796 msnm en San Pedro de Huacarpana. Su territorio comprende las coordenadas geográficas entre los paralelos 12° 57' 42" y 15° 26' 36" Latitud sur y entre los meridianos 75° 36' 43" y 76° 23' 48" Longitud oeste. La región de Ica está estratégicamente ubicada respecto a la infraestructura vial nacional. La vía principal lo constituye la Carretera Panamericana Sur, el trayecto Lima - Ica cubre una distancia de 300 km con una duración de aproximadamente 4 o 5 horas.

4.1.3.1 Clima

Ica posee un clima cálido y seco con una temperatura media en verano de 27°C y en invierno de 18°C. Normalmente la temperatura máxima no excede los 30°C y la mínima no desciende a menos de 8°C. Una característica de su clima son los fuertes vientos denominados "paracas", que suelen levantar grandes nubes de arena. Los principales ríos de la región son San Juan, Pisco, Ica y Río Grande.

4.1.3.2 Tipo de Suelo

El tipo de suelo está constituida según la clasificación SUCS, por una Arena mal graduada (SP), que son depósitos de arenas eólicas pobremente graduados de grano fino y redondeado, con gran contenido de finos, no presenta plasticidad, estado seco, estos depósitos se encuentran constituido por grandes extensiones de arenas eólicas, (depósitos cuaternarios de naturaleza eólica). **(Según: Estudio de Mecánica de Suelos - 2019).**

4.1.3.3.Topografía

La región de Ica posee un relieve poco accidentado, con pequeñas elevaciones de terreno que limitan extensas pampas y tablazos desérticos de arenas y rocas.

Para la realización del estudio de suelos de la zona, las condiciones topográficas, evidencian efectos de Geodinámica externa, provenientes de los efectos fluviales debido a lo cual es visible una segregación de los materiales, Para el reservorio Alto Santamaría su ubicación es: 14°03'21.2"S 75°44'23.2"W, mientras que para los reservorios de AA.HH Las Lomas su ubicación es: 14°02'10.8"S 75°44'37.8"W **(Según : Plano Topográfico del Expediente).**

4.1.3.4 Fisiografía

Presenta una notable configuración geográfica, ya que es la única región de la costa sur formada por planicies o llanuras costeñas, donde destacan extensos desiertos como las pampas de Lancha y Villa curí, toda vez que la cordillera de Los Andes se levanta al interior de su territorio. Asimismo, algunos plegamientos geológicos han determinado la formación de terrenos que avanzan hasta el mar, dando lugar a la península de Paracas, mientras que al sur, unas formaciones aisladas han determinado el complejo de Marcona, donde se ubican los más grandes depósitos de hierro de la costa del Pacífico

4.1.4 GEOLOGÍA LOCAL

(Según: Estudio de Mecánica de Suelos - 2019).La zona en estudio comprendida en el valle de Ica, está situado en la zona fracturada de la costa del Perú, al igual que los demás valles del Departamento de Ica. El valle queda incluido en una fosa muy larga de dirección NO-SE, conocida bajo el nombre de Cuenca Intermontañosa. En las regiones septentrionales del valle de Ica, existen dos sistemas principales de fallas: el primero está formado por líneas de fallas principales ó de primer orden, de orientación NNO-SSE que forman el marco del foso ó graben intermontañoso principal. Estas líneas de fractura son probablemente más antiguas que el sistema

casi perpendicular de fallas de segundo orden de orientación OSO-ENE a SO-ENE, ya que las escarpas del primero han quedado desplazadas en una dirección SO-NE, según se observa a lo largo de las fallas limitantes del oeste, junto a la hacienda Macacona, hacienda San Jacinto, Hacienda Los Tronquitos, etc. Una dislocación similar se observa en el lado Este, desde quebrada largo (más arriba de Villacurí) hasta la quebrada Tingue. Las dos líneas de fractura principales NO-SE y NS que conforman el graben, vinieron acompañados por movimientos menores dentro del graben. En cuanto al sistema de fallas perpendiculares, han sido identificados desde la línea Achirana-Guadalupe hasta Ocucaje, once fallas que forman fosos secundarios, horts, y bloques ladeados dentro del foso principal, de 2 - 10 Km. de ancho.

Parece probable que el lecho rocoso del foso del valle de Ica, está formado por rocas ígneas cubiertas por sedimentos de grano fino del terciario y por el relleno aluvial. En el angosto cañón más arriba de Trapiche, el lecho rocoso se halla a 70 -150 mts. de profundidad; de allí aguas abajo, hasta el Olivo y hacienda Santa Rosa, su profundidad varía de 150 mt. a 350 mt., alcanzando cerca de la hacienda Tacama, una profundidad de 600 m. Junto a la brecha subterránea que se abre entre Cerro Prieto y el Olivo, se encuentra a unos 200-350 mt. de profundidad en el centro del valle a 400-600 mt. en la parte oeste del mismo, ya más de 300 mt. en la parte este, salvo a proximidad de la escarpa oriental, donde su profundidad es menor.

Al oeste de Tate, la profundidad del lecho rocoso es de 50 a 200 mt., mientras que a 6 Km. al sur de Tate, en hacienda Santa Margarita, ha sido hallado la mayor profundidad detectada; 850 metros. Más al sur, los bloques secundarios sepultados por el graben están cubiertos por una secuencia sedimentaria de una potencia de 50 a 400 m. En el tramo Ocucaje la profundidad del lecho rocoso es de unos 50 a 180 m.

La Geología local de la zona de estudio está constituida principalmente por depósitos cuaternarios.

4.1.4.1 Geomorfología Local

La región de Ica por encontrarse en la vertiente del Pacífico, comprende un territorio que cubre la faja costanera y parte de la región cordillerana, donde se han desarrollado unidades geomorfológicas sobresalientes, con una distribución discontinua y labradas en rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias. La geomorfología local donde se encuentra ubicada la región de Ica vendría hacer una planicie costera:

Planicie Costera.- Es una superficie baja y ligeramente ondulada comprendida entre la cordillera de la costa y las estribaciones andinas constituyendo estructuralmente un graben, y rellenado parcialmente por sedimentos terciarios subhorizontales, acumulaciones aluviales y eólicas. Caracterizada por la presencia de amplias pampas, ocasionalmente las pampas están interrumpidas por lomadas de relieve suave, por quebradas y valles poco profundos. (ACOSTA, J ; RODRIGUEZ , I ; FLORES , A ; Y HUANACUNI, D - 2011)

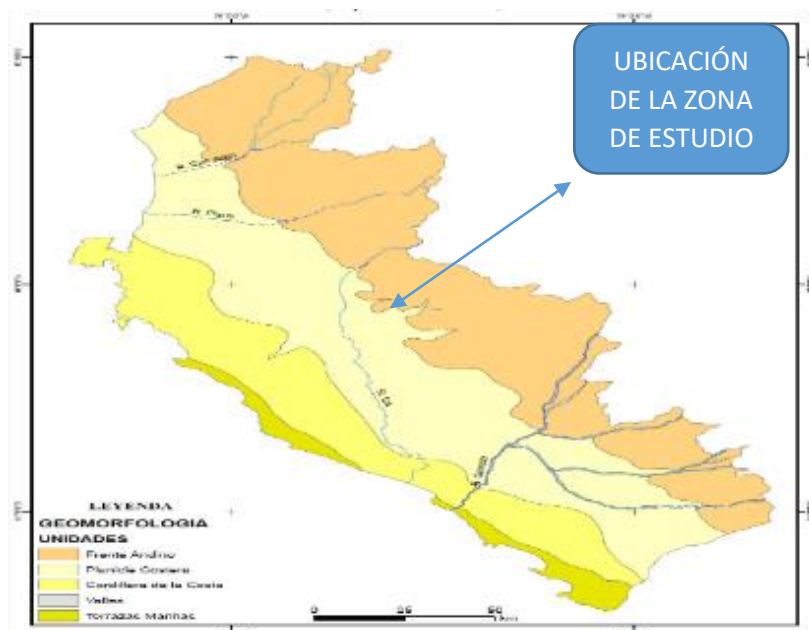


Figura 4.5: Geomorfología de la Región de Ica

Fuente: (Memoria sobre la Geología Económica de la Región Ica, (2011))

CAPITULO V

MATERIALES Y MÉTODOS

5.1 CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS RESERVORIOS APOYADOS.

Para la evaluación estructural de los reservorios apoyados, hemos seguido los siguientes criterios

5.1.1 CRITERIO ESTRUCTURAL

Para su correcta elaboración estructural se tomara en cuenta los siguientes criterios estructurales:

- ✓ Estudio de mecánica de suelos (método de corte directo).
- ✓ Extracción de Núcleos Diamantina y ensayo de resistencia a la compresión para determinar el $f'c$ del concreto armado.
- ✓ Utilizando el programa SAP 2000 determinaremos el acero de refuerzo.
- ✓ Por último se evaluara y comprobara las diferencias entre el plano estructural del expediente técnico y los resultados obtenidos del cálculo estructural

5.1.1.1 Los Elementos Estructurales que se Evaluaron son:

A continuación detallamos conceptos básicos de los elementos estructurales que se evaluaron tomando en cuenta las referencias: **Agüero, R.(2004).Guía para el Diseño y Construcción de Reservorios apoyados. CEPIS; Lima**

• **Cúpula:** Es una estructura que se apoya directamente sobre la viga anular. La cúpula se encarga de proteger contra la lluvia y sustancias extrañas (aves, excrementos de aves, hojas, etc.). No debe haber ninguna brecha entre las uniones del techo y las paredes laterales

• **Viga anular (anillo circular):** Es un componente estructural que se encuentra sostenido sobre el muro o pared y le sirve de apoyo para la cúpula.

• **Pared o muro circular:** Es un componente estructural que contiene el agua del reservorio.

- **Losa base:** Son un tipo de cimentación superficial apoyada sobre el terreno la cual reparte el peso, las cargas y soporta todo el peso del agua.
- **Cimiento corrido:** Es aquel elemento estructural de concreto armado la cual se emplean en muros sobre el suelo y sirve de apoyo para la estructura.

5.1.2 CRITERIO HIDRÁULICO

5.2.2.1 Volumen de almacenamiento:

El volumen de agua de los reservorios cambia en función al tiempo, condiciones climatológicas y las diferentes costumbres de los habitantes.

Según **(Norma OS.030 – 2009 actualizada)**. El volumen total de almacenamiento estará conformado por el volumen de regulación, volumen contra incendio y volumen de reserva.

✓ **Volumen de Regulación**

Este volumen se calcula mediante el diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Si no se tiene presente o disponible esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre y cuando el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento.

En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro.

✓ **Volumen Contra Incendio**

En aquellos casos que se considere una demanda contra incendio, para el diseño se le asignara un volumen mínimo adicional de acuerdo a los siguientes criterios:

- Para áreas destinadas a vivienda su volumen contra incendios será de $50 m^3$.

- Para áreas destinadas a uso industrial o comercial se calculara utilizando el gráfico para aguas contra incendio de sólidos, considerando un volumen aparente de incendio de 3000 metros cúbicos y el coeficiente de apilamiento respectivo.

Independientemente de este volumen los locales (Comerciales, Industriales y otros) deberán tener su propio volumen de almacenamiento de agua contra incendio.

✓ **Volumen de Reserva**

De ser el caso, deberá justificarse un volumen adicional de reserva.

NOTA: La capacidad de volumen de los reservorios apoyados es:

Reservorio de Alto Santamaría: 500 m³

Reservorio de AA.HH Las Lomas(Subtanjalla) : 150 m³

5.2 PROCEDIMIENTO Y METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS RESERVORIOS APOYADOS.

5.2.1 DESCRIPCIÓN DEL RESERVORIO

En la presente tabla 1 detallaremos las ubicaciones de los reservorios, así como la normativa que se utilizó para sus evaluaciones y las resistencias del concreto que nos indica los expedientes técnicos.

Tabla 1: Descripción de los reservorios (expediente Técnico)

RESERVORIOS :	ALTO SANTAMARIA	AA.HH Lomas
UBICACIÓN DEL RESERVORIO :	URBANIZACION ALTO SANTAMARIA	AA.HH Lomas (Subtanjalla)
FECHA DE EVALUACION :	10 DE MAYO DE 2019	10 DE MAYO DEL 2019
NORMAS UTILIZADAS EN EL ESTUDIO:	NORMAS (E.020 , E.030 Y E.060), ACI 350	NORMAS (E.020 , E.030 Y E.060), ACI 350
RESISTENCIA DEL CONCRETO :	F'c: 210 kg/cm ² , (según expediente técnico)	F'c: 210 kg/cm ² , (según expediente técnico)

En la tabla 2 observamos se detalla las características de los expedientes técnicos de los reservorios estudiados que nos servirán para realizar los modelamientos de las propiedades de los materiales que se darán en el SAP 2000

Para la cúpula, anillo circular, muro circular y losa se tomará los valores obtenidos del ensayo de extracción de núcleos diamantina

Tabla 2 : Características de los reservorios (expediente Técnico)

RESERVORIOS :	ALTO SANTAMARIA	AA.HH (SUBTANJALLA)
Resistencia del acero f_y :	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Peso unitario del concreto :	2400 kg/m ³	2400 kg/m ³
Peso unitario del agua :	1000 kg/m ³	1000 kg/m ³
Aceleración de la gravedad :	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²
Capacidad portante del suelo :	1.25 kg / cm ²	1.26 kg / cm ²
Tipo de reservorio :	Circular Apoyado	Circular Apoyado
Capacidad del reservorio :	500 m ³	150 m ³

5.2.2 PROCEDIMIENTO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Para el estudio de la presente tesis se considera los siguientes ensayos

5.2.2.1 Análisis Granulométrico:

Un análisis granulométrico tiene como fin determinar la distribución del tamaño de los elementos que componen una muestra de suelo. La distribución del tamaño de las partículas es la representación, en forma de tablas, números o gráficos, de los resultados obtenidos experimentalmente.

(Fuente: Detloff, T. (2007). Granulometría. Wikipedia. URL: <https://es.wikipedia.org/wiki/Granulometría>)

5.2.2.2 Peso Volumétrico:

Por medio de este Ensayo es posible la obtención de un dato teórico del peso específico relativo, peso volumétrico en un molde la cual ayudará a obtener en un futuro materiales ideales para utilizarse en construcción. **Fuente: Paredes, J. (2017), Ensayo peso volumétrico, Universidad Nacional San Marcos, Perú**

5.2.2.3 Contenido de Humedad.

El contenido de humedad es la relación que existe entre el peso de agua contenida en la muestra en estado natural y el peso de la muestra después de ser secada en el horno a una temperatura entre los 105°-110° C. Se expresa en porcentaje, puede variar desde cero cuando está perfectamente seco hasta un máximo determinado que no necesariamente es el 100%. La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este, por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica. **Fuente: Caballero, M. (2013), Contenido de Humedad, Perú**

5.2.2.4 Clasificación del Suelo

La clasificación de suelos es una categorización de tierras basada en características distintivas y en criterios de uso.

5.2.2.5 Ensayo de Corte Directo

Es un ensayo que se hace en "in situ" y se lleva a cabo para efectuar la inspección geotécnica de un terreno.

El objetivo de ensayos de corte "in situ" es la determinación de la resistencia al corte de diaclasas o planos de debilidad de macizos rocosos. En el caso de suelos o rocas blandas, puede ocurrir que la carga vertical esté relativamente próxima al valor límite de hundimiento. **Fuente: ASTM D 3080**

5.2.2.6 Cálculo de la Capacidad de Carga

(Según Teoría de bell /terzaghi).

✓ Teoría de Bell

Es un método:

- Simple y Conservador
- Ampliado y modificado por Terzaghi
- Actualmente no se usa

- Didáctico

✓ **Teoría de Terzaghi**

Es un método:

- Terzaghi propuso el mecanismo de falla para un cimiento superficial de longitud infinita normal al plano de papel
- Es un método muy utilizado para la determinación de la capacidad de carga

5.2.2.7 Excavación de Calicatas

En cada calicata se realizó la inspección visual y el registro de excavación **Fuente: Norma ASTM D-488**

5.2.2.8 Ensayo con Penetrometro Dinámico Ligero de Punta Cónica (DPL)

Con la finalidad de conocer la resistencia cortante in situ del suelo de fundación se efectuaron ensayos de penetración ligera (DPL), el cual se rige bajo la norma NTP 339.159 - DIN 4094. Se realizaron 02 sondajes (DPL), los cuales fueron denominados “Ensayos de penetración dinámica”, alcanzando profundidades de 3.00 m.

Tabla 3: Resumen de los ensayos de penetración ligera (DPL) y parámetros estimados (FUENTE: estudio de suelos)

ZONA	NOMBRE DE RESERVORIO	TIPO DE SUELO	Cota de Fundación (m)	N (DPL)	N (SPT)	∅
1	RESERVORIO ALTO SANTA MARIA	SP	2.00	14	13	30.7
2	RESERVORIO LAS LOMAS	SP	1.50	12	11	30.3

5.2.2.9 Ensayos de Laboratorio

Se realizaron los trabajos de campo, conforme a las normas vigentes. En el laboratorio de Mecánica de suelos de la facultad de Ingeniería Civil, se seleccionaron las muestras típicas, se verifico la clasificación visual de las muestras y se procedió a ejecutar con ellas los ensayos (de laboratorio)

Primer estrato:

Entre la profundidad de 0.00 a 1.20, en promedio encontramos una Arena ligeramente Limosa (SM-SP), de color beige claro, con presencia de restos orgánicos. Se trata de rellenos de Arenas limosas, estado poco húmedo. El estado de estos suelos es de poco denso. Debido a que se trata de un material con presencia de raíces y restos orgánicos, no se recomienda cimentar en este estrato.

Segundo Estrato:

Subyacente a este estrato, de 1.20 a 3.00 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas de grano fino y redondeado, se tratan de Arenas pobremente graduadas (SP) de grano fino a medio y redondeado, baja humedad (depósitos cuaternarios eólicos de naturaleza predominantemente granular)

Tabla 4: Resumen de los resultados de los ensayos estándar (FUENTE: Estudio de suelos)

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS								
Sondaje	Muestra	Prof	Granulometria		LIMITES%			SUCS
			GRAVAS	FINO	LL	LP	IP	
C-1	M-2	3.00	-	2.48	N.P.	N.P.	N.P.	SP
C-2	M-2	3.00	-	1.06	N.P.	N.P.	N.P.	SP

5.2.2.10 Ensayos de Corte Directo

Tabla 5: Resumen de ensayos de Corte directo (FUENTE: Estudio de suelos)

RESUMEN DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO						
Nº	SONDAJE	MUESTRA	Clasificación SUCS	Profundidad (m)	Peso Unitario (Tn/m3)	Ø
1	1	M-2	SP	1.5	1.41	30.7
2	2	M-2	SP	1.5	1.41	30.3

✓ Nivel de la Napa Freática

El nivel de la Napa Freática fluctúa a profundidades de 60 y 80 metros, de acuerdo a los datos existentes en la zona.

✓ **Asentamiento Admisible**

El asentamiento diferencial Admisible, resulta igual a 2.54 cm., de acuerdo a los asentamiento permisibles que señala la Norma E.050, en el que indica un valor de distorsión angular equivalente a 0.002. Asimismo el valor indicado es compatible con los cuadros N° 1, N° 2, N° 3, y 4; **Fuente: Bjerrum (1963), Sowers (1962) y Meyerhof (1977).**

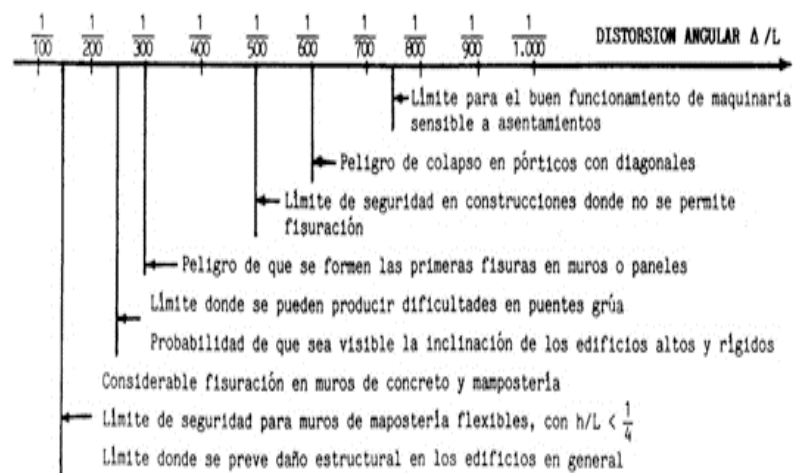
Tabla 6: Criterio de Peligrosidad respecto a la distorsión angular (FUENTE: Wahls 1981)

	Distorsión angular $\beta = \delta s/L$			
	Sowers (1962)	Bjerrum (1963)	Normas Polacas	Meyerhof (1977)
Límite peligroso para estructuras isostáticas y muros de contención				1/100
Límite de seguridad para estructuras isostáticas y muros			1/100-1/200	
Límite peligroso para estructuras reticuladas de acero u hormigón y respecto al giro de estructuras rígidas elevadas.		1/300		1/150
Límite de seguridad para estructuras reticuladas y respecto al giro de estructuras rígidas.	1/400-1/250	1/600	1/200-1/300	1/250
Límite peligroso para tabiques de estructuras reticuladas.				
Límite de seguridad para tabiques de estructuras reticuladas		1/300	1/300-1/500	1/500
Límite peligroso para la flexión cóncava (-) de muros de carga				1/1.000
Límite de seguridad para la flexión cóncava de muros de carga	1/2.000 – 1/1.000			1/2.000
Límite peligroso para la flexión convexa de muros de carga				1/1.500
Límite de seguridad de muros de carga.				1/2.500
Estructuras de paneles prefabricados			1/500-1/700	

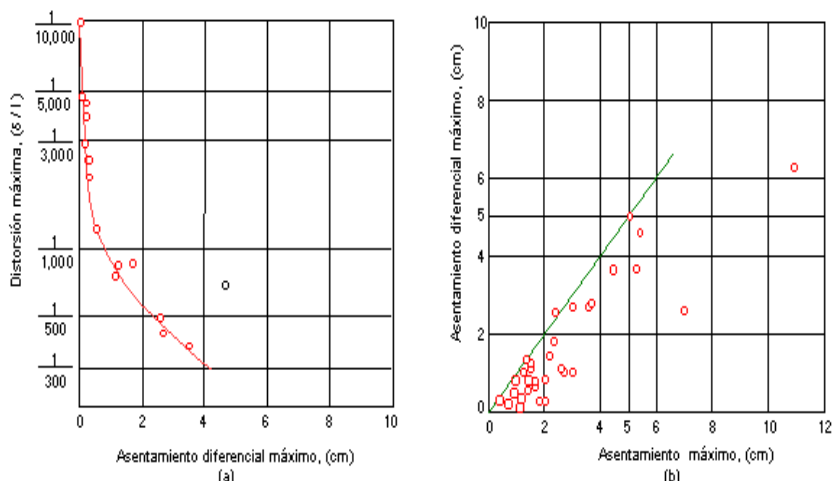
Tabla 7: Asentamiento Admisible (FUENTE: Sowers, 1962)

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	$0.004 z$	
	Rodadura de camiones, etc.	$0.01 z$	
	Almacenamiento de mercancías	$0.01 z$	
	Funcionamiento de máquinas-velares de algodón	$0.003 z$	
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	$0.0002 z$	
	Carriles de grúas	$0.003 z$	
	Drenaje de soleras	$0.01-0.02 z$	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	$0.0005-0.001 z$
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	$0.001-0.002 z$
Fisuración de revocos (yeso)		$0.001 z$	
Pórticos de concreto armada		$0.0025-0.004 z$	
Pantallas de concreto armada		$0.003 z$	
Pórticos metálicos continuos		$0.002 z$	
Pórticos metálicos sencillos		$0.005 z$	

Grafica 1: Criterio de daños en estructuras (FUENTE: Bjerrum, 1963)



Grafica 2: Asentamientos de Estructuras Cimentadas sobre Arena
(FUENTE: Bjerrum, 1963)



✓ **Capacidad de Carga por Asentamiento**

Se realizaron los cálculos considerando una cota de fundación de $D_f = 200$ cm para el reservorio de alto Santamaría y para AA.HH Las Lomas una cota de $D_f = 150$ cm.; así como un espesor importante del estrato de suelo bajo la zona de cimentación activa. Teniendo en cuenta que el Nivel Freático se encuentra a una profundidad mayor a 60.00 m. y considerando un asentamiento diferencial permisible de 2.54 cm.

✓ **Análisis para Cimientos Circulares**

La edificación a cimentar, de acuerdo a los datos proporcionados, se trata de una estructura de concreto armado para uso de reservorio, el cual se considera apoyado sobre una platea circular, para el presente análisis. En este sentido, la estructura considerada ejerce una carga de 960 Tn para el reservorio del Alto Santamaría y 1190 Tn para AA.HH Las Lomas (de acuerdo al metrado de cargas preliminar) entonces para no exceder el valor de “ q_a ” se requiere una platea circular de diámetro mayor a: $B = 10.60$ m. como mínimo, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por (Fuente: K. Terzaghi y R. Peck) se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(0.0864N_{corr} - 0.108)(D + 0.30)^2 * f_e * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}}{D}$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

N = Numero de golpes equivalente al ensayo estándar de penetración

N_{corr} = 13 correspondiente al Promedio ponderado.

F_E = factor de corrección por espesor de Estrato

f_{NF} = factor de corrección debido al Nivel freático

f_{Df} = factor de corrección por profundidad de la cimentación.

f_{δ} = factor de corrección por asentamiento admisible

Los factores de corrección: F_E , f_{NF} , f_{Df} , f_{δ} ; que se exponen en la memoria de cálculo, fueron obtenidos:

a) Factor de Corrección por Espesor del Estrato

$$f_e = f \frac{E}{D_f}$$

b) Factor de Corrección de la Napa Freática

$$f_{Nf} = (\text{cuando } N.F \text{ no existe})$$

$$f_{Nf} = 0.50 + 0.25 \left(\frac{NF - DF}{B} \right) \text{ o } 0.50 \leq N_f \leq 1$$

c) Factor de Corrección por cota de Fundación

$$\text{Cuando: } \frac{D_f}{B} < 0.50$$

$$f_{Df} = 1$$

d) Factor de Corrección por Asentamiento Admisible

$$f_{\delta} = \frac{\delta \text{ admisible}}{2.5 \text{ cm}}$$

Asimismo verificamos esta Presión Admisible por Asentamiento, empleando los mismos datos, y reemplazando estos datos en la ecuación dadas por **(Fuente: Meyerhof, 1965)**:

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28 D + 1}{3.28 D} \right)^2$$

Además, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por **(Fuente: Bowles, 1977)**

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28 D + 1}{3.28 D} \right)^2 + Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

B = Diámetro de la platea en metros

✓ Capacidad de Carga por Corte

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos realizados, encontramos los siguientes datos para determinar la resistencia admisible del terreno en estudio:

Tabla 8: capacidad de carga por corte (FUENTE: .Estudio de suelos)

CALICATA	UBICACIÓN	Nq	N _γ	γ	cohesión	N _{CORR}	φ	SUCS
				(gr/cm ³)	(Kg/cm ²)			
1	RESERVORIO ALTO SANTAMARIA	11.26	7.97	1.41	0.15	13	30.7	SP
2	RESERVORIO LAS COLINAS	9.28	6.38	1.41	-	11	30.3	SP

En base a la correlación con los resultados del ensayo de penetración dinámica obtenidos y empleando las expresiones siguientes obtenemos el ángulo de fricción valido para el presente proyecto, lo cual es compatible con el ensayo de corte Directo realizado.

$$\phi = 27.1 + 0.3 N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2 \quad \text{(Fuente : Peck, Hanson y Thornburn,1974)}$$

$$\phi = (20 N_{\text{corregido}})^{1/2} + 20 \quad \text{(Fuente: hanataka y Uchida,1996)}$$

✓ Análisis para cimientos circulares

Al analizar la estructura, apoyadas sobre plateas de área de apoyo circular, para el presente análisis. Estos ejercen aproximadamente una carga total de 780 Tn., entonces para no exceder el valor de " Q_{adm} " se necesita una platea circular de radio mayor a $R = 3.00$ m. (de diámetro como mínimo); reemplazando en la ecuación (q) se obtiene, de acuerdo a las ecuaciones de capacidad de carga del suelo bajo plateas circulares **Fuente: K. Terzaghi y R. Peck:**

$$Q_d = 1.2 C N_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.6 \gamma R N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma$$

Donde:

q_u = capacidad última de carga

q_{ad} = capacidad admisible de carga

F_s = factor de seguridad = 3

γ = peso unitario del suelo (ton/m^3)

D_f = profundidad de cimentación

N_c, N_γ, N_q = parámetros de capacidad portante en función de ϕ

S_c, S_γ, S_q = factores de forma (**Fuente : Vesic, 1973**).

$$\left\{ \begin{array}{l} N_c = \cot \phi (N_q - 1) \\ N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1) \end{array} \right. \quad (\text{Caquot y Kerisel, 1953})$$

Para cimentaciones circulares se emplean los siguientes factores de forma en (q) :

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \tan \phi$$

$$S_{\gamma} = 0.60$$

Para cargas inclinadas se deben utilizar los siguientes factores de inclinación en la ecuación (ϕ):

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi} \right) \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cos \phi} \right)^n$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cot \phi} \right)^{n+1}$$

En general no se recomienda utilizar cimentaciones con base inclinada. Donde estas sean necesarios, los siguientes factores deben ser aplicados a la ecuación (ϕ):

$$b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_{\gamma} - \frac{1 - b_{\gamma}}{N_c \tan \phi} \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

5.2.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO. (f'_c).

Para evaluar la resistencia del concreto. (f'_c) se procedió a realizar un ensayo de extracción de testigos de diamantina de cada reservorio y luego se hizo un ensayo de compresión de estos testigos para determinar la resistencia del concreto, debemos tomar en cuenta lo siguientes recomendaciones y conceptos.

5.2.3.1 Extracción de Núcleos Diamantinas y Ensayo de Resistencia a la Compresión.

Para evaluar la resistencia del concreto en una estructura, en especial cuando la resistencia de los cilindros normalizados,

modelados al pie de obra es baja, se recomienda extraer probetas, (también llamados corazones) del concreto endurecido.

Eventualmente, este procedimiento puede emplearse en diferentes casos, por ejemplo. Cuando han ocurrido anomalías en el desarrollo de la construcción, fallas de curado, aplicación temprana de cargas, incendio, estructuras antiguas, o no se cuenta con registros de resistencia o para la evaluación de reservorios.

Los testigos cilíndricos para ensayos de compresión se extraen con un equipo sonda provista de brocas diamantadas, cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia para que durante el corte no se pierda la adherencia entre el agregado y la pasta. En todos los casos, el concreto deberá tener por lo menos 14 días de colocado.

Deben tomarse tres especímenes por cada resultado de resistencia que este por debajo de la resistencia a la compresión especificada del concreto (F'_{C}).

✓ **Extracción de Núcleos de Diamantina y Ensayo de Resistencia a la Compresión.**

(Según: NTP 339.059:2011) Para la evaluación de la resistencia del concreto en una estructura, cuando la resistencia de los cilindros normalizados, modelados al pie de obra es baja, se recomienda extraer probetas, (también llamados corazones) del concreto endurecido. Este ensayo se aplicara cuando:

- Cuando ocurren irregularidades en el desarrollo de la construcción
- Fallas del curado
- Incendio en la estructura
- Estructuras Antiguas
- No se tiene registros de resistencias

• **Normas Nacionales e Internacionales para la Realización del Ensayo**

NTP 339.059:2011 (Nacional): Este Norma Técnica Peruana establece normas y parámetros de cómo se obtiene y prepara el ensayo de corazones diamantino de concreto por longitud o resistencia a la compresión o determinaciones de resistencia a la tracción por compresión.

ASTM C42 (Internacional) : Esta norma internacional nos da a conocer que Las muestras de concreto endurecido se debe utilizar en la preparación de los especímenes para el ensayo de resistencia no se debe de tomar en cuenta hasta que el concreto se encuentre endurecido de manera que al retirar la muestra no se afecte. Las muestras de concreto defectuoso o dañado, que no pueden ser ensayadas, deben ser reportadas indicando la razón que las inhabilita para usarse en preparación de especímenes para el ensayo de resistencia.

Norma Mexicana NMX C-169-1997 (Internacional): La presente Norma Mexicana dispone de procedimiento para la obtención, preparación y prueba de corazones extraídos de concreto endurecido; para determinar los espesores de su resistencia a la compresión simple y de su resistencia a la tensión por compresión diametral así como también de las vigas cortadas en concreto endurecido, para determinar la resistencia a la tensión por flexión.

- **Materiales que se Utilizan para la Extracción de Núcleos de Diamantina**

Brocas diamantinas, testigos cilíndricos, calibrador o vernier de 0.5 mm de precisión, bomba de agua inyectora.



Figura 5.1: taladro de diamantina

Fuente: (Propia – 2019)



Figura 5.2: Materiales que se utilizan para la extracción

Fuente: (Propia – 2019)

• **Recomendaciones para el Procedimiento del Ensayo (según: NTP 339.059:2011)**

- Los testigos cilíndricos para ensayos de compresión se extraerán con un equipo especializado de sonda provista de brocas diamantadas, el concreto deberá tener por lo menos 14 días de colocado.
- Se tomará tres especímenes para analizar el F´C.

- La extracción se realizara en forma perpendicular a la superficie, cuidando que en la zona no existan juntas, ni se encuentren próximas a los bordes.
- Se descartaran los testigos cilíndricos dañados o defectuosos.
- los corazones deban secarse en temperaturas normales durante 7 días antes de probarse. Si el concreto de la estructura va a estar superficialmente húmedo en las condiciones de servicio, los corazones se sumergirán en agua por lo menos durante 48 horas antes de rotura.

Geometría de los especímenes:

Diámetro:

- El diámetro de los testigos será por lo menos tres veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso usado en el concreto.
- La resistencia a compresión de un espécimen con diámetro nominal de 2 pulg. (50 mm) es conocido para ser algo bajo y más variable que aquellos especímenes con diámetro nominal de 4 pulg. (100 mm).

Longitud:

- La longitud del espécimen deberá ser tal que, cuando esté refrendado, sea prácticamente el doble de su diámetro o esté entre 1.9 y 2.1 veces el diámetro.
- Especímenes con relación longitud-diámetro igual o menor que 2 requiere de un factor de corrección para la medida de la resistencia.
- No deberán utilizarse testigos cuya longitud antes del refrendado sea menor que el 95% de su diámetro.

Preparación, curado y refrendado:

- Después de que los especímenes han sido taladrados, se limpia la superficie con agua y permitir que la humedad superficial se evapore. Colocar los especímenes en bolsas plásticas o recipientes no absorbentes y sellados para prevenir la pérdida de humedad.

- Los testigos deben de tener sus caras planas, paralelas entre ellas y perpendiculares al eje del espécimen, las protuberancias o irregularidades de las caras de ensayo 30 deberán ser eliminadas mediante aserrado cuando sobrepasen los 5 mm.
- El A.C.I. recomienda que, si el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicio, los corazones deberán sacarse al aire (temperatura entre 15 y 30 °C, humedad relativa menor del 60%), durante 7 días antes de la prueba, y deberán probarse secos.
- Antes del ensayo a compresión, el espécimen deberá ser refrendado en ambas caras, de manera que se obtenga superficies adecuadas, con el fin de conseguir una distribución uniforme de la carga, generalmente los cilindros se tapan (refrendan) con mortero de azufre (ASTM C 617) o con tapas de almohadillas de neopreno (ASTM C 1231).

• **Interpretación de los Resultados**

Si la relación L/D del espécimen es 2.00 o menor, corregir los resultados obtenidos por multiplicación con el apropiado factor de corrección mostrado en la siguiente tabla

Tabla 9: Relación L/D corrección (fuente: NTP 339.059: 2011)

Relación L/D corrección	Factor de corrección
2.0	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.0	0.87

Usar interpolación para determinar los factores de corrección para valores L/D no indicados en la tabla

• **Evaluación de los Resultados**

(Según el ACI 318), el concreto de la zona representada por las pruebas de corazones, se considera estructuralmente adecuada si el promedio de los tres corazones es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada (f'_c) y ningún corazón tiene una resistencia menor del 75% de la resistencia especificada (f'_c). A

fin de comprobar la precisión de las pruebas, se pueden volver a probar zonas representativas de resistencias erráticas de los corazones.

5.2.4 EVALUACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL

Posteriormente al desarrollo del ensayo de Extracción de Núcleos Diamantina y ensayo de resistencia a la compresión se procede a la elaboración del cálculo del acero estructural, por ello se realiza una modelación estructural en el programa SAP 2000, para el cálculo de momentos y esfuerzos que afectan a la estructura luego se hace la evaluación del cálculo de acero estructural.

Por ultimo realizamos una comparación de resultados con los planos estructurales del expediente.

Para realizar el presente análisis tomaremos en cuenta los siguientes puntos:

5.2.4.1 Cálculo Del Acero Estructural para Elementos Sometidos a Tracción

Para realizar el cálculo del acero estructural será necesario tener en cuenta las siguientes formulas:

$$A_s = \frac{F}{\phi F_y}$$

$\phi = 0.9$, Es el coeficiente que se recomienda para reservorios o tanques sometidos a tracción según **(la sección 9.3.2 del código ACI 318-05)**

$$A_s = \frac{F_r}{\phi F_y}$$

$\phi = \frac{1}{1.65} = 0.61$, es el coeficiente que se recomienda para la tracción en el diseño de reservorios **(Fuente: Comisión Nacional del Agua Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Diseño Estructural de Recipientes diciembre de 2007).**

Según el código ACI 318s-14 recomienda un esfuerzo mínimo igual:

$A_s = 0.8 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$ y $A_s = \frac{14.1}{f_y} * b * d$, se Toma el mayor valor. Para realizar el cálculo del acero mínimo de elementos de sección rectangular con refuerzos en tracción que son sometidos a flexión.

- Espaciamiento del acero anular (s)

$$S = \frac{A_v * 100}{A_s}$$

5.2.4.2 Cálculo del Acero por el Método del Estado Elástico Agrietado

Según Tesis: Corzo, L. (2011). “procedimiento de diseño estructural de un reservorio circular apoyado de concreto armado cumpliendo los parámetros de la propuesta de norma E0.30 2014 para la zona de ICA” (Tesis de pregrado) Universidad Nacional San Luis Gonzaga, Perú.

$$F_s = 0.6 f_y$$

$$F_c = 0.45 f_c$$

Calculo de k y j

$$K = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{n * f_c}\right)}$$

F_s = Fatiga de trabajo en kg / cm²

F_c = Resistencia a la compresión en kg / cm²

n = E_s / E_c

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * x * d}$$

✓ **Cálculo de Acero Mínimo**

- A_{s min} = 0.0018 * b * d, acero para losas, (según: ACI 318 M – 08).

- $A_s h_{min} = 0.0025 * b*d$, acero horizontal para muros, (**según: ACI 350.3-01**).
- $A_s v_{min} = 0.0015 * b*d$, acero vertical para muros, (**según: NORMA E.060**).

5.2.5 NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS RESERVORIOS APOYADOS.

A continuación detallamos publicaciones de referencias sismo resistente tanto nacional como internacional para la realización de la tesis

5.2.5.1 Normas Sismorresistentes Peruanas

- ✓ E.020 (**NORMA DE CARGAS - 2006**).
- ✓ E.060 (**NORMA DE CONCRETO ARMADO - 2009**).
- ✓ E.030 (**NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE - 2018**).

5.2.5.2 Normas o Códigos Extranjeros

- ✓ Seismic design of liquid containing concrete structures and commentary (ACI 350.3-06). Esta norma tiene métodos simplificados para el análisis y diseño sísmico de líquido con estructuras de hormigón.
- ✓ Metric code requirements (ACI 350-01) for concrete environmental engineering structures and comments (ACI 350RM-01), reported by ACI 350
- ✓ Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (ACI 350.3-01) y Comentarios (350.3R-01), Reportado por el comité ACI 350.
- ✓ Consideraciones de diseño para estructuras de hormigón de ingeniería ambiental (ACI 350.4R-04), informadas por el comité 350 de ACI.
- ✓ Requisitos del código de construcción para concreto estructural (ACI 318M-08) y comentarios, informados por el Comité 318 de ACI.

- ✓ Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14).
- ✓ Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318s-05) y comentario (ACI 318sr-05)
- ✓ El ACI 371R – 08 Esta guía presenta recomendaciones para materiales, análisis, diseño y Construcción de tanques de almacenamiento de agua elevados de hormigón-pedestal. En el capítulo 9 del Aci 350.3 – 06 obtenemos referencias para la determinación de masas equivalentes del agua en movimiento. Así también en esta guía se observa las combinaciones de carga para el diseño de los elementos que componen el reservorio elevado. Se toma ASCE/ SEI 7 – 05 como guía para determinar la aceleración de diseño del movimiento sísmico y la respuesta espectral. Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño se tomara los pasos que se señala en el apartado 5.1.2.8 del ASCE/SEI 7 – 05.

5.2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LAS ESTRUCTURAS DE LOS RESEVORIOS APOYADOS.

5.2.6.1 Propiedades Mecánicas de Los Materiales Utilizados en la Estructura del Concreto de los Reservorios Apoyados

Tabla 10: Propiedades mecánicas de los materiales (NORMA E.060)

Tipo de Material	Calidad del material	Peso Específico (ton /m ³)	Módulo de Elasticidad (ton /m ²)	Coefficiente de Poisson
Concreto	$f'c = 210$ kg/cm^2	2.4 ton/m ³	2.1×10^7	0.2

5.2.6.2 CARGAS DE DISEÑO PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Tabla 11: Cargas de Gravedad (NORMA E.020)

Tipo de carga	Referencias	Carga
Cargas Permanentes		
Peso específico del concreto armado.	NORMA E.020	2.40 tn/m ³

Peso específico del fluido.	NORMA E.020	1.00 tn/m^3
Sobrecarga		
Carga viva en la cúpula.	NORMA E.020	0.05 tn/m^3

5.2.7 DETALLES DE LAS NORMAS TÉCNICAS UTILIZADAS EN LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS AFECTADAS POR SISMOS.

5.2.7.1 Detalle de la Norma Sismorresistente 2018 (E.030)

En el Perú no se tiene normas nacionales para diferentes tipos de estructuras como: puentes, silos, reservorios, torres de transmisión, muelles, túneles y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento sísmico es diferente al de una edificación, se debe utilizar los valores Z (tipos de zonificación) y S (tipos de suelo) de amplificados de acuerdo a la importancia de la estructura considerando la práctica internacional.

La presente norma dispone condiciones mínimas para el correcto diseño sismo resistente de las edificaciones

✓ Tipos de Zonas Sísmicas en el Perú

En el Perú existen 4 diferentes tipos de zonas sísmicas como se aprecia en la figura 5.3

En estas zonas podemos observar la correcta distribución de las zonas sísmicas del Perú, sus características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.



Figura 5.3: Zonas Sísmicas en el Perú
Fuente: (Norma E.030, 2018)

Como podemos observar en la tabla N°12 se le coloca un valor Z según se indica en la tabla. Este factor Z se representa como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser sobrepasada en 50 años. El factor Z se interpreta como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 12: Factores de Zonificación, (NORMA E.030, 2018)

TABLA N°12 FACTORES DE LA ZONA "Z"	
ZONA	COEFICIENTE
ZONA 1	0.10
ZONA 2	0.25
ZONA 3	0.35
ZONA 4	0.45

- ✓ **Condiciones Geotécnicas (según: Norma E.030- 2018).**
- **Perfiles de Suelo**

Para esta Norma, se clasificarán los perfiles de suelo tomando en cuenta lo siguiente:

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} conseguidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), para suelos cohesivos el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u)

Las presentes propiedades deberán determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

Los tipos de perfiles de suelo son:

A. Perfil Tipo S_0 : Roca Dura. Son suelos compuestos de roca dura con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones corresponderán al sitio del proyecto. Cuando se sabe que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales serán usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .

B. Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos.

Este tipo de suelo son rocas con diferentes grados de fracturación, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

C. Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios.

Son suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación

de onda de corte \bar{v}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incorporándose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{s}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

D. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos.

Son suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{v}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en el que su cimiento sea sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{s}_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Los perfiles que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes condiciones: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{s}_u menor que 25 kPa.

E. Perfil Tipo S3: Condiciones excepcionales.

Este tipo de suelos son excepcionalmente flexibles y los lugares donde las condiciones topográficas son negativas. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

Tabla 13: Clasificación de los perfiles de suelo, (NORMA E.030, 2018)

Perfil	Clasificación de los Perfiles del Suelo		
	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kpa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kpa a 100 kpa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kpa a 50 kpa
S4	Clasificación basada en EMS		

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas

Tabla 14: Factores de Suelo según Zonificación (NORMA E.030,2018)

Factores de Suelo Según Zonificación				
Zona	Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.20	1.4
Z1	0.8	1	1.60	2.0

Tabla 15 : Períodos de Tp y Tl según perfil de suelo (NORMA E.030,2018)

Períodos "TP" Y "TL"				
	Perfil del Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP(S)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL(S)	3.0	2.5	2.0	1.6

El factor de amplificación sísmica o espectral C, varía de acuerdo a las características del lugar

$$T < T_P \dots C = 2.5 \dots \dots \dots \text{Ec. 1}$$

$$T_P < T < T_L \dots C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \dots \dots \dots \text{Ec. 2}$$

$$T > T_L \dots C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \dots \dots \dots \text{Ec. 3}$$

Por ultimo para determinar El factor de uso (U), para el caso de reservorios apoyados nos basamos en el capítulo 3 donde se da a conocer que es una estructura esencial y pertenece a la categoría A por lo que su factor correspondiente seria $U = 1.5$

5.2.7.2 Detalle de la Guía para el Análisis, Diseño Y Construcción de Concreto Elevado y Compuesto de Acero y Hormigón tanques de Almacenamiento de Agua (ACI 371 R-08.)

El ACI 371R - 08 Este documento proporciona orientación para diseñar y construir reservorios. Para establecer masas equivalentes del agua en movimiento debemos tener en cuenta el capítulo 9 del ACI 350.3-06

Así también, se muestran las combinaciones de las cargas del estudio, análisis y diseño de todos los componentes del reservorio.

5.2.7.3 ACI-350.3-06. (Diseño Sísmico de Estructuras de Hormigón que Contienen Líquidos y Comentarios)

Las fuerzas del análisis estático propuesto en El presente capítulo se obtienen a través de las fuerzas generadas por el comportamiento hidrodinámico del agua.

El código internacional ACI-350.3-06 en el capítulo 4 instruye a determinar las fuerzas que han sido producidas por un sismo para esto se efectúa un análisis dinámico o estático.

Tabla 16: Factor de modificación de respuesta (R) (ACI 350.301)

Tipo de Estructura	Rwi Superficial o en Pendiente	Enterrado	Rwc
Anclados de Base flexible	4.75	4.5	1
Empotrado o simple apoyo	2.75	4	1
No anclados llenos o vacíos	2	2.75	1
Estanques Elevados	3	-	1

5.2.8 TIPO DE ANALISIS SISMICOS.

Para el desarrollo de la presente tesis se ha tomado en cuenta los siguientes tipos de análisis sísmicos.

5.2.8.1 Análisis Estático (Según: ACI 350.3-01)

El análisis estático se encarga en aplicar cargas estáticas en cada uno de sus niveles para imitar el efecto del desastre de un sismo. Para la correcta distribución de las diferentes cargas es necesario deducir un primer modo de oscilación de forma triangular y despreciar el efecto de los otros modos.

El principal objetivo del análisis resistencia estática de las estructuras es la correcta apreciación de un estado constante de estrés de una estructura sometida a fuerzas constante en el tiempo (estáticos). Esta evaluación del estado de estrés se realiza generalmente con el fin de sondear las características de diseño adoptadas contra el criterio de resistencia

✓ Masas Equivalentes de Líquidos Acelerados

(Análisis según metodología del apéndice a del ACI 350.3-01).

$$\frac{W_i}{W_I} = \frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$$

$$\frac{W_c}{W_I} = 0.230\left(\frac{D}{H_L}\right)\tanh\left(3.68\left(\frac{H_I}{D}\right)\right)$$

Wi = Masa equivalente de la componente impulsiva.

Wc = Masa equivalente de la componente convectiva.

WI = Masa total del líquido.

D = Diámetro del reservorio.

✓ Alturas en Centros de Gravedad Excluyendo la Presión Basal

Para reservorios con: $\frac{D}{H_L} < 1.333$

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

Para reservorios con: $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$

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

Para todos los reservorios

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \times \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

H_i = Altura de reacción impulsiva.

H_c = Altura de reacción convectiva.

H_L = Altura total del líquido.

✓ **Cálculo de la Rigidez para la Masa Convectiva**

(Según: ACI 350.3-01).

$$K = 45 * \left(\frac{W_c}{W_L} \right)^2 * \left(\frac{H_L}{D} \right)^2 * \left(0.5 * \frac{W_L}{H_L} \right)$$

H_i = Altura del fluido almacenado.

D = Diámetro interior del reservorio.

W_c = Masa convectiva.

W_L = Masa total del líquido.

K = Constante de rigidez de los resortes de la masa convectiva.

✓ **Peso de los Muros del Reservorio (WU)**

Para el cálculo del peso de los muros del reservorio con influencia del agua se necesita conocer las medidas hidráulicas y posteriormente el factor de corrección (ϵ) dado en la siguiente formula. **(Circular Tanks, P.C.A)**

✓ **Coefficiente de Masa Efectiva (E)**

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

D = Diámetro del reservorio apoyado.

H_L = Altura total del fluido.

✓ **Cortante en la Base**

Procedemos a hallar la cortante estática en la base según los parámetros y normas establecidos en la NORMA E.030, 2016.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * \text{Peso total}$$

5.2.8.2 Análisis Dinámico (Según: NORMA E.030,2018)

El análisis dinámico comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo como resultado de los desplazamientos y deformaciones. El presente análisis consiste en establecer todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas (modos) y sus correspondientes frecuencias. La respuesta final será la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que depende de la masa y dirección del sismo).

Para un correcto y adecuado análisis es necesario someter a la estructura a varios registros sísmicos escalados a una pseudoaceleración cuyo valor va depender de los parámetros sísmicos establecidos de la zona y el tipo de estructura que se debe de analizar.

5.2.8.3 Análisis Modal Espectral (SEGÚN: NORMA E.030,2018)

El análisis modal espectral es una de las técnicas empleadas de análisis dinámico de estructuras, tiene como finalidad el correcto

cálculo de las propiedades dinámicas como frecuencia y modos naturales al igual que al amortiguamiento.

El análisis modal será teórico o experimental. El análisis modal sigue, los siguientes pasos:

- Definición de masas, grados de libertad y la rigidez de todos los componentes que la conforman
- Establecer y determinar las frecuencias y los modos de vibración del sistema.
- Asociar periodos naturales de vibración a los modos.
- Determinar los desplazamientos máximos en función del espectro de diseño.
- Determinar las fuerzas de inercia asociadas a los desplazamientos máximos.
- Determinar las fuerzas cortantes y momentos de volteo basales.

5.3. ANALISIS DE DATOS Y PRESENTACION DE RESULTADOS

5.3.1 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

En el presente estudio de suelos, se obtuvieron los siguientes resultados tomando en cuenta que los cálculos de la capacidad de carga por asentamiento y capacidad ultima por corte son de los C1-E1 Y C2-E1 que es donde se encuentra la cota de fundación, así como los cimientos correspondientes de cada reservorio.

Proyecto: Tesis

Tesista: Ticona Gómez Jesús Leonardo.

Ubicación del reservorio N°1: Alto Santamaría.

Fecha: junio del 2019

✓ **ENSAYO:** ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Análisis Granulométrico del Reservorio Alto Santamaría

NORMA: ASTM D422

MUESTRA: CALICATA 1 – ESTRATO 1

PROFUNDIDAD: 0.00 a 1.20 m.

PESO DE MUESTRA: 1000 gr

Tabla 17: Análisis Granulométrico C1 – E1

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Aber. mm.	Peso Reten.	%Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800	-	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-	-
1"	25.400	-	-	-	-
3/4"	19.000	-	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	-	-
3/8"	9.500	-	-	-	-
3/4"	6.350	-	-	-	-
Nº 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300	-	-	-	-
10	2.000	5.40	0.54	99.46	0.54
16	1.190	-	-	-	-
20	0.840	12.40	1.24	98.22	1.78
30	0.590	-	-	-	-
40	0.420	56.60	5.66	92.56	7.44
50	0.297	-	-	-	-
60	0.250	169.60	16.96	75.60	24.40
80	0.177	-	-	-	-
100	0.149	521.00	52.10	23.50	76.50
140	0.105	-	-	-	-
200	0.074	210.20	21.02	2.48	97.52
Fondo		24.80	2.48	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.	-	-
D ₁₀ (mm)		0.101	Cu	2.18	-
D ₃₀ (mm)		0.162	Cc	1.18	-
D ₆₀ (mm)		0.220	-	-	-



Figura 5.4: Grafica del Análisis Granulométrico

Fuente: (Estudio de Suelos)

NORMA: ASTM D422

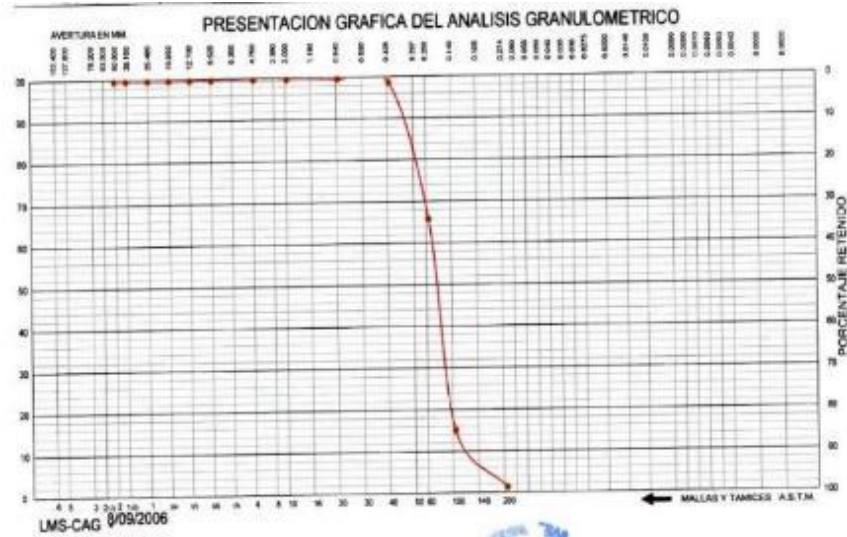
MUESTRA: CALICATA 1 – ESTRATO 2

PROFUNDIDAD: 1.20 a 3.00 m.

PESO DE MUESTRA: 1000 gr

Tabla 18: Análisis Granulométrico C1 – E2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Aber. mm.	Peso Reten.	%Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800	-	-	-	-
1 ½"	38.100	-	-	-	-
1"	25.400	-	-	-	-
¾"	19.000	-	-	-	-
½"	12.700	-	-	-	-
3/8"	9.500	-	-	-	-
¼"	6.350	-	-	-	-
Nº 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300	-	-	-	-
10	2.000	0.20	0.02	99.98	0.02
16	1.190	-	-	-	-
20	0.840	0.60	0.06	99.92	0.08
30	0.590	-	-	-	-
40	0.420	9.60	0.96	98.96	1.04
50	0.297	-	-	-	-
60	0.250	326.60	32.66	66.30	33.70
80	0.177	-	-	-	-
100	0.149	504.80	50.48	15.82	84.18
140	0.105	-	-	-	-
200	0.074	136.60	13.66	2.16	97.84
Fondo		21.60	2.16	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.	-	-
D ₁₀ (mm)		0.117	Cu	2.03	-
D ₃₀ (mm)		0.177	Cc	1.13	-
D ₆₀ (mm)		0.237	-	-	-



- **ENSAYO: PESO VOLUMETRICO.**

Tabla 19: Peso Volumétrico

MOLDE	1
1. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	755.5
2. Peso de la arena + frasco (gr)	4000
3. Peso de la arena empleada (gr) 2-1	3244.5
4. Volumen del hueco (cm^3)	2301.1
Densidad de la arena (gr/cm^3)	1.41

- **ENSAYO: CONTENIDO DE HUMEDAD.**

Tabla 20: Contenido de Humedad

control de humedad	
Recipiente N°	1
Peso de la lata + Suelo humedo (gr)	359.7
Peso de la lata + Suelo seco (gr)	351.9
Peso de Agua (gr)	7.8
Peso de lata (gr)	31.5
Suelo seco (gr)	320.4
Porcentaje de humedad con Speedy (%)	2.43

- **CLASIFICACION DE SUELOS.**

Tabla 21: Clasificación de suelo C-1, E-1

calicata	estrato	Profundidad (m)	GRANULOMETRIA				PROPIEDADES FISICAS						
			N°4	N°10	N°40	N°200	AASHTO	SUCS	Limites Consistencia			C	Ø
									L.L	L.P	I.P		
1			S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA										
1	1.20 m		100	99.46	92.56	2.48	A-3 (0)	SP	0.00	0.00	0.00	0.15	30.7

Tabla 22: Clasificación de suelo C-1, E-2

calicata	estrato	Profundidad (m)	GRANULOMETRIA				PROPIEDADES FISICAS						
			N°4	N°10	N°40	N°200	AASHTO	SUCS	Limites Consistencia			C	Ø
									L.L	L.P	I.P		
1			S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA										
2	3.00 m		100	99.98	98.96	2.16	A-3 (0)	SP	0.00	0.00	0.00	0.15	30.7

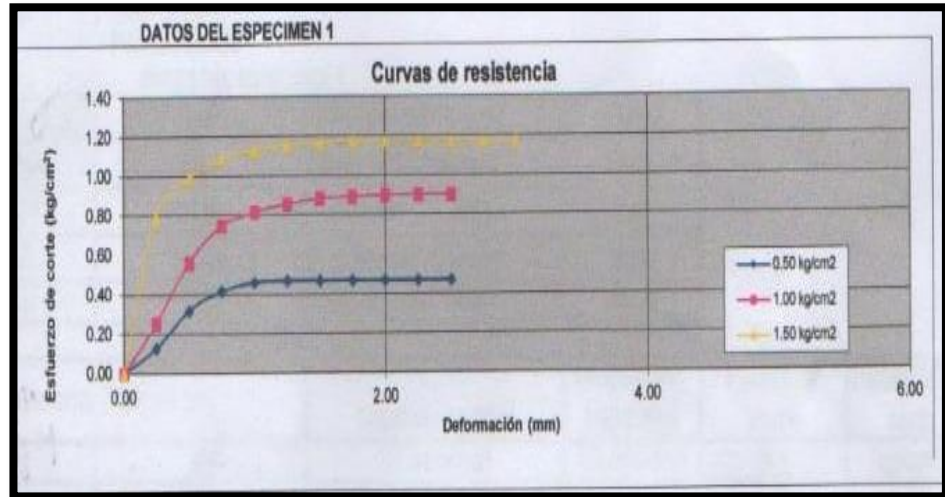
- RESUMEN DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

SONDAJE: C – 1

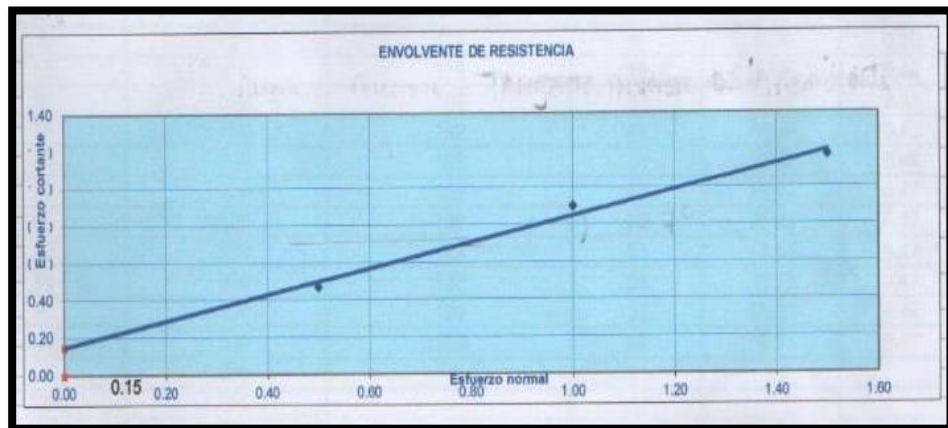
Clasif. (SUCS): SP/Arena Mal Graduada

PROFUNDIDAD: 0.00 a 1.20 m.

VELOCIDAD (mm/min): 0.5



GRAFICA N°3: Curvas de Resistencia



Esf. Normal kg/cm2	Esf.Cortante kg/cm2
0.50	0.47
1.00	0.90
1.50	1.17

RESULTADOS	
C =	0.15
$\phi =$	30.7

GRAFICA N°4: Resultados de la Cohesión y Angulo de fricción Interna (se adjunta los ensayos completos en los anexos de la tesis)

- RESUMEN DEL ENSAYO DE DPL.

ENSAYO DPL C - 1: PROFUNDIDAD 1.20 m – 3.00 m

la evaluación de la resistencia del suelo se efectuó a partir de los 1.20 m de profundidad, obteniéndose un valor promedio de resistencia del suelo de N=14 golpes que corresponde a un suelo pobremente graduado posteriormente se realizó el cálculo $N_{corr} = N \times \text{factor de corrección del largo de la varilla} = 14 \times 0.95 = 13$

ENSAYO DPL - 01		N
N° DE ENSAYO	PROFUNDIDAD EN (m)	
1	1.20-1.30	6
2	1.30-1.40	9
3	1.40-1.50	10
4	1.50-1.60	12
5	1.60-1.70	14
6	1.70-1.80	17
7	1.80-1.90	19
8	1.90-2.00	21
9	2.00-2.10	22

Tabla 22-A: ENSAYO DPL

- CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO (NORMA E- 0.30).

Según la clasificación de la Norma E-030 para el estudio de suelos de Alto Santamaría teniendo en cuenta la resistencia al corte del suelo que ese encuentra entre 0.5 kg/cm^3 y 1 kg/cm^3 así como sus características medianamente rígidos serán clasificados como suelos intermedios S_2

• Análisis Granulométrico del Reservorio AA. HH Señor de Luren-Colina Arrabales (Subtanjalla)

NORMA: ASTM D422

MUESTRA: CALICATA 1 – ESTRATO 1

PROFUNDIDAD: 0.00 a 1.20 m.

PESO DE MUESTRA: 1000 gr

NORMA: ASTM D422

MUESTRA: CALICATA 1 – ESTRATO 2

PROFUNDIDAD: 1.20 a 3.00 m.

PESO DE MUESTRA: 1000 gr

Tabla 24: Análisis Granulométrico C2 – E2

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamizez ASTM	Aber. mm.	Peso Reten.	%Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800	-	-	-	-
1 ½"	38.100	-	-	-	-
1"	25.400	-	-	-	-
¾"	19.000	-	-	-	-
½"	12.700	-	-	-	-
3/8"	9.500	-	-	-	-
¼"	6.350	-	-	-	-
Nº 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300	-	-	-	-
10	2.000	1.00	0.10	99.90	0.10
16	1.190	-	-	-	-
20	0.840	8.70	0.87	99.03	0.97
30	0.590	-	-	-	-
40	0.420	29.60	2.96	96.07	3.93
50	0.297	-	-	-	-
60	0.250	121.50	12.15	83.92	16.08
80	0.177	-	-	-	-
100	0.149	563.10	56.31	27.61	72.39
140	0.105	-	-	-	-
200	0.074	269.70	26.97	0.64	99.36
Fondo		6.40	0.64	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.	-	-
D ₁₀ (mm)		0.100	Cu	2.07	-
D ₃₀ (mm)		0.153	Cc	1.13	-
D ₆₀ (mm)		0.207	-	-	-



Figura 5.7: Grafica del Análisis Granulométrico

Fuente: (Estudio de Suelos)

- ENSAYO: PESO VOLUMETRICO.

Tabla 25: Peso Volumétrico

MOLDE	1
1. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	768.5
2. Peso de la arena + frasco (gr)	4000
3. Peso de la arena empleada (gr) 2-1	3231.5
4. Volumen del hueco (cm^3)	2291.8
Densidad de la arena (gr/cm^3)	1.41

- ENSAYO: CONTENIDO DE HUMEDAD.

Tabla 26: Contenido de Humedad

control de humedad	
Recipiente N°	1
Peso de la lata + Suelo humedo	356.3
Peso de la lata + Suelo seco	346.4
Peso de Agua	9.9
Peso de lata	31
Suelo seco	315.4
Porcentaje de humedad con Speedy (%)	3.14

- CLASIFICACION DE SUELOS.

Tabla 27: Clasificación de suelo C-2, E-1

calicata	estrato	Profundidad (m)	GRANULOMETRIA				PROPIEDADES FISICAS						
			N°4	N°10	N°40	N°200	AASHTO	SUCS	Limites Consistencia			C	Ø
									L.L	L.P	I.P		
2			S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA										
	1	1.20 m	100	99.90	97.18	1.06	A-3 (0)	SP	0.00	0.00	0.00	0.00	30.3

Tabla 28: Clasificación de suelo C-2, E-2

calicata	estrato	Profundidad (m)	GRANULOMETRIA				PROPIEDADES FISICAS						
			N°4	N°10	N°40	N°200	AASHTO	SUCS	Limites Consistencia			C	Ø
									L.L	L.P	I.P		
2			S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA										
	2	3.00 m	100	99.90	96.07	0.64	A-3 (0)	SP	0.00	0.00	0.00	0.00	30.3

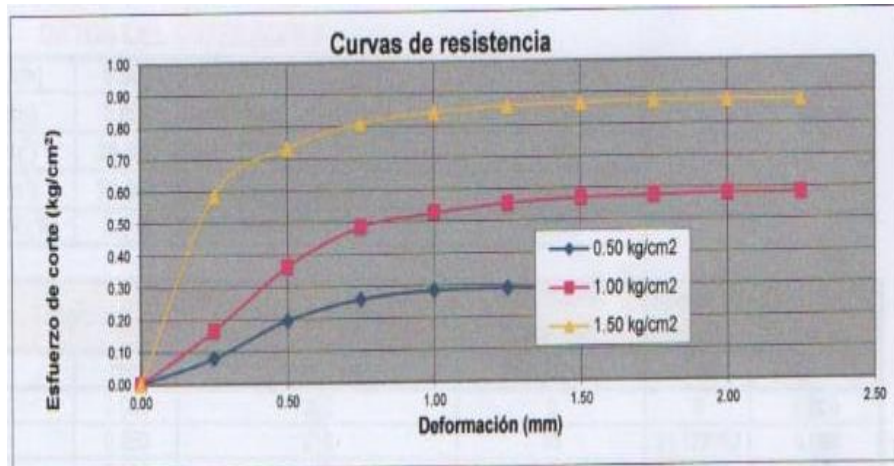
- RESUMEN DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

SONDAJE: C – 2

Clasif. (SUCS): SP/Arena Mal Graduada

PROFUNDIDAD: 0.00 a 1.20 m.

Velocidad (mm/min): 0.5



GRAFICA N°5: Curvas de Resistencia



Est. Normal kg/cm2	Est. Cortante kg/cm2
0.50	0.290
1.00	0.584
1.50	0.873

RESULTADOS	
C =	0.00
$\phi =$	30.3

GRAFICA N°6: Resultados de la Cohesión y Angulo de fricción Interna (se adjunta los ensayos completos en los anexos de la tesis)

- RESUMEN DEL ENSAYO DE DPL.

ENSAYO DPL C - 2: PROFUNDIDAD 1.20 m – 3.00 m

la evaluación de la resistencia del suelo se efectuó a partir de los 1.20 m de profundidad, obteniéndose un valor promedio de resistencia del suelo de N=12 golpes que corresponde a un suelo pobremente graduado posteriormente se realizó el cálculo $N_{corr} = N \times \text{factor de corrección del largo de la varilla} = 12 \times 0.95 = 11$

ENSAYO DPL - 02		N
N° DE ENSAYO	PROFUNDIDAD EN (m)	
1	1.20-1.30	7
2	1.30-1.40	9
3	1.40-1.50	10
4	1.50-1.60	12
5	1.60-1.70	14
6	1.70-1.80	16
7	1.80-1.90	19

Tabla 28-A: ENSAYO DPL

- CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO (NORMA E- 0.30).

Según la clasificación de la Norma E-030 para el estudio de suelos de Asentamiento Humano Señor de Luren teniendo en cuenta la resistencia al corte del suelo que ese encuentra entre 0.5 kg/cm^3 y 1 kg/cm^3 así como sus características medianamente rígidos serán clasificados como suelos intermedios S_2

5.3.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

✓ PARÁMETROS CONOCIDOS. (ALTO SANTAMARIA)

Calicata N°, estrato N°: C1, E1

Clasificación SUCS: S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA

Angulo de fricción interna (ϕ): 30.7° (según: estudio de suelos)

Cohesión (C): 0.15 kg/cm^2 (según: estudio de suelos)

Peso unitario (U): 1.41 gr/cm^3 (según: estudio de suelos)

$$N_{\text{corregido}} = 13$$

$$\theta = 0.002 \left(\frac{1}{500}\right) \text{ (según la tabla de la norma (E.050))}$$

$\delta = 2.54 \text{ cm}$ (Según: Grafica de Asentamientos de estructuras sobre arena) (Hjerrum, 1963)

Cota de Fundación (Df): 2.00 m

Diámetro del cálculo (D): 12.10 m

✓ **FORMULA PARA EL ANÁLISIS DE CAPACIDAD ÚLTIMA POR ASENTAMIENTO**

- (Según: Terzaghi, Peck)

Para $D > 1.20$

$$q_d = (0.0864 N - 0.108) \left(\frac{B + 0.30}{B}\right)^2 \times f_E \times f_{NF} \times f_{Df} \times f_{\delta}$$

$$q_d = 1.09 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de Corrección	
f_E = Por estrato	1.00
f_{NF} = Por Napa Freatica	1.00
f_{Df} = Por Cota de Fundacion	1.00
f_{δ} = Por Asentamiento	1.02

- (según: Meyerhof, 1965)

$$q_d = 7.99 N_{\text{cor}} \left(\frac{3.28D + 1}{3.28D}\right)^2$$

$$q_d = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

- (según : Bowles, 1977)

$$q_d = 7.99 N_{\text{corr}} \left(\frac{3.28D + 1}{3.28D}\right)^2 Fd \left(\frac{S_e}{25.4}\right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

Fd = Factor de Profundidad = 1.33

$$q_d = 146.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 1.46 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA POR CORTE**

- **Datos del Suelo:**

Angulo de fricción = 30.7° (según: estudio de suelos)

Cota fundación (DF) = 2.00 m

$\gamma = 1.41 \text{ gr/cm}^3$ (según: estudio de suelos)

Radio = 380 cm

F.S. = 3

Peso Actuante = 1490 TN

Tipo de Suelo = SP (según: estudio de suelos)

- **Calculo de Factores de Corrección:**

Para N = 30

Para N = 13

Nq = 19.48

Nq = 11.26

Ny = 17.052

Ny = 7.97

Nc = 31.372

Nc = 21.10

- **Para Cimientos Circulares:**

$$Q_d = 1.2CN_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.6 \gamma R N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma$$

$$q_d = 6.32 \text{ kg/cm}^2$$

- **Capacidad Admisible de Carga**

$$q_{\text{admisible}} = \frac{q_d}{\text{F.S.}}$$

$$q_{\text{admisible}} = \frac{6.32}{3} = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{admisible}} = 21.08 \text{ Tn/m}^2$$

✓ **PARÁMETROS CONOCIDOS (AA.HH Las Lomas Subtanjalla)**

Calicata N°, estrato N°: C1, E1

Clasificación SUCS: S - P /ARENA POBREMENTE GRADUADA

Angulo de fricción interna (θ):30.3°

Cohesión (C):0 kg/cm²

Peso unitario (U):1.41 gr/cm³

$$N_{\text{corregido}} = 11$$

$$\theta = 0.002 \left(\frac{1}{500}\right) \text{ (según la tabla de la norma (E.050))}$$

$\delta = 2.54 \text{ cm}$ (según: Grafica de Asentamientos de estructuras sobre arena) (Hjerrum, 1963)

Cota de Fundación (Df): 1.50 m

Diámetro del cálculo (D): 7 m

✓ **FORMULA PARA EL ANALISIS DE CAPACIDAD ÚLTIMA POR ASENTAMIENTO**

- (según : Terzaghi, Peck)

Para $D > 1.20$

$$q_d = (0.0864 N - 0.108) \left(\frac{B + 0.30}{B}\right)^2 \times f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$

$$q_d = 0.88 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de Corrección	
f_E = Por estrato	1.00
f_{NF} = Por Napa Freatica	1.00
f_{DF} = Por Cota de Fundacion	1.00
f_δ = Por Asentamiento	1.00

- (según : Meyerhof, 1965)

$$q_d = 7.99N_{\text{cor}} \left(\frac{3.28D + 1}{3.28D}\right)^2$$

$$q_d = 0.92 \text{ kg/cm}^2$$

- (según : Bowles, 1977)

$$q_d = 7.99 N_{\text{corr}} \left(\frac{3.28D + 1}{3.28D} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$F_d = 1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \leq 1.33$$

$F_d = \text{Factor de Profundidad} = 1.33$

$$q_d = 122.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

✓ ANALISIS DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA POR CORTE

Datos del Suelo:

Angulo de fricción = 30.3° (según: estudio de suelos)

Cota fundación (DF) = 1.50 m

$\gamma = 1.41 \text{ gr/cm}^3$ (según: estudio de suelos)

Radio = 470 cm

F.S. = 3

Peso Actuante = 960 TN

Tipo de Suelo = SP (según: estudio de suelos)

Calculo de Factores de Corrección:

Para N = 30

Nq = 18.40

Ny = 15.668

Nc = 30.140

Para N = 11

Nq = 9.82

Ny = 6.38

Nc = 19.29

Para Cimientos Circulares:

$$Q_d = 1.2 C N_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.6 \gamma R N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma$$

$$q_d = 5.08 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad Admisible de Carga

$$q_{\text{admisible}} = \frac{q_d}{F.S.}$$

$$q_{\text{admisible}} = \frac{5.08}{3} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{admisible}} = 16.92 \text{ Tn/m}^2$$

5.3.3 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO APOYADO

Para el análisis y evaluación a nivel estructural de los reservorios en estudio, se realizó un modelamiento numérico empleando el método de elementos finitos (FEM). El método de elementos finitos (FEM) es la técnica más potente de discretización en mecánica estructural. El concepto básico dentro de la interpretación física del FEM es la subdivisión del modelo numérico en componentes disjuntos (no superpuestos) de geometría simple llamados elementos finitos o simplemente elementos para abreviar. La respuesta de cada elemento se expresa en términos de un número finito de grados de libertad caracterizados como el valor de una función o funciones desconocidas en un conjunto de puntos nodales.

La respuesta del modelo matemático es considerada aproximada por el hecho que el modelo discreto es obtenido por el ensamblaje de los elementos finitos. El concepto de desconexión-ensamblaje ocurre naturalmente cuando examinamos algunos sistemas naturales y artificiales. Por ejemplo, es fácil visualizar un motor, puente, edificio o esqueleto fabricado con componentes simples.

El análisis por elementos finitos en el programa SAP2000 v.20 requiere la siguiente información:

- La locación espacial de los puntos nodales (geometría).
- Elementos que conectan los puntos nodales.
- Propiedades de masa.
- Restricciones o condiciones de borde.
- Definir funciones de fuerzas o cargas.
- Opciones de análisis.

Debido a que el FEM es un método de discretización, el número de grados de libertad de un modelo FEM es necesariamente finito. Estos grados de libertad son ensamblados en un vector columna u ; este vector es generalmente llamado vector de estado. El procedimiento de solución consiste en encontrar los valores de estos desplazamientos nodales y luego calcular los esfuerzos internos en los distintos elementos estructurales. El procedimiento de solución con el FEM es el siguiente:

- Dividir la estructura en pedazos (elementos con nudos) (discretización/nudos).
- Conectar (ensamblar) los elementos en los nodos para formar un sistema aproximado de ecuaciones para toda la estructura (formando matrices de elementos).
- Resolver el sistema de ecuaciones que involucran cantidades desconocidas en los nodos (por ejemplo, desplazamientos).
- Calcular las repuestas internas (por ejemplo, deformaciones y esfuerzos) en los elementos seleccionados.

En las Figuras 5.8 y 5.9 se muestra una vista en 3D de los reservorios en análisis. El primero es un reservorio apoyado de una capacidad de almacenamiento de $150m^3$, ubicado en el Caserío Los Arrabales, distrito de Subtanjalla. El segundo, de igual manera es un reservorio apoyado con una capacidad de almacenamiento de $500m^3$.

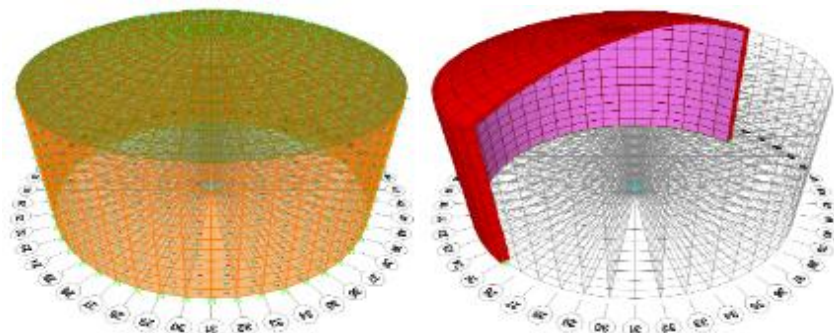


Figura 5.8: Modelo Numérico del Reservorio Caserío Los Arrabales distrito de subtanjalla. Vista 3D, Vol. $150m^3$

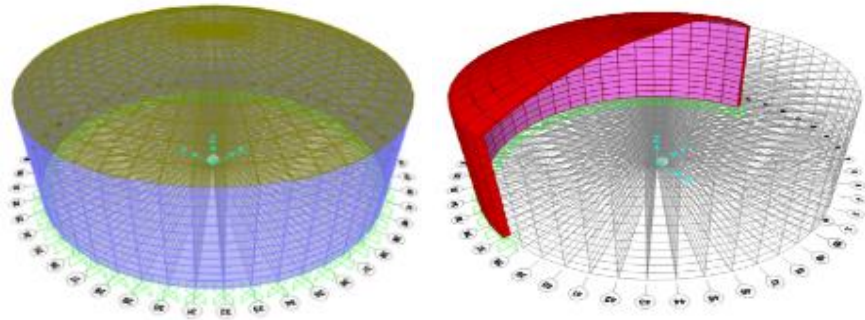


Figura 5.9: Modelo numérico del reservorio Alto Santamaría, distrito Ica. Vista 3D, Vol. $500 m^3$

✓ **MODELADO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

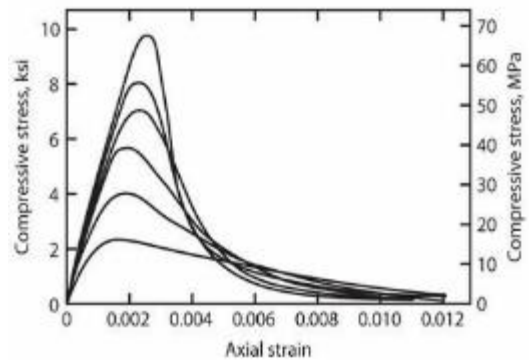
Las relaciones lineales esfuerzo-deformación de los materiales contienen las constantes de sus propiedades mecánicas, que únicamente pueden ser evaluadas a través de ensayos experimentales en laboratorio o de mediciones en campo. Las propiedades mecánicas para la mayoría de los materiales comunes, tales como el acero, el concreto, son bien conocidas, y se definen en función de tres parámetros: el módulo de elasticidad (E), la relación de Poisson (ν), y el coeficiente de dilatación térmica (α). Así como también, el peso específico (γ) y la densidad (ρ) son propiedades fundamentales de los materiales.

Previo al desarrollo del método de elementos finitos, en la mecánica de sólidos la mayoría de las soluciones analíticas se limitaban a los materiales isotrópicos (iguales propiedades en todas sus direcciones de análisis) y homogéneos (iguales propiedades mecánicas en todos los puntos del sólido). Esta limitación fue superada desde la introducción del método de elemento finito, permitiendo trabajar con materiales anisotrópicos y heterogéneos. Sin embargo, es común que para propósitos de diseño o evaluación a nivel estructural considerar al concreto como un material isotrópico, de igual manera al acero de refuerzo.

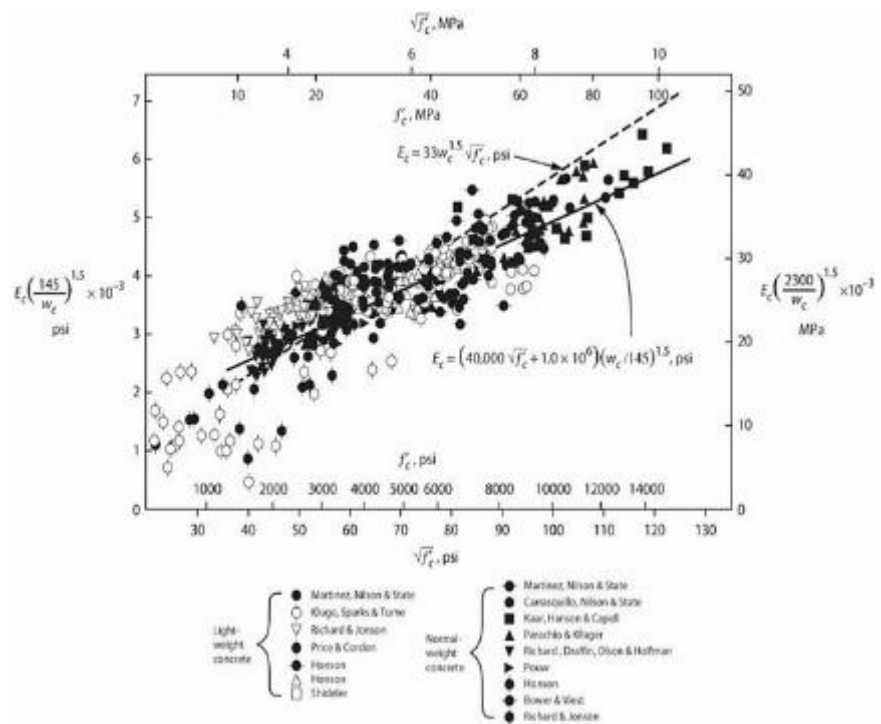
En la **Figura 5.10**, se muestra un ensayo a compresión uniaxial del concreto bajo carga monotónica, de este ensayo se puede registrar la relación carga-deformación axial. Luego, de esta curva se calcula el módulo de elasticidad (E) como la pendiente del rango lineal de la curva. En la Figura 3c, se muestra también una ecuación semi-empírica para estimar E a partir del f'_c (Jack Moehle, 2014).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.10: (a) ensayo a compresión uni-axial con carga monotónica en probetas de concreto 6x12in; (b) curva esfuerzo-deformación uni-axial de probetas de concreto de peso normal; (c) módulo de elasticidad vs resistencia a compresión del concreto. **Fuente:** Jack Moehle, 2014

De igual manera las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, fueron tomados a partir de considerar que el acero usado en la construcción de los reservorios es el tipo A-36. La forma más general de la relación tridimensional esfuerzo-deformación para materiales isotrópicos estructurales lineales sujetos tanto a los esfuerzos mecánicos como a cambios de temperatura puede expresarse de manera matricial como muestra la expresión matricial de la Figura 5.11 (Edward Wilson, 2008).

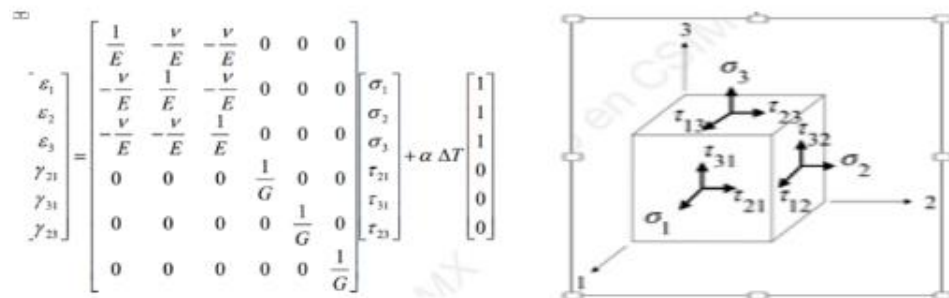


Figura 5.11: Tensor de deformación para materiales isotrópicos. **Fuente:** Edward Wilson, 2008

En la Figura 5.16, se puede apreciar que las deformaciones del material dependen de las propiedades mecánicas de la misma (módulo de elasticidad, módulo de corte y coeficiente de dilatación térmica). Ya hemos indicado como obtener el módulo de elasticidad, ahora tendremos que definir el coeficiente de Poisson, para obtener el módulo de corte del material a partir del módulo de elasticidad.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Ecuación 1. Módulo de corte

Por lo tanto, para materiales isotrópicos, se tiene que definir solamente el módulo de elasticidad (E) y la relación de Poisson (ν). La mayoría de los programas de computadora usan la Ecuación (1) para calcular el módulo de cortante, como es el caso del SAP2000. Ver Figura 5.12



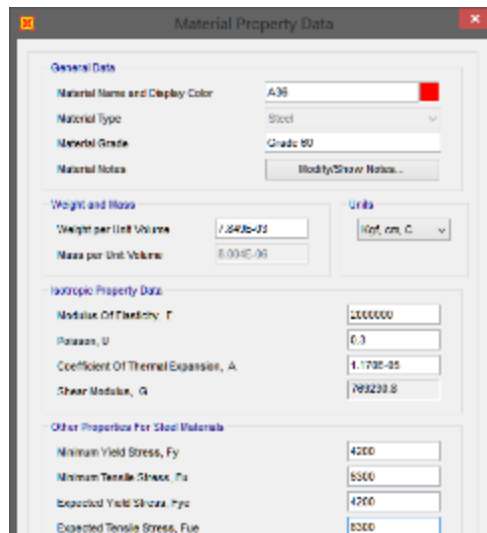


Figura 5.12: Definición de las propiedades mecánicas del concreto y acero en SAP2000. **Fuente:** SAP 2000

✓ MODELADO DE LA INTERACCION LIQUIDO-ESTRUCTURA

La cisterna es modelada usando el método de G.W. Housner (1963). Este método esencialmente asume que el efecto hidrodinámico debido a la carga sísmica puede ser evaluado aproximadamente como la suma de las dos siguientes partes:

- Parte impulsiva, la cual representa la porción del líquido que se mueve en conjunto con la estructura.
- Parte convectiva, la cual representa el efecto de la acción del chapoteo del líquido.

La Figura 5.13(a) muestra un esquema típico de una cisterna circular de diámetro D . Donde el peso impulsivo del líquido (W_i) se asume que está rígidamente adherida a la estructura a una altura h_i con respecto a la base; mientras que el peso convectivo (W_c) está adherido a la estructura por medio de resortes con rigidez (k) y amortiguamiento limitado a una altura de h_c con respecto a la base.

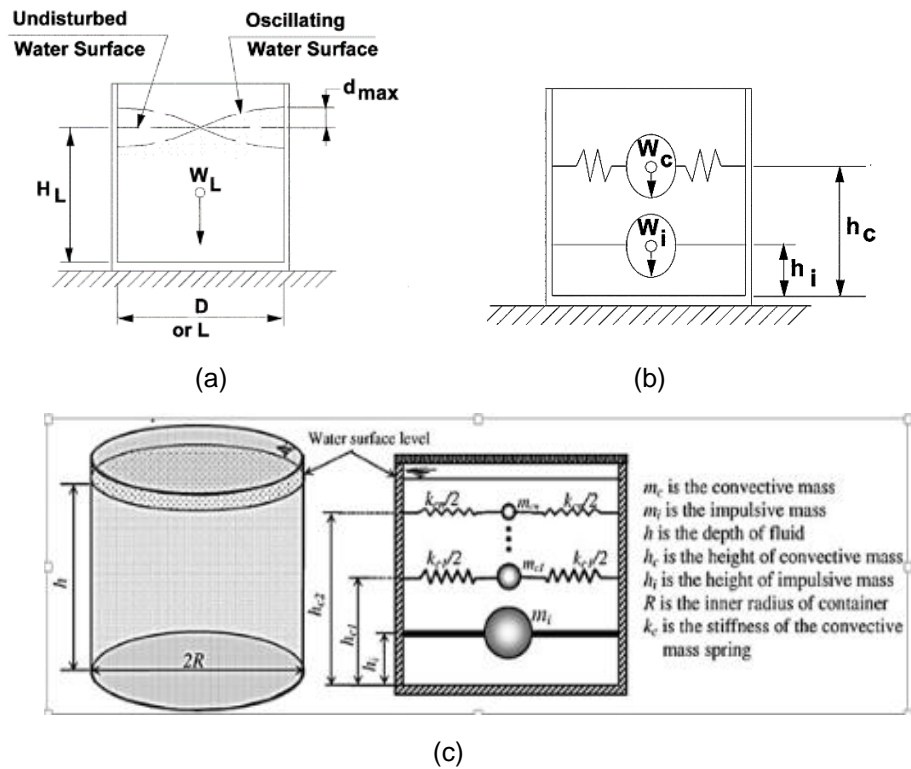


Figura 5.13: (a) Movimiento del líquido en el tanque; (b) modelo dinámico simplificado para diseño de tanques con muro rígido; (c) modelo dinámico de tanques con muro rígido, con “n” masas que simulan las frecuencias naturales del chapoteo de la masa convectiva. **Fuente : G.W. Housner (1963)**

En el modelo dinámico del tanque se podría considerar “n” masas convectivas las cuales simularían las frecuencias naturales del oleaje o también llamado sloshing (Figura 5.13c). Sin embargo, estas tienen una influencia despreciable para el análisis de las fuerzas ejercidas sobre el contenedor o cuba. Por ello, para la evaluación práctica del tanque de concreto armado se utilizó un modelo simplificado (Figura 6b), el cual permitió una formulación matemática adecuada y de fácil entendimiento; de esta manera obtener una respuesta ante las cargas externas que actúan sobre el tanque (ACI 350.3-06).

Por lo tanto, para el reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla se calculó el peso equivalente del líquido en aceleración en sintonía con la vibración del tanque (peso impulsivo (W_i) y el peso del líquido que vibra de forma independiente (peso convectivo (W_c)):

Donde:

Muros circulares: $D := 7 \text{ m}$ (diámetro interior del reservorio)
 $H := 4.2 \text{ m}$ (altura total del muro interior)
 $H_L := 3.9 \text{ m}$ (altura de agua dentro del reservorio)
 $t_w := 200 \text{ mm}$ (espesor del muro de reservorio)

Peso del agua: $W_L := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H_L \cdot \gamma_L = 150.09 \text{ tonnef}$

Masa del agua: $m_L := \frac{W_L}{g} = 15.3 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad (\text{Ec. 9-15; ACI 350.3-06}) \quad W_i := \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \cdot W_L = 88.3 \text{ tonnef}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \quad (\text{Ec. 9-16; ACI 350.3-06})$$

$$W_c := 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \cdot W_L = 59.94 \text{ tonnef}$$

Luego, calculamos la altura al centro de gravedad de las masas impulsivas (h_i) y convectivas (h_c). Para luego asignar estas masas impulsivas y convectivas a sus alturas respectivas en el programa SAP2000.

Altura al centro de gravedad de la masa impulsiva (h_i):

para tanques con $\frac{D}{H_L} < 1.333$ para tanques con $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) \quad (\text{Ec. 9-17; ACI 350.3-06}) \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (\text{Ec. 9-17; ACI 350.3-06})$$

por lo tanto: $h_i := \text{if } \frac{D}{H_L} < 1.333 \left. \begin{array}{l} \left\| \left(0.5 - 0.09375 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right) \cdot H_L \right. \\ \text{clsc} \\ \left\| 0.375 \cdot H_L \right. \end{array} \right| = 1.463 \text{ m}$

Altura al centro de gravedad de la masa convectiva (h_c)

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)} \quad (\text{Ec. 9-19; ACI 350.3-06})$$

$$h_c := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)} \right) \cdot H_L = 2.43 \text{ m}$$

se puede observar:

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.59$$

el 59% del peso del líquido equivalente se acelera en sintonía con la estructura (masa impulsiva).

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.40$$

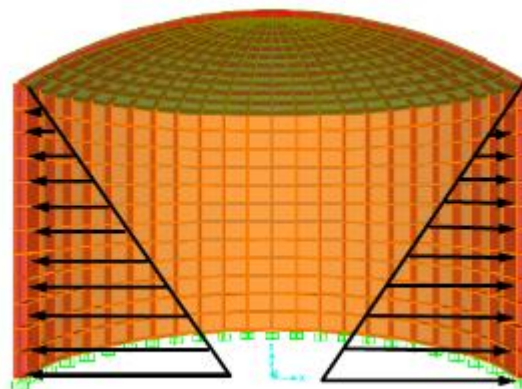
el 40% del peso del líquido equivalente se acelera de manera independiente a la estructura (masa convectiva).

$$1 - \left(\frac{W_i + W_c}{W_L} \right) = 1.23\%$$

la suma de las masas impulsivas y convectivas es 1.2% menor que la masa del líquido.

✓ MODELADO DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA SOBRE LAS PAREDES DEL TANQUE.

Entre las condiciones de carga a tener en cuenta, está la acción de las presiones hidrostáticas que ejerce el líquido almacenado (Figura 5.14). Por ello, el tanque debe ser diseñado para resistir estas cargas durante su periodo de vida.



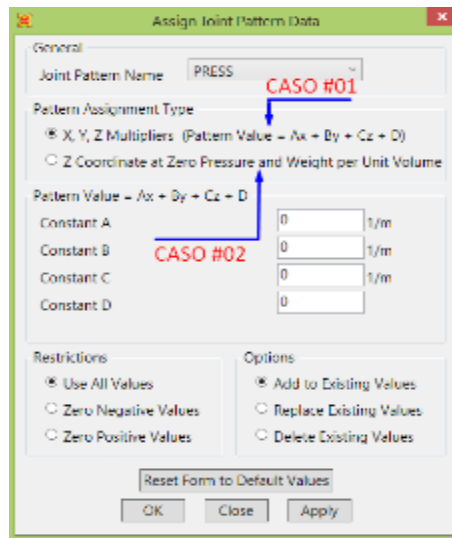


Figura 5.14: Presión hidrostática sobre paredes del tanque (izq.). Asignación de las presiones hidrostáticas usando joint pattern – sap2000 (der.) **Fuente:** SAP 2000

Estas presiones fueron asignadas en cada nodo de integración a través de patrones de nudo (joint patterns). Para ello, hay dos opciones para asignar este patrón de cargas.

Caso 1: Método multiplicador (X, Y, Z), la ecuación que define el patrón de cargas para cada nodo seleccionado es $Ax+By+Cz+D$, donde x, y, z son las coordenadas del nudo seleccionado en el sistema de coordenadas globales (X, Y, Z). Las unidades de las constantes A, B, y C son 1/Longitud y la constante C es adimensional. Aclarar que el patrón de cargas calculado también es adimensional. En la Figura 5.15 se muestra que el patrón de cargas hidrostáticas tiene una altura de 3.85m actuando en la dirección del eje local 3-3 (del interior del tanque hacia el exterior).

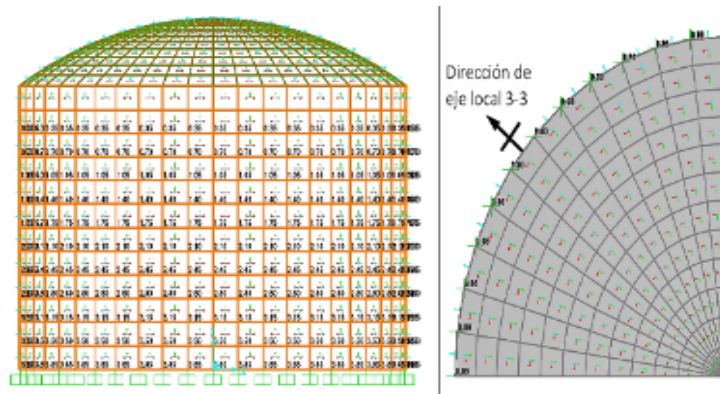


Figura 5.15: Patrón de carga hidrostática sobre el reservorio Caserío Los Arrabal, distrito Subtanjalla. **Fuente:** SAP 2000

La ecuación que define el patrón de carga toma los valores que se muestra en la Figura 5.16. Donde las constantes A y B son iguales a cero, esto debido a que solo se busca una distribución de presiones en la coordenada z.

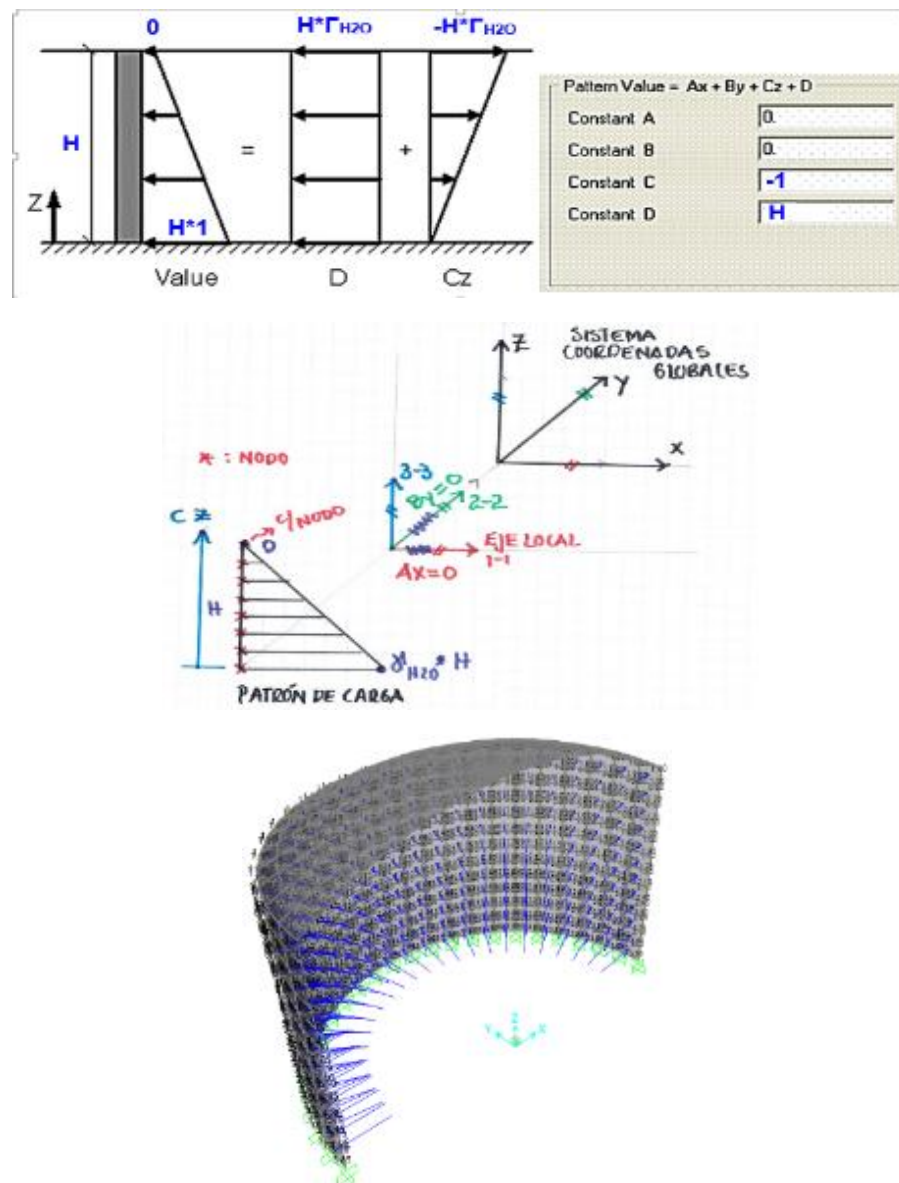


Figura 5.16: Patrón de carga hidrostática, Joint Patterns SAP2000. **Fuente :** SAP2000

La función del joint pattern del SAP2000 permite generar un patrón de carga, que varía entre cero (superficie libre del líquido) y $\Gamma_{H_2O} \cdot H$ (presión máxima en la base de la pared del tanque). El peso específico del agua ($\Gamma_{H_2O} = 1000 \text{ kgf/m}^3$) es un valor constante y la profundidad será la coordenada (z) hasta tomar un valor máximo (H). Luego, una vez definido

el patrón de carga fue asignado como presiones en la superficie de las paredes del tanque. Estas presiones actúan perpendicularmente a la superficie de la pared.

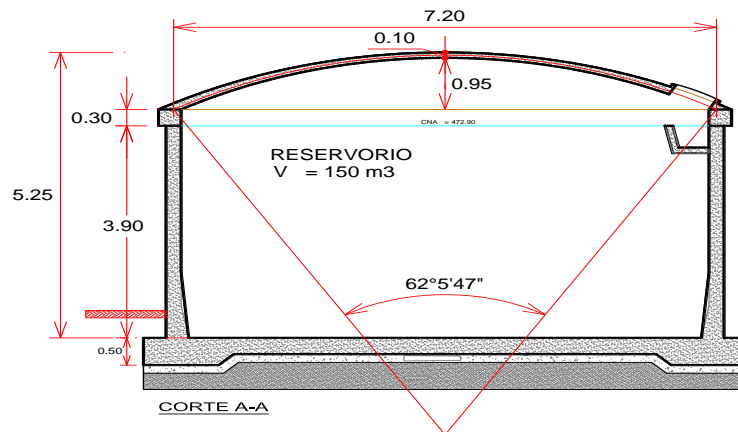
5.3.4 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO APOYADO

La evaluación estructural de los reservorios apoyados en análisis, permitirán determinar su posible nivel de desempeño ante un sismo severo, bajo las exigencias de nuestro código actual de ingeniería sismorresistente (E.030). De esta manera estimar el nivel de riesgo de pérdida económica para las instituciones correspondientes y la suspensión del abastecimiento de agua para la población.

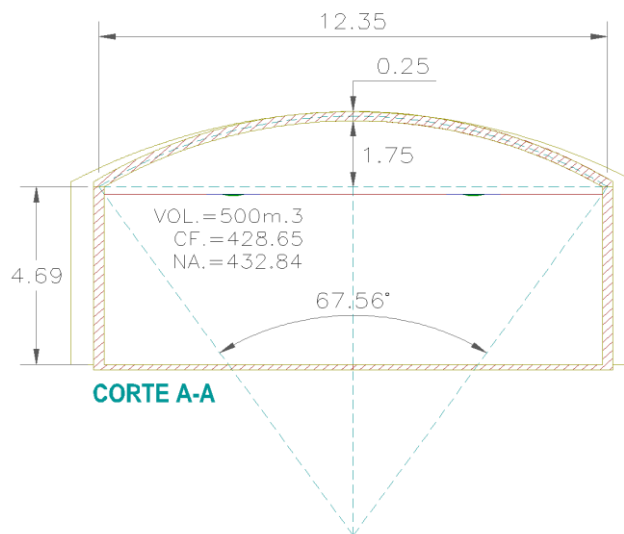
Fue necesario definir las propiedades mecánicas de los materiales empleadas en la construcción de la cisterna. Así, como su configuración geométrica real, para ello fue realizado replanteo en campo con los planos de construcción existentes. Luego, en este ítem será necesario generar el modelo dinámico de la cisterna y someterla a una demanda sísmica. Para ello, se usó el programa SAP2000 v.20.

5.3.4.1 Análisis Estático para Reservorios Apoyados

Para el proceso de análisis sísmico estático fue necesario definir, previamente, el peso o masa de la estructura. Para ello, se realizó un metrado de cargas; considerando entre ellas las cartas permanentes (peso propio, acabados) y cargas no permanentes (sobre carga). Estas están directamente relacionadas con las dimensiones del elemento en análisis, en este trabajo se realiza una evaluación de estructuras existentes, por lo tanto, con geometrías ya definidas (Figura 5.17).



(a)



(b)

Figura 5.17: (a) Geometría del reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla; **(b)** Geometría del reservorio P.J. Santa Rosa, distrito Ica. **Fuente:** Expediente Técnico

ANÁLISIS ESTÁTICO DEL RESERVORIO SUBTANJALLA:

En primer lugar vamos a definir los principales parámetros que definen la geometría del reservorio (Figura 5.17a). Estas se dividen en función al elemento que describe: muros circulares, losa de fondo, cúpula, anillo.

Cabe aclarar que todos los cálculos fueron realizados en un software de cálculo para ingenieros denominado Mathcad Prime 5.0.0.

Muros circulares:	$D := 7 \text{ m}$	(diámetro interior del reservorio)
	$H := 4.2 \text{ m}$	(altura total del muro interior)
	$H_L := 3.9 \text{ m}$	(altura de agua dentro del reservorio)
	$t_w := 0.2 \text{ m}$	(espesor del muro de reservorio)
Losa de fondo:	$h_b := 0.3 \text{ m}$	(altura de cimiento, se recomienda $\geq t_w$)
Cúpula (domo esférico):	$r_r := 6.98 \text{ m}$	(radio de cubierta esférica)
	$h_r := 1 \text{ m}$	(altura de cubierta esférica)
	$t_r := 0.1 \text{ m}$	(espesor de cubierta esférica)
	$\alpha := 30^\circ$	(ángulo de inclinación de cubierta esférica)
Anillo:	$b_a := 0.30 \text{ m}$	(ancho del anillo de concreto)
	$h_a := 0.30 \text{ m}$	(alto o peralte del anillo de concreto)

➤ PROPIEDADES DINÁMICAS:

Luego, se calculó el peso y masa del reservorio en estado vacío y lleno (líquido). El cálculo de los pesos también fue realizado por elementos: Muros, cúpula, losa de fondo y peso del agua.

Muros:

$$\text{Peso del muro: } W_{\text{muro}} := \pi \cdot \left(\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right) \cdot H \cdot \gamma_c = 45.6 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso del anillo: } W_{\text{anillo}} := \pi \cdot \left(\left(\frac{D}{2} + b_a \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right) \cdot h_a \cdot \gamma_c = 4.95 \text{ tonnef}$$

$$\text{Peso total del muro: } W_W := W_{\text{muro}} + W_{\text{anillo}} = 50.55 \text{ tonnef}$$

$$\text{Masa total del muro: } m_W := \frac{W_W}{g} = 5.16 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$$

Cúpula y sobrecarga: es de práctica común considerar una carga no-permanente adicional sobre la cúpula (sobre-carga) con un valor de 100 kgf/m².

$$\text{Peso de la cúpula: } W_r := 2 \pi \cdot r_r \cdot h_r \cdot t_r \cdot \gamma_c = 10.53 \text{ tonnef}$$

$$\text{Piso terminado cúpula: } W_{sd} := 2 \pi \cdot r_r \cdot h_r \cdot 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 4.39 \text{ tonnef}$$

Peso total de la cúpula: $W_R := W_r + W_{sd} = 14.91 \text{ tonnef}$

Masa total de la cúpula: $m_R := \frac{W_R}{g} = 1.52 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$

Esta carga no-permanente de sobrecarga, fue asignada sobre la cúpula en el modelo numérico (Figura 5.18) en la dirección de la gravedad. Se puede apreciar en la Fig. 5.18 que en sistema de coordenadas locales se muestra un valor de -0.10 tonf/m^2 (eje local 3-3).

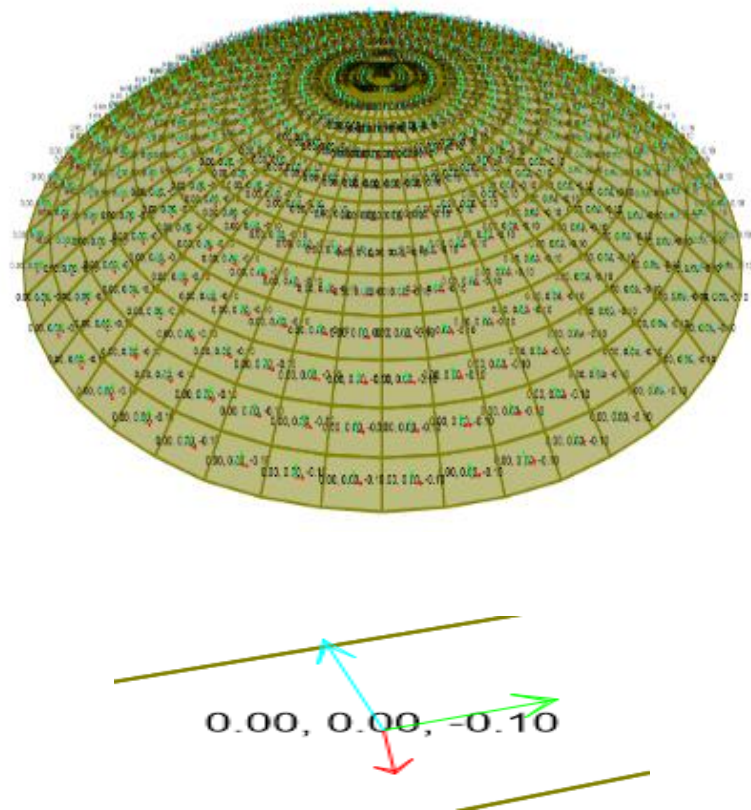


Figura 5.18: Asignación de carga permanente denominada acabados.
Fuente: SAP2000

Losa de fondo:

Peso de la losa: $W_b := \pi \cdot \left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 \cdot h_b \cdot \gamma_c = 30.97 \text{ tonnef}$

Masa de la losa: $m_b := \frac{W_b}{g} = 3.16 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$

Peso del agua:

$$\text{Peso del agua: } W_L := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H_L \cdot \gamma_L = 150.09 \text{ tonnef}$$

$$\text{Masa del agua: } m_L := \frac{W_L}{g} = 15.3 \frac{\text{g}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$$

Por lo tanto, el peso total del reservorio, en ambas condiciones, vacío y lleno es:

Peso total del reservorio vacío:

$$W_{\text{vacío}} := W_W + W_R + W_b = 96.43 \text{ tonnef}$$

Peso total del reservorio lleno:

$$W_{\text{lleno}} := W_W + W_R + W_b + W_L = 246.52 \text{ tonnef}$$

➤ **MODELO DINÁMICO:**

Peso equivalente del líquido en aceleración, peso impulsivo (W_i)

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad \text{ACI 350.3-06, Ec. 9-15}$$

$$W_i := \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \cdot W_L = 88.3 \text{ tonnef}$$

Peso equivalente del líquido en aceleración, peso convectivo (W_c)

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \quad \text{(ACI350.3-06, Ec. 9-16)}$$

$$W_c := 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \cdot W_L = 59.94 \text{ tonnef}$$

De donde se puede observar que porcentaje de la masa del líquido se comporta como masa impulsiva (con periodo de vibración en sintonía con la estructura de concreto) y convectiva (con periodo de

vibración diferente al tanque, simulando el oleaje del líquido contenido).

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.59$$

El 59% del peso del líquido equivalente se acelera en sintonía con la estructura (masa impulsiva)

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.40$$

El 40% del peso del líquido equivalente se acelera de manera independiente a la estructura (masa convectiva)

$$1 - \frac{W_i + W_c}{W_L} = 1.23\%$$

La suma de las masas impulsivas y convectivas es 1.2% menor que la masa del líquido.

Coefficientes para determinar la frecuencia fundamental del sistema tanque-líquido

para $D/HL > 0.667$:

$$C_W := 9.375 \cdot 10^{-2} + 0.2039 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$$C_W = 0.16$$

$$C_I := C_W \cdot 10 \cdot \sqrt{\frac{t_w}{0.5 D}} = 0.39$$

Periodo fundamental de oscilación del tanque (considerando la componente impulsiva del líquido)

$$\omega_i := \frac{C_I}{H_L} \cdot \sqrt{E_c \cdot \frac{g}{\gamma_c}} = 299.73 \frac{1}{s} \quad T_i := \frac{2 \pi}{\omega_i} = 0.02 \text{ s}$$

Periodo natural del primer modo del sloshing (convectivo)

$$\lambda := \sqrt{3.68 \cdot (g) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)} = 5.91 \frac{m^2}{s}$$

$$\omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 2.23 \frac{1}{s} \quad T_c := \frac{2 \pi}{\omega_c} = 2.81 \text{ s}$$

Coefficiente de masa efectiva (ϵ)

$$\varepsilon := \begin{cases} \text{if } 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021 \leq 1 \\ \left| 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021 \right| \\ \text{else} \\ 1 \end{cases} = 0.73$$

El coeficiente ε representa la relación de la masa dinámica equivalente (o generalizada) del muro y losa del tanque con respecto a la masa real total del tanque.

➤ INTERACCIÓN LÍQUIDO-ESTRUCTURA

El análisis sísmico y diseño de tanques contenedores de líquido es complicado debido a la interacción del líquido, estructura, fundación y suelo. Para este trabajo de investigación no se está considerando la interacción suelo-estructura, pues se está asumiendo un empotramiento perfecto en la base del tanque.

Para modelar la interacción Líquido-Estructura se está empleando el modelo equivalente de Housner, denominado modelo masa-resorte para líquidos (Livaoglu, 2006). Este modelo equivalente propuesto por Housner, que trata de modelar el comportamiento dinámico del fluido al interior del tanque (Fig. 5.19). Es importante indicar que los factores en la ecuación de Housner fue modificada por (Epstein, 1976). El fluido es remplazado por una masa impulsiva (m_i), que está rígidamente conectada al muro del tanque y una masa convectiva (m_c) conectada al muro del tanque por resortes lineales (LLink) con una rigidez total K_c .

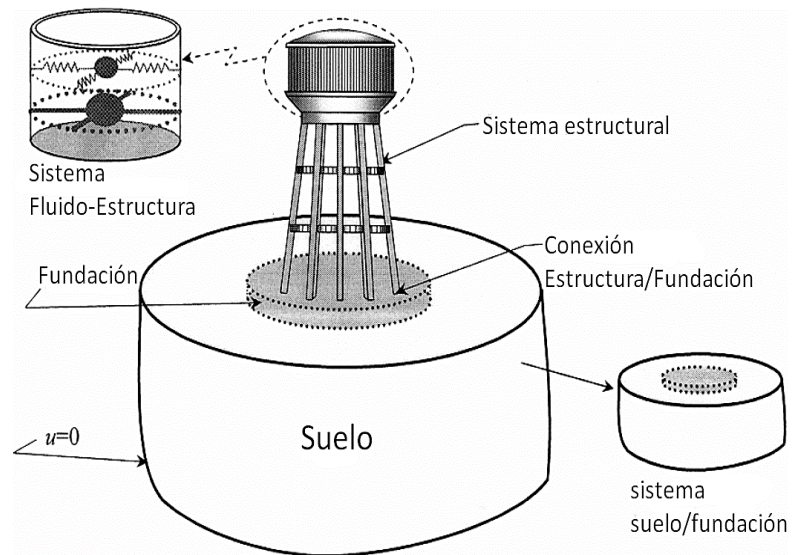


Figura 5.19: Modelo de interacción Líquido-Estructura
Fuente: (Livaoglu, 2006)

Este modelo Fluido-Estructura es usado para calcular los efectos de la interacción Líquido-Estructura para los tanques de almacenamiento de agua que se estudian en este trabajo. El comportamiento dinámico de la masa convectiva (m_c) depende de su rigidez (k_c) y su frecuencia natural de vibración angular (ω_c), según se muestra en la Ecuación 2.

$$k_c = m_c * \omega_c^2 \quad \text{Ecuación 2. Rigidez resorte LLink}$$

$$k_{c1} := m_c \cdot \omega_c^2 = 30.48 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Livaoblu, 2006})$$

$$k_{c2} := 45 \cdot \left(\frac{W_c}{W_L}\right)^2 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 \cdot 0.5 \left(\frac{W_L}{H_L}\right) = 42.87 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Coral, 2018})$$

Solo como análisis comparativo, vemos que la ecuación usada por (Coral, 2018) es mucho mayor a la que proporciona la ecuación fundamental de la dinámica de estructuras (Livaoglu, 2006). Esta última está asociada directamente al periodo de vibración de la masa convectiva. Por ello, consideraremos el valor de $k_c/2 = 15.24$ t/m ubicado a una altura de $h_c = 2.45$ m, medido desde la base del tanque (Fig. 5.20).

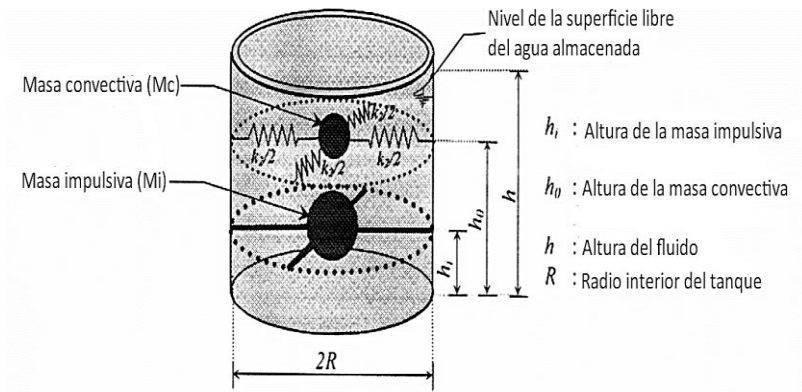


Figura 5.20: Modelo equivalente masa-resorte para fluidos
Fuente: (Livaoglu, 2006)

En SAP2000 se replicó este modelo masa-resorte, donde se asignó las masas impulsivas medidas desde la base del tanque. Para ello, si dividió la masa impulsiva entre el número de nodos a esa altura; la cantidad de nudos estará en función al tamaño del meshing que se realizó. Para este caso se encontró 240 nudos, por lo tanto se dividió $m_i/240 = 0.0375 \text{ tonf-s}^2/\text{m}$ y se asignó esta masa impulsiva en cada nodo. Por otro lado, se realizó de manera similar la asignación de la masa convectiva; asignando esta masa a una altura $h_c=2.45\text{m}$ en el centro del tanque como una masa concentrada $m_c = 6.11 \text{ tonf-s}^2/\text{m}$. Luego esta masa fue conectada al muro del tanque a través de unos resortes LLink con $k_c/2 = 15.24 \text{ t/m}$ (Fig. 5.21).

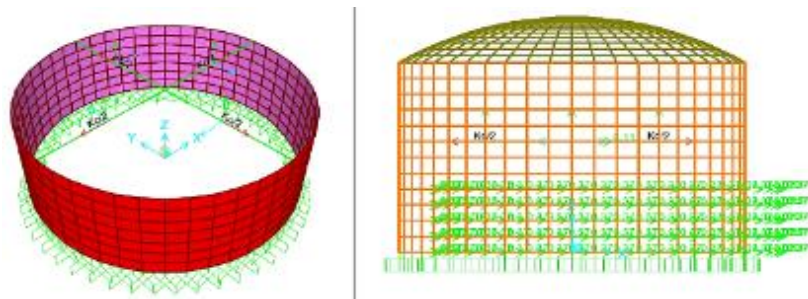


Figura 5.21: Modelo equivalente masa-resorte replicado en SAP2000.
Fuente: SAP2000

➤ PARÁMETROS SÍSMICOS:

Los parámetros sísmicos fueron obtenidos de la Norma E.030. El factor de zona es $Z=0.45$, por estar ubicado en Ica; el factor de importancia es $I=1.5$, por clasificar como estructuras esenciales; el

factor de suelo es $S=1.05$, por clasificar como suelo intermedio. Los periodos de vibración del suelos son $T_p=0.6s$ y $T_L=2.0s$; mientras que los periodos de vibración de la estructura son dos. Periodo de vibración de la componente impulsiva $T_i=0.02s$ y el periodo de vibración de la parte convectiva $T_c=2.81s$.

$Z:=0.4$	(Ica - Zona Sísmica 4: Norma E 0.30)
$I:=1.5$	(Categoría A: estructuras esenciales: Norma E 0.30)
$S:=1.05$	(Suelos intermedios S2: Norma E 0.30)
$T_p:=0.6 \text{ s}$	(Periodo de vibración del suelo: Norma E 0.30)
$T_L:=2.0 \text{ s}$	(Periodo de vibración del suelo: Norma E 0.30)
$T_i:=0.02 \text{ s}$	(Periodo vibración de la componente impulsiva: Norma ACI 350.3-06)
$T_c:=2.81 \text{ s}$	(Periodo vibración de la componente convectiva: Norma ACI 350.3-06)

Por lo tanto, como el factor de amplificación sísmica (C) según la Norma E.030 está en función a la relación de los periodos de la estructura y el suelo, tendremos los siguientes factores de amplificación sísmica:

Factor de amplificación espectral para la componente impulsiva

$$c_i := \text{if } 2.5 \frac{T_p}{T_i} > 2.5 \left| = 2.5 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \parallel 2.5 \\ \text{else} \\ \parallel 2.5 \frac{T_p}{T_i} \end{array} \right|$$

Factor de amplificación espectral para la componente espectral para la componente convectiva

$$c_c := \text{if } T_c > T_L \left| = 0.38 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \parallel 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T_c^2} \\ \text{else} \\ \parallel 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_c} \end{array} \right|$$

Por otro lado, al ser una estructura no redundante el factor de reducción sísmica será $R_c=2$ para la componente convectiva;

mientras que para la componente impulsiva será $R_i=1$. Estos valores fueron extraídos del ACI 350.3-06, **Tabla 29**.

Tabla 29: Factor de reducción sísmica (R)

factor de reducción sísmica (R)		Table 4.1.1(b)—Response modification factor R		
		R_f		R_c
		On or above grade	Buried [†]	
$R_i=2$	(componente impulsiva: ACI.350.3-06)			
$R_c=1$	(componente convectiva: ACI.350.3-06)			
		Type of structure		
		Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]
		Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0
		Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0
		Pedestal-mounted tanks	2.0	—

Con estos parámetros sísmicos podemos hallar los coeficientes de respuesta sísmica C_i , C_c y C_t (ACI 350.3-06, 9.4). En la práctica, estos coeficientes definen el perfil del espectro de diseño sísmico para periodos T_i (impulsivo), T_c (convectivo) y T_v (vertical) respectivamente. El ACI 350.3-06 hace referencia al espectro de diseño del IBC (2003) (**Fig. 5.22**). Para este trabajo, haremos uso de un espectro de sitio según la Norma E.030; tal como lo contempla el ACI 350 en su ítem 9.5.

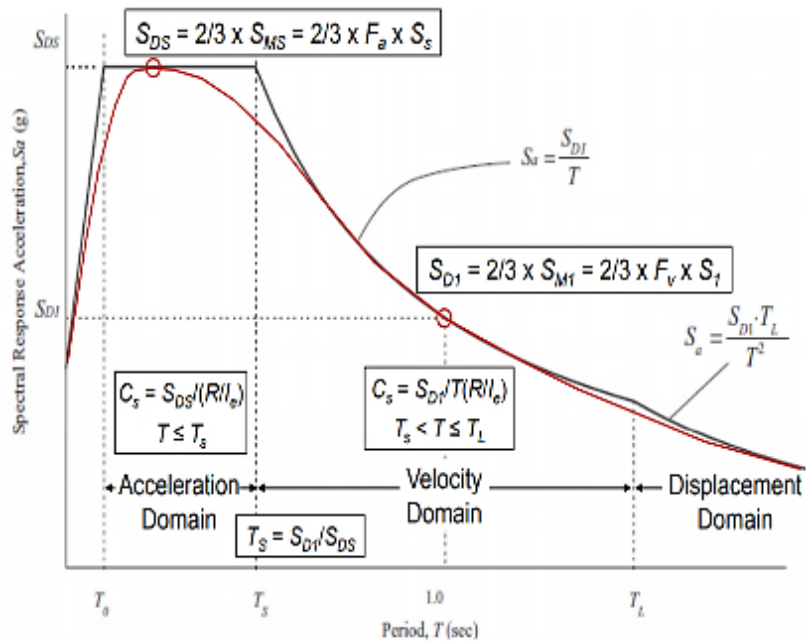


Figura 5.22: Espectro de diseño
Fuente: (IBC, 2003)

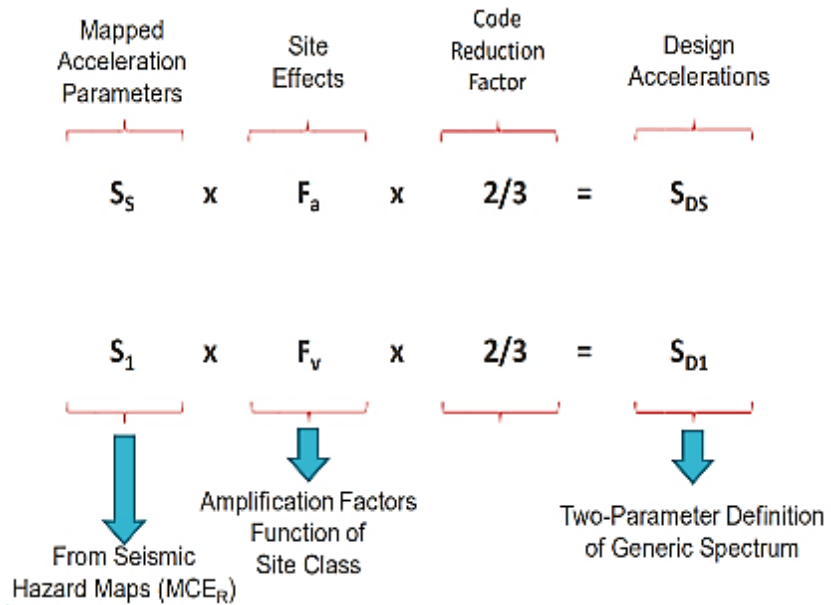


Figura 5.23: Efecto de sitio en el espectro de diseño
Fuente: (IBC, 2003)

El ACI considera en su espectro de aceleraciones los efectos de sitio, que está en función del tipo de suelo; esto para la E.030 sería el factor de suelo. También considera un factor de sobre-resistencia (2/3) en la estructura, que no considera la E.030. Estos dos factores asociados al factor de zona (mapa de aceleraciones), que para la E.030 sería el factor Z, generan el espectro de diseño elástico. Sin embargo, cabe aclarar que aún no se ha considerado el factor de importancia (I) y factor de reducción sísmica por ductilidad (R).

Por lo tanto, para calcular los coeficientes de respuesta sísmica (C_i y C_c) para un sitio en específico, utilizaremos las siguientes ecuaciones del ACI 350.3:

Componente impulsiva

$$S_{aM} = \frac{Z \cdot I \cdot S}{R_i} \cdot (c_i) = 0.79 \quad (4.6.2; E.030) \quad T_i < 2.4 \text{ s}$$

$$C_i = \frac{2}{3} \cdot S_{aM} = 0.53 \quad (\text{Ec. 9-41; ACI 350.3-06})$$

Componente convectiva

$$S_{cM} = 1.5 \cdot \frac{Z \cdot I \cdot S}{R_c} \cdot (c_c) = 0.36 \quad (4.6.2; E.030) \quad T_c > 2.4 \text{ s}$$

$$C_c = \frac{2}{3} \cdot S_{cM} = 0.24 \quad (\text{Ec. 9-42; ACI 350.3-06})$$

Cuando son usados los procedimientos de sitio-específico, la respuesta de aceleración espectral máxima (S_{aM} , S_{cM}) considerada debe ser obtenida del espectro de aceleración del sitio en análisis.

Para periodos menores o iguales a T_S , S_{aM} debe ser tomado como la aceleración espectral obtenida para el espectro de sitio para un periodo de 2 segundos, excepto que no se tomará menos del 90% de la aceleración espectral máxima en ningún periodo mayor de 0.2 segundos.

Para periodos mayores que T_S , S_{aM} debe ser tomado como la respuesta de aceleración espectral correspondiente al periodo impulsivo T_i correspondiente. Además, S_{cM} debe ser tomado como 150% de la respuesta de aceleración espectral correspondiente a T_c , esto para simular un amortiguamiento del 0.5% en el espectro en lugar del 5% que considera la E.030.

➤ **OSCILACIÓN DEL BORDE LIBRE DEL LÍQUIDO ALMACENADO:**

En este ítem se calcula el desplazamiento vertical máximo d_{max} (Fig. 5.24) que sufrirá el borde libre del líquido cuando es sometido a una aceleración sísmica. La aceleración sísmica horizontal causa que el líquido contenido chapotee con un desplazamiento vertical de la superficie del fluido. La cantidad de borde libre requerido en el diseño para acomodar este sloshing (chapoteo) varia. Si el borde libre no cumple con ser mayor o igual al d_{max} entonces será necesario diseñar la cubierta del tanque para que resista las presiones que ejercerá el líquido sobre la cubierta y/o proporcionar un aliviadero de desbordamiento.

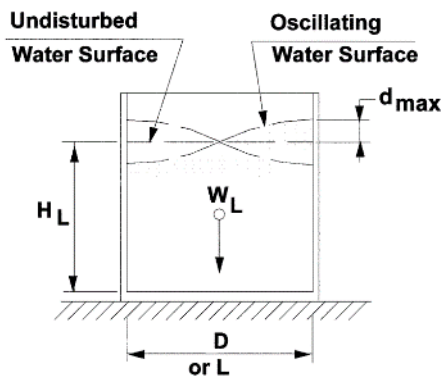


Figura 5.24: Movimiento del líquido al interior del tanque
Fuente: (IBC, 2003)

Por lo tanto, el borde libre se calcula con la siguiente ecuación.

$$d_{max} := \frac{D}{2} \cdot C_c \cdot I = 1.25 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9-41; ACI 350.3-06})$$

$$\frac{d_{max}}{0.5 \cdot D} = 0.36$$

Donde muestra que el desplazamiento vertical del borde libre del líquido será 1.25m. Sin embargo, si empleamos las ecuaciones establecidas para el espectro de diseño del IBC, comparándola con la E.030 (no haremos uso del factor de reducción de 2/3 por sobrerresistencia que considera la IBC) se encuentra que el d_{max} es 0.57m.

$$S_{DS} := S_{cM} = 0.36$$

$$C_{c2} := \begin{cases} \text{if } T_c > \frac{1.6}{T_p} \cdot s^2 \\ \left| \frac{2.4 \cdot S_{DS}}{T_c^2} \cdot s^2 \right| \\ \text{else} \\ \left| 1.5 S_{DS} \right| \end{cases} = 0.11 \quad (\text{Ec. 9-38; ACI 350.3-06})$$

$$d_{2max} := \frac{D}{2} \cdot I \cdot C_{c2} = 0.57 \text{ m}$$

➤ FUERZAS DINÁMICAS LATERALES

Las fuerzas laterales dinámicas sobre la estructura del tanque son producto de fuerza inercial que produce la aceleración sísmica horizontal asociado a la masas del tanque (masa propia del tanque, masa convectiva e impulsiva del líquido almacenado). Estas fuerzas se distribuyen en toda la altura del tanque, como se muestra en la Figura 5.25.

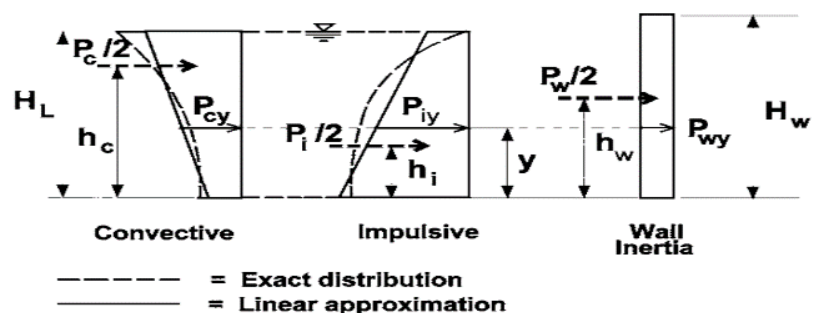


Figura 5.25: Distribución de fuerzas verticales, fuerza impulsiva, fuerza convectiva y fuerza inercial del muro **Fuente:** (IBC, 2003)

- ✓ Fuerza lateral inercial de la aceleración del muro (W_W):

$$P_W := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_W}{R_i} \right) = 14.48 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-1; ACI 350.3-06})$$

- ✓ Fuerza lateral inercial de la aceleración de la cubierta (W_R):

$$P_r := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_R}{R_i} \right) = 4.27 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-2; ACI 350.3-06})$$

- ✓ Fuerza impulsiva lateral total (P_i):

$$P_i := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = 34.77 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-3; ACI 350.3-06})$$

- ✓ Fuerza convectiva lateral total (P_c):

$$P_c := C_c \cdot I \cdot \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = 21.47 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-4; ACI 350.3-06})$$

Por lo tanto, la suma de estas fuerzas laterales genera la cortante total en la base del reservorio denominado cortante basal (V_b).

$$V_b := \sqrt{(P_i + P_W + P_r)^2 + P_c^2} = 57.66 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-5; ACI 350.3-06})$$

Se puede observar que la cortante basal es el 27% del peso o masa acelerada (el muro, la cubierta y el líquido).

$$\frac{V_b}{W_W + W_R + W_i + W_c} = 27\%$$

Luego, calcularemos el momento de volteo que produce cada fuerza inercial. Para ello, se ha determinado la altura en la que actúan estas fuerzas inerciales medidas con respecto a la base del tanque.

- Altura al c.g. del muro

$$h_W := \frac{H}{2} = 2.1 \text{ m}$$

- Altura de la c.g. de la cubierta

$$h_R := 0.4 \cdot h_r = 0.4 \text{ m}$$

- Altura al c.g. de la masa impulsiva

$$h_i = 1.46 \text{ m}$$

- Altura c.g. de la masa convectiva

$$h_c = 2.43 \text{ m}$$

De donde el momento de volteo es el producto de cada fuerza inercial por su respectivo brazo de palanca.

$$M_W := P_W \cdot h_W = 30.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial del muro}$$

$$M_r := P_r \cdot h_R = 1.71 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial del techo}$$

$$M_i := P_i \cdot h_i = 50.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial de la masa impulsiva}$$

$$M_c := P_c \cdot h_c = 52.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial de la masa convectiva}$$

Por lo tanto el momento total se obtiene con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$M_V := \sqrt{(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2} = 98.02 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

5.3.4.2 Análisis Dinámico para Reservorios Apoyados

El análisis dinámico se debe principalmente a la acción de los sismos sobre los tanques y estos deben tener la capacidad de resistir estas demandas sísmicas, asociado a un nivel de desempeño. Por ello, se realizó un análisis sísmico para luego realizar un diseño sismorresistente. Para simular la acción del sismo sobre el tanque se utilizó un análisis sísmico modal espectral (ADLE: Análisis Dinámico Lineal Elástico). En este método la acción sísmica es modelada a través de un espectro de diseño; el cual fue replicado según las indicaciones de la **Norma E.030**.

Por lo tanto, es necesario caracterizar esta demanda sísmica actuante en la base de la estructura. Por ello, el código de diseño sismorresistente (**E.030**) permite el uso de espectros de diseño para estructuras peruanas. Este espectro sísmico intenta uniformizar el peligro sísmico en el diseño de obras civiles,

incorporando el comportamiento inelástico de los suelos durante sismos severos y el efecto de la distancia epicentral en la atenuación de las diferentes ordenadas espectrales (Muñoz, 2012). Esta caracterización se realiza en base una cortante basal (V) producida por los sismos y se expresa como:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * (g) \quad \text{Ecuación 3. Cortante basal}$$

El factor “Z” multiplicado por la aceleración de la gravedad representa la aceleración máxima del terreno en la base rocosa. De acuerdo al mapa de microzonificación, el territorio nacional está dividido en 4 zonas sísmicas como muestra la (Figura 5.26c). Según el RNE E.030, diseño sismorresistente. Ica está ubicada en la zona 4 por lo tanto, el factor Z es igual a 0.45 (Tabla 30).

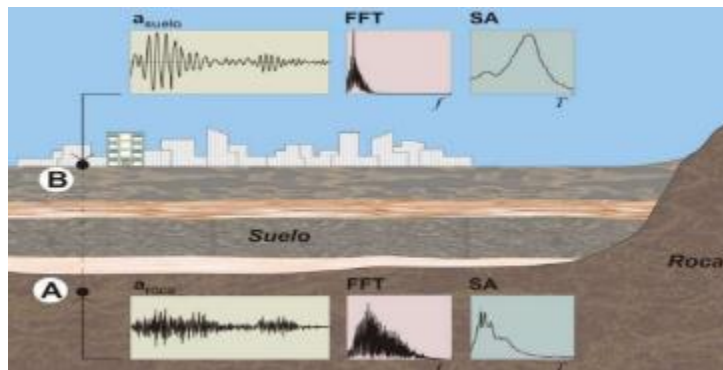
Tabla 30: Factor de Zona “Z” (FUENTE: E.030)

FACTOR DE ZONA “Z”	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

El factor de zona (Z), reconoce que durante un terremoto la energía liberada en el foco va cambiando mientras recorre el estrato rocoso y demás estratos del suelo hasta alcanzar la cimentación de la estructura en análisis. Generalmente, la energía liberada se propaga a través de ondas sísmicas las cuales durante el recorrido a través del suelo va perdiendo intensidad; esto es caracterizado por las leyes de atenuación (Fig. 5.26).



(a) Propagación de energía liberada a través del suelo



(b) Atenuación de la energía sísmica



(c) Mapa de aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (E.030).

Figura 5.26: Factor de zona según: (Norma E.030)

El factor de uso “U”, depende del nivel de importancia de la estructura. A mayor importancia que tiene la estructura mayor será su factor de uso. Cada edificación debe ser clasificada de acuerdo a las categorías indicadas en la (Tabla 31). Para estructuras de almacenamiento de agua la Norma la clasifica en la categoría A, dentro de estructuras esenciales. Por lo tanto, el factor “U” es igual a 1.5.

Tabla 31: Categoría de las edificaciones y factor “U” (FUENTE: E.030)

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTO RU
A (Edificacione s Esenciales)	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1.5

Factor suelo “S”, el suelo es el medio natural a través del cual se propagan las ondas sísmicas. En el proceso de propagación se producen cambios en las características del movimiento sísmico debido a las condiciones del suelo. Las amplificaciones sísmicas se dan cuando las condiciones del suelo no son favorables y para ello la norma propone los siguientes parámetros. Para una zona sísmica igual a 4 y asumiendo un suelo intermedio “S2” el factor de suelo “S” es igual a 1.05 tal y como se muestra en la (Tabla 32).

Tabla 32: Factor del suelo “S” (FUENTE: E.030)

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA - SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Periodo TP y TL, para un suelo intermedio “S2”, el periodo “Tp” es igual a 0.60 y TL es igual a 2.0 como muestra la (Tabla 33).

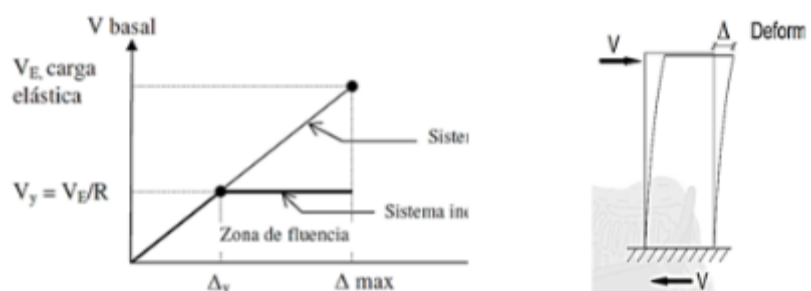
Tabla 33: Factor del suelo “S” (FUENTE: E.030)

PERIODOS "Tp Y TL"				
	Peril de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Factor de amplificación sísmica “C”, se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. De la condición anterior se cumple que el periodo fundamental “T” es menor que el periodo “ T_p ” con ello se determina que factor de amplificación sísmica “C” igual a 2.5. Sin embargo, el ACI 350.3 reconoce que estructuras contenedoras de líquidos tiene dos elementos con periodos distintos. La estructura propia del tanque, parte del líquido almacenado en sintonía con el tanque denominado masa impulsiva y ambas vibran con mismo periodo de vibración ($T_i = 0.02s$). Por otro lado, tenemos la parte superior del líquido vibrando de manera independiente, generando un chapoteo, denominado componente convectiva ($T_c = 2.81s$). Esto implica que durante el análisis dinámico el tanque como elemento rígido tendrá una respuesta con periodo corto, de igual manera para las masas impulsivas del agua. Por otro lado, las masas convectivas tendrán periodos largos debido a su naturaleza hidrodinámica. El ACI 350.03 considera que la respuesta hidrodinámica del tanque se da para periodos mayores a 2.4s ($T_H \geq 2.4s$). Ver **Fig. 5.27**.

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 * [(T_p * T_L)/(T^2)]
 \end{aligned}$$

Factor de reducción por ductilidad “R”, viene ser la que tiene un sistema estructural de absorber energía y soportar deformaciones inelásticas sin llegar al colapso. El factor R aumenta conforme aumenta la ductilidad de una estructura y la capacidad de disipación de energía potencial (**Figura 5.27**).



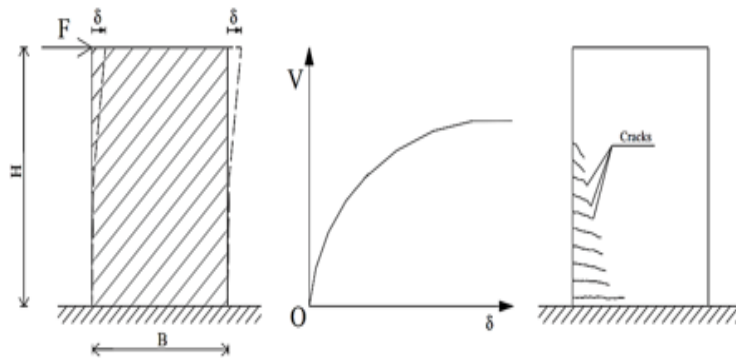


Figura 5.27: Coeficiente de reducción sísmica “R”
Fuente: (E.030).

Para sistemas estructurales de muros de concreto armado el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0) es igual a 6 (**Tabla 34**).

*Ecuación 4. Factor “R”
 corregido por
 irregularidad
 estructural*

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Tabla 34: Factor de Reducción Sísmica “R” (FUENTE: E.030)

SISTEMA ESTRUCTURALES	
Sistema estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinales Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinales Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera por esfuerzos admisibles	7

Las estructuras deben ser clasificadas como reglares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los

valores apropiados del factor de reducción de la fuerza sísmica (R). Para el caso de tanques caen en la categoría de estructuras regulares. Por ello, $I_a = 1$ y $I_p = 1$.

Sin embargo, el ACI 350.3 reconoce que estas estructuras son estructuras no redundantes y además deben tener una respuesta casi elástica. Pues las fisuras podrían ser el canal por el cual el líquido podría generar filtración o actuar sobre el acero de refuerzo y generar su deterioro a través del tiempo. Por ello, el factor de modificación de la respuesta será $R_i = 2.0$ para el tanque (componente impulsivo) y $R_c = 1.0$ para las componentes convectivas (**Tabla 35**).

Tabla 35: C (FUENTE: ACI 350.3.06, Tabla 4.1.1.b)

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

Además, el ACI 350.3-06 indica que el espectro sísmico debe considerar una razón de amortiguamiento (ξ) de 0.5%, a diferencia del 5% que considera la E.030, para la zona donde el comportamiento hidrodinámico predomina (componente convectiva). Para ello, esta zona se amplifica por 1.5. Este factor representa un ratio de amplificación espectral para llevar los valores espectrales que considera $\xi = 5\%$ a un $\xi = 0.5\%$; esto se puede apreciar en la Figura 5.28.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (E.030)$$

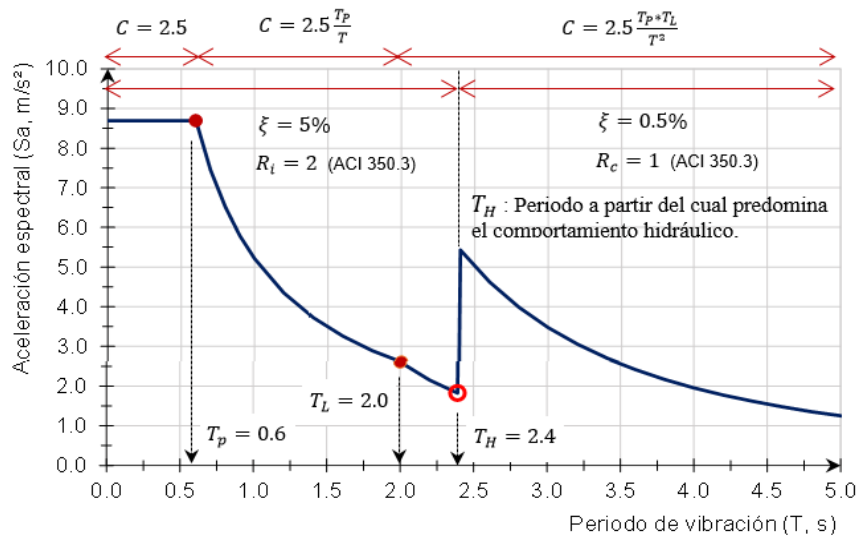


Figura 5.28: Espectro elástico de diseño para Reservorios adaptado de la E.030 según los requerimientos del ACI 350.3-06.

Fuente: ACI 350.3-06.

5.3.5 ANALISIS MODAL PARA RESERVORIOS APOYADOS

El análisis modal solo se enfoca en los valores máximos de respuesta, las diversas formas modales se calculan bajo el efecto de un espectro de respuesta que representa la señal transitoria (sismo), y luego estas máximas respuestas se combinan para dar un límite superior de la respuesta máxima del MDOF. Este es el análisis espectral modal, o simplemente análisis espectral. Este método es aplicable solo a sistemas elásticos lineales, ya que se emplea el método de superposición. El análisis modal-espectral es una solución en el dominio de la frecuencia.

Fue necesario definir la cantidad de modos que se combinarán y el método de combinación. La elección del número de modos a combinar tiene implicaciones tanto en la precisión como en la economía del procesamiento de datos. En la mayoría de los casos de aplicaciones estructurales, dos o tres modos son suficientes. El objetivo es lograr al menos 85-90% de la masa total como masa participativa modal, fácilmente alcanzado para estructuras regulares. En estructuras especiales, ejemplo, en puentes delgados de largo alcance, pueden requerir combinar decenas o incluso cientos de modos para lograr el mínimo de la masa participativa modal (85%-90%). En este trabajo, considerando Ritz Vector como tipo de modo,

se logró alcanzar un 98% de masa participativa modal para 20 modos de vibración (Fig. 5.29).

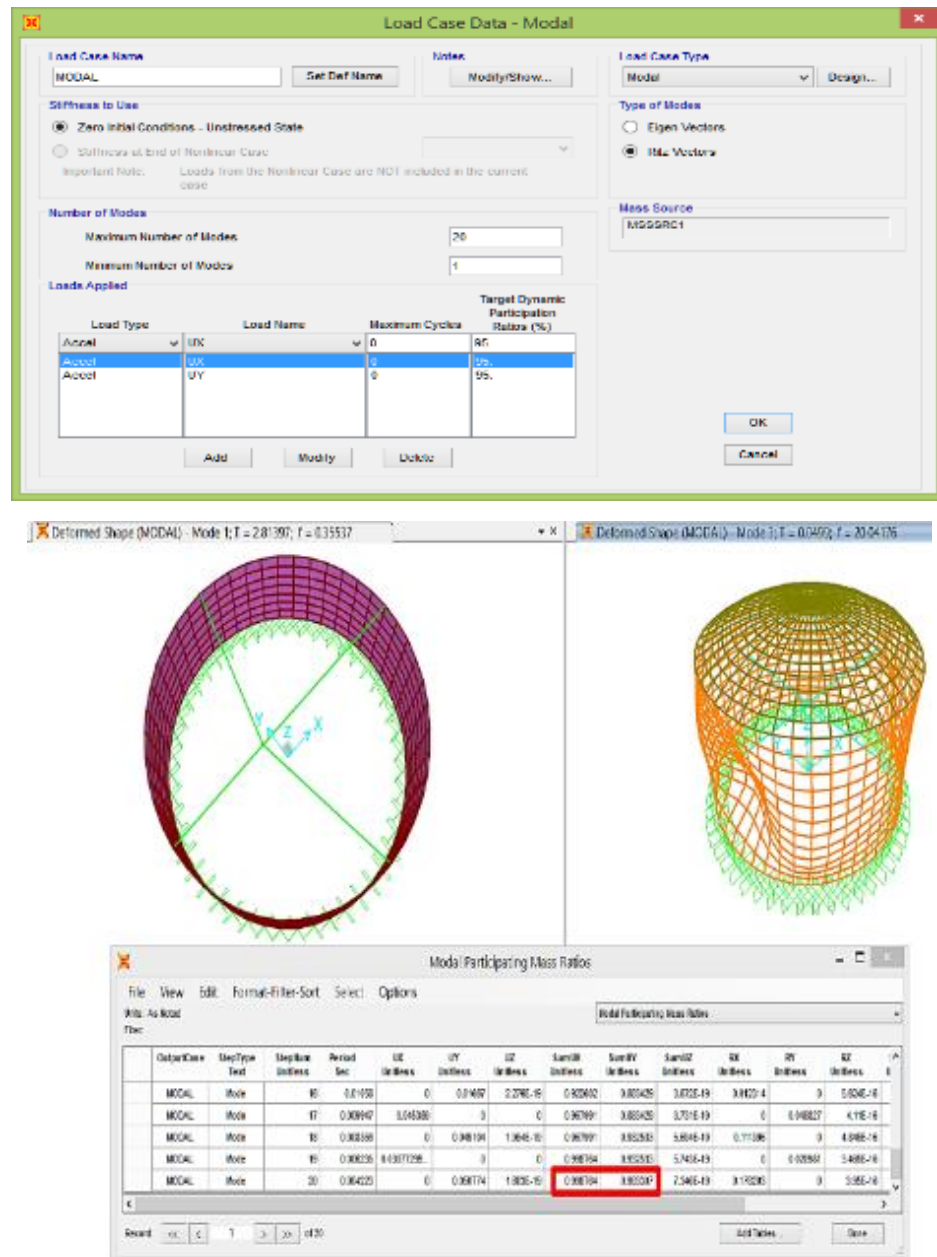


Figura 5.29: Análisis modal. Ratio de masa participativa modal en UX=99%. Ratio de masa participativa modal en UY=98%. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla. **Fuente:** SAP2000

➤ CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Con base en evidencia experimental y eventos sísmicos pasados, se ha ido consolidando la metodología del diseño por control de desplazamiento laterales. Esto permite establecer, conforme muestra la **Figura 5.30**, la

curva de capacidad de la estructura y los umbrales de desplazamiento asociados a los estados límites relevantes para el diseño. La demanda máxima de desplazamiento lateral se estima a partir de las propiedades dinámicas derivadas del modelo de análisis, y del uso de un sistema analítico simple (Housner). Existen dos opciones para estimar el desplazamiento: A) Utilizar un espectro de diseño, y B) Llevar a cabo un análisis paso a paso. Para este caso se realizó un análisis modal espectral (análisis dinámico lineal). Una vez establecida la demanda máxima de desplazamiento se contrasta con los umbrales de respuesta para definir el desempeño sísmico esperado de la edificación.

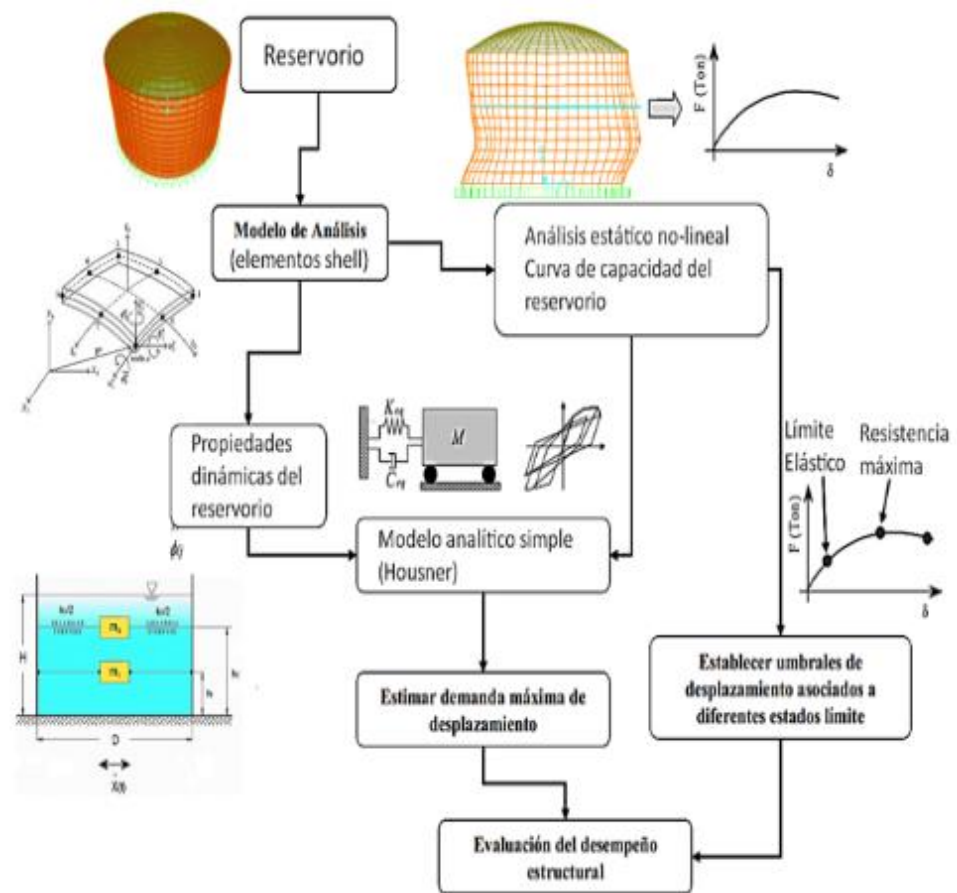


Figura 5.30: Metodología para la evaluación por desplazamientos de reservorios de concreto armado **FUENTE:** Housner

Además, se puede observar que a diferencia de una edificación, donde la mayor cantidad de masa se concentra en los entrepisos y techos; en los reservorios la mayor cantidad de masa se concentra aproximadamente a la altura de la masa impulsiva. Por ello, ubicamos a que altura se encuentra

este desplazamiento máximo y calculamos su distorsión angular, que luego, fue comparado como una distorsión máxima permisible según la Norma E.030 ($\delta_{m\acute{a}x.} = 0.7\%$). Aclarar que esta distorsión máxima 0.7% es cuando el concreto armado alcanza su resistencia máxima, esto implica un cierto nivel de daño en la estructura. Sin embargo, lo que buscamos es que el reservorio tenga un comportamiento prácticamente elástico, para evitar grietas en los muros por el cual pueda filtrar el agua. Para ello, se consideró la distorsión angular máxima admisible para límite elástico ($\delta_{ASD.} = 0.25\%$).

Por otro lado, la estimación del desplazamiento lateral relativo fue calculada a partir de los desplazamientos relativos elásticos. Esto fue obtenido multiplicando este desplazamiento elástico por 0.75R.

Reservorio Subtanjalla:

Para el caso del Reservorio de Subtanjalla los desplazamientos relativos son menores a 0.25%, por los cual se podría asumir que el tanque tendrá un comportamiento elástico durante la acción sísmica. **(Ver Tabla 36).**

Tabla 36: desplazamientos (Fuente: SAP 2000)

TABLE 36: Joint Displacements – Absolute (Reservorio, distrito Subtanjalla)						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	H	DRIFT - U1
Text	Text	Text	Text	mm	mm	0.75Ro
194	EQX	LinRespSpec	Max	0.75	1400	0.081%
217	EQX	LinRespSpec	Max	0.75	1400	0.081%
625	EQX	LinRespSpec	Max	793.31	2450	

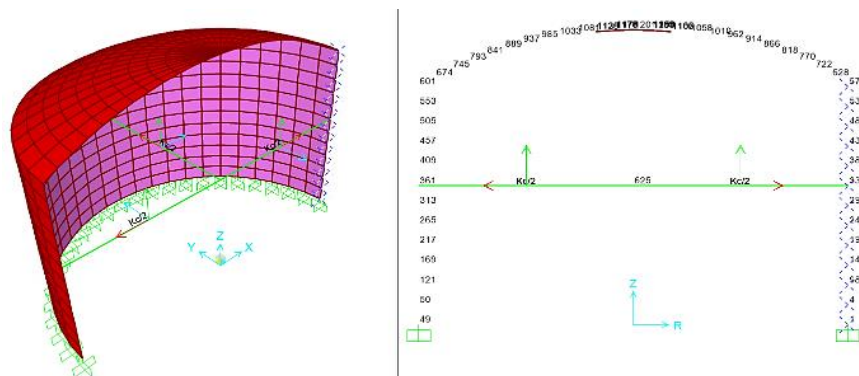


Figura 5.31: Nodos de control. Fuente: SAP2000

Además, se ha evaluado la deformación lateral del muro del tanque durante la acción sísmica. Se puede apreciar la acción de la masa del líquido sobre la estructura de concreto (muro del tanque). Para

produciendo un desplazamiento lateral máximo a una altura $h=1.40m$ asociado a un desplazamiento lateral $U1=0.75mm$ (Nudo 194).

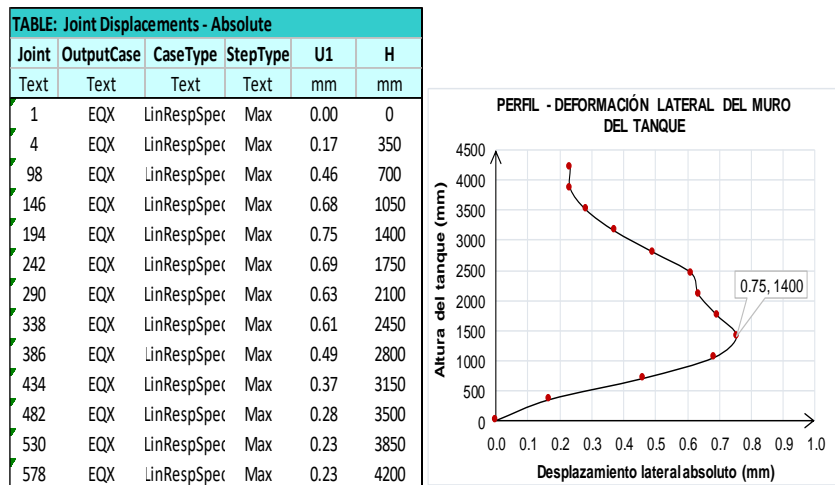


Figura 5.32: Perfil de deformación lateral del tanque. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla.

Se podría afirmar que, generalmente los desplazamientos laterales máximos permitidos por la E.030 van a ser cumplidos; por ello no sería un buen parámetro de control para el buen desempeño del tanque de concreto ante la acción sísmica. Por otro lado, al ser un elemento que almacena líquido debemos asegurar que la estructura tenga un comportamiento elástico, evitando que se produzcan grietas por donde pueden filtrar el agua y generar el deterioro del tanque.

Reservorio Alto Santamaría:

Para el caso del Reservorio de Santa Rosa los desplazamientos relativos son menores a 0.25%, por lo cual se podría asumir que el tanque tendrá un comportamiento elástico durante la acción sísmica. **(Ver Tabla 37).**

Tabla 37: desplazamientos (Fuente: SAP 2000)

TABLE 37: Joint Displacements – Absolute (Reservorio, distrito Subtanjalla)						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	H	DRIFT - U1
Text	Text	Text	Text	mm	mm	0.75Ro
296	EQX	LinRespSpec	Max	0.95	1600	0.124%
269	EQX	LinRespSpec	Max	0.95	1600	0.124%
625	EQX	LinRespSpec	Max	896.31	2640	

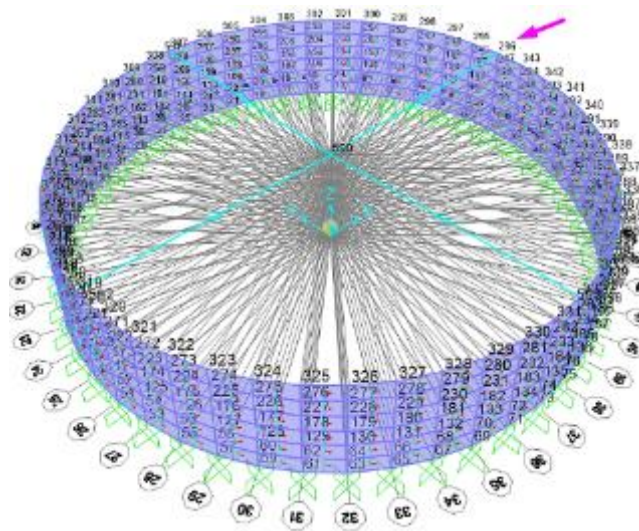


Figura 5.33: Nodos de control. **Fuente:** SAP2000

➤ **CORTANTE BASAL MÍNIMO**

Debido a la simetría del tanque circular, fue necesario solo analizar un sentido (dirección X-X, según coordenadas globales SAP2000). En ella fue necesario verificar que la fuerza cortante dinámica en la base del tanque no sea menor que el 80% de la cortante basal estática.

Si fuera necesario incrementar la cortante basal dinámica para cumplir los mínimos señalados, será necesario escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Reservorio Subtanquilla:

Se verificó que la cortante basal dinámica sea mayor al 80% de la cortante basal estática. De igual manera, se comprará que el momento de volteo dinámico sea mayor al 80% del momento de volteo estimado por el método sísmico estático (**Tabla 38**). Además, se puede observar que las sollicitaciones dinámicas fueron mayores a la respuesta del análisis sísmico estático; por ello, no fue necesario escalar según los requerimientos de la E.030

Tabla 38: Base Reactions (FUENTE: SAP 2000)

TABLE 38: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalMY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf-m
Análisis sísmico Dinámico: EQX	LinRespSpec	Max	78.20	219.91
Análisis sísmico Estático: SEX			57.66	113.59
EQX / SEC ≥ 0.80			1.36	1.94

Cortante basal total (Vb)

$$V_b := \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} = 57.66 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-5; ACI 350.3-06}) \quad \frac{V_b}{W_W + W_R + W_i + W_c} = 27\%$$

Momento de volteo total (Mv)

altura al c.g. del muro	altura al c.g. de la cubierta	altura al c.g. de la masa impulsiva	altura al c.g. de la masa convertiva
$h_W := \frac{H}{2} = 2.1 \text{ m}$	$h_R := H + 0.4 \cdot h_r = 4.6 \text{ m}$	$h_i = 1.46 \text{ m}$	$h_c = 2.43 \text{ m}$

$M_W := P_w \cdot h_W = 30.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_r := P_r \cdot h_R = 19.64 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_i := P_i \cdot h_i = 50.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_c := P_c \cdot h_c = 52.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

por lo tanto, el momento total se obtendrá con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

$$M_V := \sqrt{(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2} = 113.59 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Figura 5.34: Cortante basal Total. Fuente: SAP2000

Reservorio Alto Santamaría:

Se verificó que la cortante basal dinámica sea mayor al 80% de la cortante basal estática. De igual manera, se comparará que el momento de volteo dinámico sea mayor al 80% del momento de volteo estimado por el método sísmico estático (**Tabla 39**). Además, se puede observar que las sollicitaciones dinámicas fueron mayores a la respuesta del análisis sísmico estático; por ello, no fue necesario escalar según los requerimientos de la E.030.

Tabla 39: Base Reactions (FUENTE: SAP 2000)

TABLE 39: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalMY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf-m
Análisis sísmico Dinámico: EQX	LinRespSpec	Max	163.45	510.40
Análisis sísmico Estático: SEX			162.28	397.86
EQX / SEX ≥ 0.80			1.01	1.28

En la siguiente imagen se puede verificar que los resultados del análisis dinámico son compatibilizados con los resultados del análisis sísmico estático realizado líneas arriba.

Luego de esta validación del nuestro modelo numérico, se procedió a realizar el diseño de los distintos elementos de concreto del reservorio apoyado.

Cortante basal total (Vb)

$$V_b = \sqrt{(P_i + P_W + P_r)^2 + P_c^2} = 162.28 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-5; ACI 350.3-06}) \quad \frac{V_b}{W_W + W_R + W_i + W_c} = 23\%$$

Momento de volteo total (Mv)

altura al c.g. del muro altura al c.g. de la cubierta altura al c.g. de la masa impulsiva altura al c.g. de la masa conectiva

$$h_W = \frac{H}{2} = 2.4 \text{ m} \quad h_R = H + 0.4 \cdot h_r = 5.5 \text{ m} \quad h_i = 1.69 \text{ m} \quad h_c = 2.55 \text{ m}$$

$$M_W := P_W \cdot h_W = 77.56 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_r := P_r \cdot h_R = 119.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_i := P_i \cdot h_i = 152.76 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_c := P_c \cdot h_c = 188.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

por lo tanto, el momento total se obtendra con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

$$M_V := \sqrt{(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2} = 397.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Figura 5.35: Cortante basal Total. Fuente: SAP2000

5.3.6 COMBINACIONES DE CARGAS

De un análisis comparativo entre las normas ACI 350-06 y la E.060 de Concreto Armado del año 2009, se definió emplear las siguientes combinaciones:

Las combinaciones de acuerdo a la Norma ACI 350 – 06 son las siguientes:

$1.4(D + F)$:	Ec. 2.3.2-1 (ASCE, 2010)
$1.2(D + F) + 1.6L$:	Ec. 2.3.2-2 (ASCE, 2010)
$1.2(D + F) + 1.0L$:	Ec. 2.3.2-3 (ASCE, 2010)
$1.2(D + F) + 1.0E + 1.0L$:	Ec. 2.3.2-5 (ASCE, 2010)
$0.9(D + F) + 1.0E$:	Ec. 2.3.2-7 (ASCE, 2010)

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

E = Carga sísmica

F = Carga debido a fluidos con presiones bien definida y altura máxima

Las combinaciones de acuerdo a la Norma E.060 – 2009 son las siguientes:

$1.4CM + 1.7CV$:	Ec. 9-1 (E.060, 2009)
$1.25(CM + CV) \pm 1.0CS$:	Ec. 9-4 (E.060, 2009)
$0.9CM \pm 1.0CS$:	Ec. 9-5 (E.060, 2009)
$1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$:	Ec. 9-8 (E.060, 2009)

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CS = Carga sísmica

CL = Carga debido a fluidos con presiones bien definida y altura máxima

De todas ellas, se emplearía los casos más críticos para el diseño de los elementos estructurales del tanque.

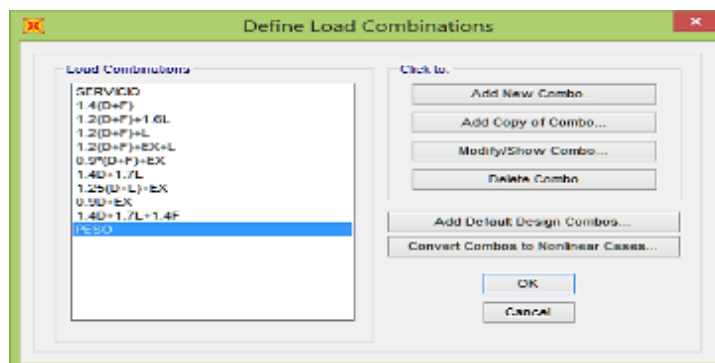


Figura 5.36: Definición de combinaciones de carga – SAP2000
Fuente : SAP2000

5.3.7 ESFUERZO VOM MISES

El ingeniero de diseño se enfrenta a dos tareas distintas. La primera tarea es analizar el comportamiento de la estructura propuesta sujeta a cargas específicas. La otra tarea importante del ingeniero de diseño es determinar qué valores de tensión y/o deformación constituirían la falla del elemento que se está diseñando.

Si se realiza una prueba de tensión en una muestra de material dúctil, se puede decir que la muestra falla cuando la tensión axial alcanza el esfuerzo de fluencia σ_Y , es decir, el criterio de falla es la fluencia. Si el espécimen fuese hecho de material frágil, el criterio de falla usual sería la fractura frágil para el esfuerzo de tensión última σ_U .

En la literatura se encuentran cuatro teorías de falla. Dos de ellas se aplican a los materiales que se comportan de manera dúctil, es decir, a los materiales que fluyen antes de fracturarse. Las otras dos teorías se aplican a los materiales frágiles. Para esfuerzos de tensión en el plano, las teorías de falla se expresan en términos de esfuerzos principales σ_1 y σ_2 .

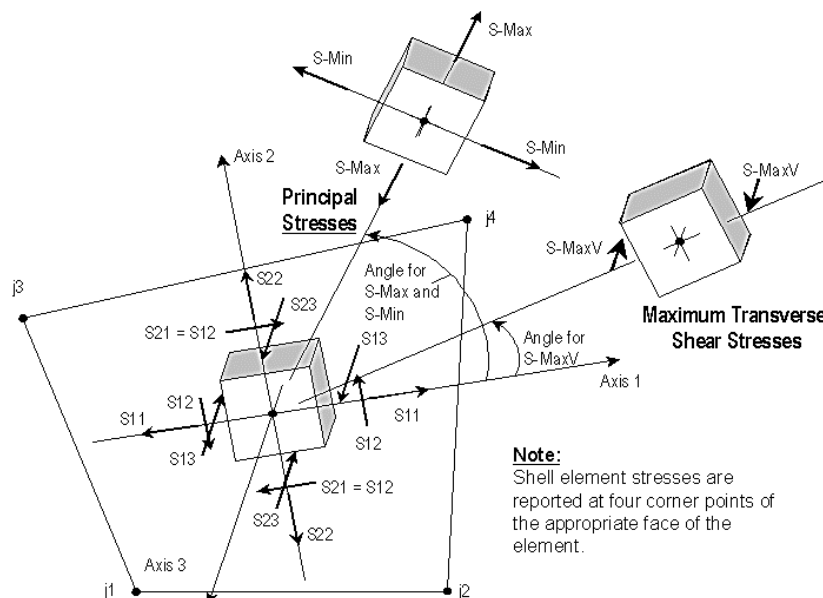


Figura 5.37: Definición de esfuerzos principales en SAP2000

Fuente : SAP2000

Para determinar los esfuerzos máximos que se producirán en los muros del tanque se usará el criterio de los esfuerzos principales y el criterio de

falla de Von Misses. Donde el esfuerzo S-Max o S-Min no debe superar el esfuerzo de agrietamiento del concreto $f_r = 2 * \sqrt{f'_c}$.

Reservorio Subtanjalla:

De acuerdo al Reglamento del ACI, el concreto de la zona representada por las pruebas de corazones, se considera estructuralmente adecuada si el promedio de los tres (mínimo número de muestras) corazones es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada (f'_c) y ningún corazón tiene una resistencia menor del 75% de la resistencia especificada (f'_c). Por ello, en la **Tabla 40** se muestra la resistencia a compresión especificada del concreto sería $f'_c = 195.46 \text{ kgf/cm}^2$. Por lo tanto, su esfuerzo de agrietamiento es $f_r = 27.96 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 40: Resistencia a compresión del concreto (f'_c)

RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DEL CONCRETO (f'_c)									
N°	DIAMETRO	ALTURA	ÁREA	CARGA	RELACION L/B	FACTOR DE CORRECCIÓN	RESIST. A LA COMPRESIÓN	RESIST. A LA COMPRESIÓN	TIPO DE FALLA
	cm	cm	cm ²	kgf	Long./Diam.		kgf/cm ²	Mpa	
1	5.01	6.80	19.71	3946.38	1.36	0.94	188.77	18.51	3
2	5.02	7.15	19.79	4064.84	1.42	0.95	195.11	19.13	3
3	5.01	7.30	19.71	4184.28	1.45	0.95	202.49	19.85	3

Tabla 41: Evaluación de Resultados

EVALUACIÓN DE RESULTADOS				
		210 kgf/cm ²	: Resistencia especificada (f'_c)	
N°	RESIST. A LA COMPRESIÓN	CONDICIÓN 01	CONDICIÓN 02	
	f_c (kgf/cm ²)	$f_c \geq 0.75f'_c$	f_{cp} (prom.)	$f_{cp} \geq 0.85f'_c$
1	188.77	OK	195.46	OK
2	195.11	OK		
3	202.49	OK		

Se evaluó para la condiciones de servicio (Carga Muerta + Carga Viga + Presión Hidrostática) y se verificó que el esfuerzo de tracción máxima absoluto es 6 kgf/cm^2 es menor al $f_r = 27.96 \text{ kgf/cm}^2$. Ver **Figura 5.38**.

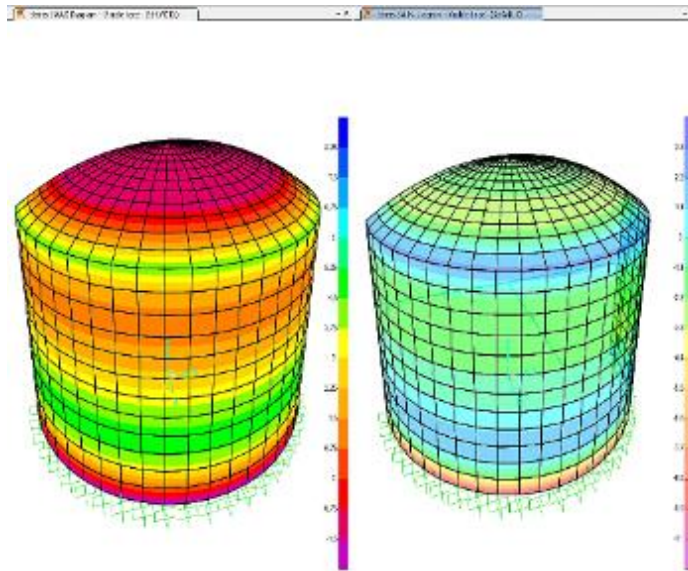


Figura 5.38: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 6 kgf/cm²; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 3 kgf/cm². **Fuente:** SAP2000

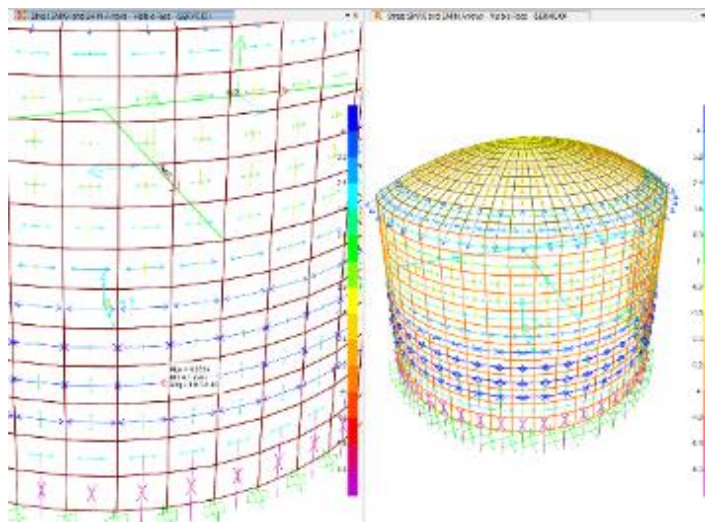


Figura 5.39: (Izq.) Tensor de esfuerzos principales en el muro del tanque; (Der.) Diagrama de esfuerzos máximos representados por flechas, las de mayor intensidad se muestran en color azul a 1/3 de la altura del tanque. **Fuente:** SAP2000

Reservorio Alto Santamaría:

De acuerdo al Reglamento del ACI, el concreto de la zona representada por las pruebas de corazones, se considera estructuralmente adecuada si el promedio de los tres (mínimo número de muestras) corazones es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada (f_c) y ningún corazón tiene una resistencia menor del 75% de la resistencia especificada (f_c). Por ello, en la Tabla 13 se muestra la resistencia a compresión

especificada del concreto sería $f'c = 180.42 \text{ kgf/cm}^2$. Por lo tanto, su esfuerzo de agrietamiento es $fr = 26.86 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 42: Resistencia a compresión del concreto ($f'c$)

RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DEL CONCRETO ($f'c$)									
N°	DIAMETRO	ALTURA	ÁREA	CARGA	RELACIÓN L/B	FACTOR DE CORRECCIÓN	RESIST. A LA COMPRESIÓN	RESIST. A LA COMPRESIÓN	TIPO DE FALLA
	cm	cm	cm ²	kgf	Long./Diam.		kgf/cm ²	Mpa	
1	5.01	8.50	19.71	3335.45	1.70	0.98	165.13	16.19	3
2	5.02	8.60	19.79	3894.26	1.71	0.98	192.23	18.85	3
3	5.01	9.00	19.71	3684.24	1.80	0.98	183.90	18.03	3

Tabla 43: Evaluación de Resultados

EVALUACIÓN DE RESULTADOS				
		210 kgf/cm ²		: Resistencia especificada ($f'c$)
N°	RESIST. A LA COMPRESIÓN	CONDICIÓN N 01	CONDICIÓN 02	
	f_c (kgf/cm ²)	$f_c \geq 0.75f'c$	f_{cp} (prom.)	$f_{cp} \geq 0.85f'c$
1	165.13	OK	180.42	OK
2	192.23	OK		
3	183.90	OK		

Se evaluó para la condiciones de servicio (Carga Muerta + Carga Viga + Presión Hidrostática) y se verificó que el esfuerzo de tracción máxima absoluto es 9.6 kgf/cm^2 es menor al $fr = 26.86 \text{ kgf/cm}^2$. **Ver Figura 5.40.**

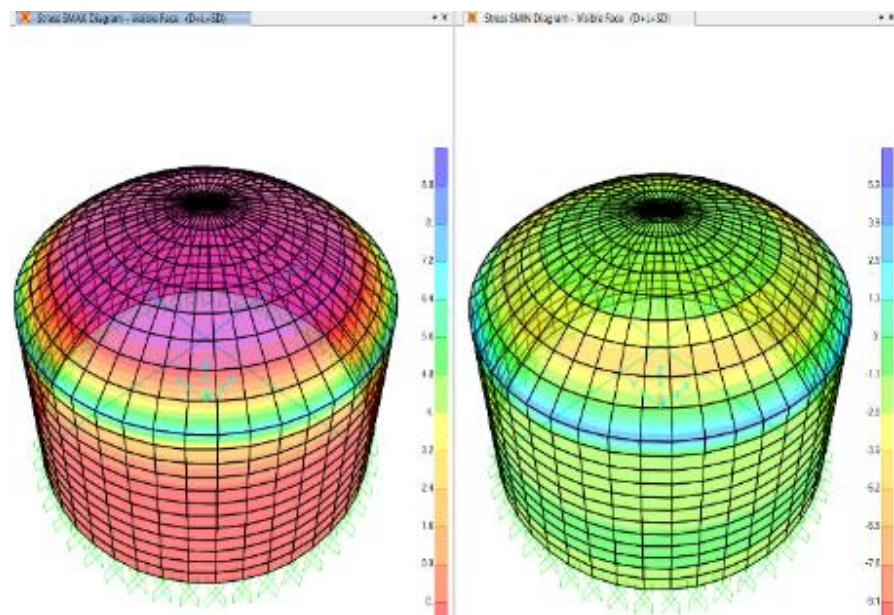


Figura 5.40: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 9.6 kgf/cm^2 ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 2.4 kgf/cm^2 . **Fuente:** SAP2000

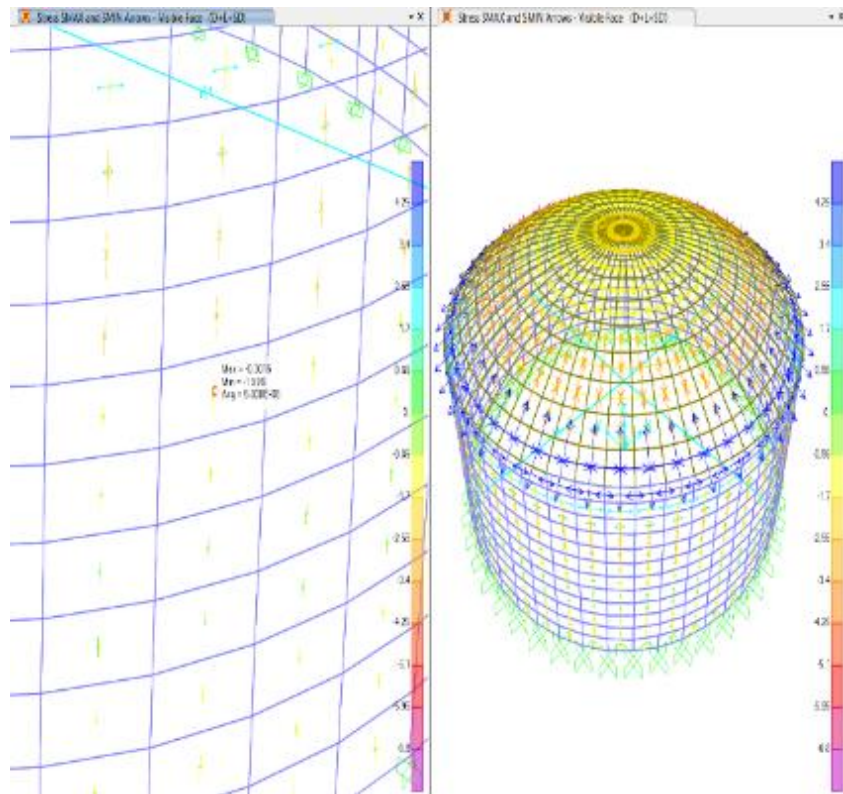


Figura 5.41: ((Izq.) Tensor de esfuerzos principales en el muro del tanque; (Der.) Diagrama de esfuerzos máximos representados por flechas, las de mayor intensidad se muestran en color azul a 1/3 de la altura del tanque.
Fuente: SAP2000

5.3.8 CÁLCULO DE ACERO EN LA ESTRUCTURA DEL RESERVORIO APOYADO

5.3.8.1 Cálculo del Acero en la Cúpula

Una cúpula puede definirse como un caparazón delgado generado por la revolución de una curva regular alrededor de uno de sus ejes. La forma del domo depende del tipo de curva y la dirección del eje de revolución. En las cúpulas esféricas y conoidales, la superficie se describe girando un arco de círculo. El centro del círculo puede estar en el eje de rotación (domo esférico) o fuera del eje (domo conoidal). Ambos tipos pueden o no tener una linterna simétrica que se abre por la parte superior. El borde de la cúpula (cascara), alrededor de su base, generalmente está provisto de un elemento de borde vaciado de manera integral con la cúpula.

La teoría de la membrana para el análisis de las capas de revolución (shell) puede desarrollarse despreciando el efecto del momento de flexión, el momento de torsión y el corte; asumiendo que las cargas son transportadas totalmente por esfuerzos axiales. Además, el espesor de la cúpula debe ser lo suficiente para alojar y proteger el acero de refuerzo, desde este punto de vista se considera como espesor mínimo de la cúpula 80 mm.

La **Figura 5.42** muestra una típica cascara de revolución, en el cual se indica el equilibrio de un elemento diferencial, obtenido por la intersección del meridiano y latitud. Las fuerzas a lo largo de la circunferencia son denotadas por N_ϕ y son llamados esfuerzos meridianos y las fuerzas en ángulo recto con el plano meridiano y a lo largo de la latitud son horizontales y se denominan tensiones anulares, denotadas por N_θ .

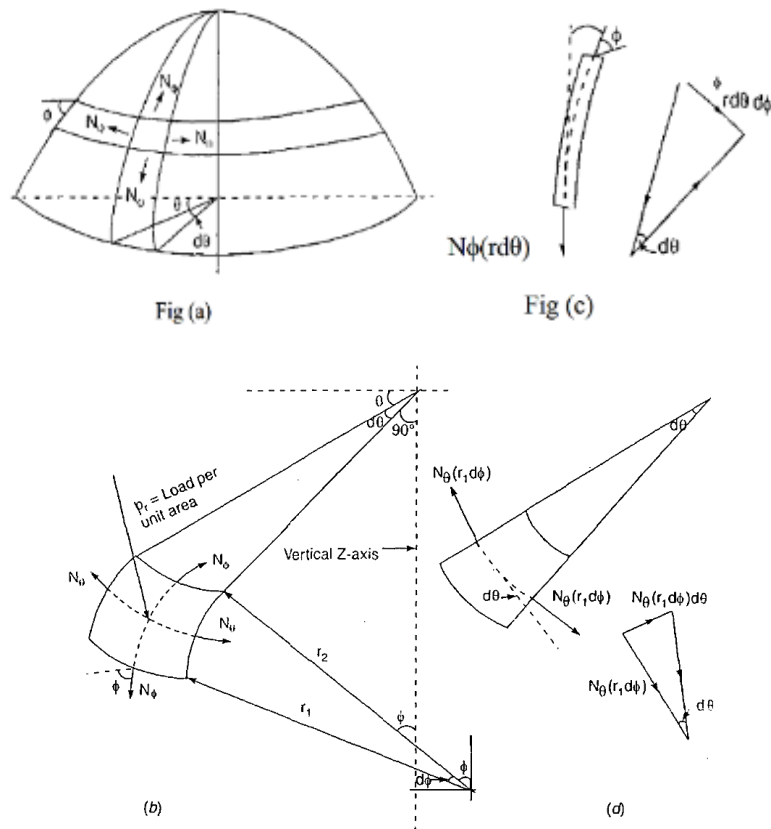


Figura 5.42: Esfuerzos internos en una cúpula. Fuente: ACI 318M-08 en su capítulo 19

Despreciando la variación en la magnitud de N_ϕ y N_θ , ya que son muy pequeños. Es estado de esfuerzos en la cúpula se muestra en la **Figura 5.42 b**.

Se tomarán las consideraciones indicadas del ACI 318M-08 en su capítulo 19 (cáscaras y losas plegadas). En la sección 9.2.11 se indica que la resistencia a compresión axial de diseño será $0.40f_c$. Por otro lado, de acuerdo a la sección 7.12, la cuantía mínima de refuerzo debe ser 0.0018. El principal objetivo del refuerzo es resistir los esfuerzos de tracción a los que será sometida la cúpula del tanque. Se verificó el diseño para los esfuerzos internos que se producen en la membrana de la cúpula (esfuerzos normales y cortantes). El refuerzo se provee en dos direcciones y en una sola capa.

Reservorio Subtanjalla:

a) Diseño por fuerza anular (tracción)

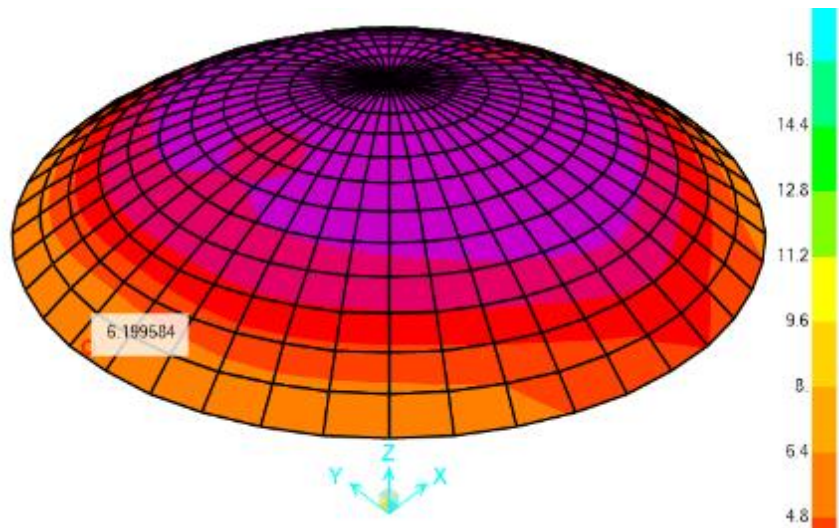


Figura 5.43: Esfuerzos máximos F11 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga sísmica. **Fuente:** SAP2000.

$f_c =$	195 kg/cm ²	(Resistencia axial a compresión promedio del concreto)
$f_r =$	27 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $f_r = 2 \sqrt{f_c}$)
$f_y =$	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
$\phi =$	0.90	(Factor de reducción por tracción)
$T =$	6.20 Tn/m	(Fuerza anular, F11)
$t_r =$	0.06 m	(espesor de cúpula)

Fórmula: $T = \phi A_s f_y \longrightarrow A_s = T / 0.9 f_y$

	$A_s =$	1.64 cm ² /m
	$A_{s\min} =$	1.08 cm ²
Si usamos $\phi = 3/8"$	$A_{s\phi} =$	0.71 cm ²

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

$s = A_{s\phi} / A_s$	\longrightarrow	$s =$	0.43 m
		$s_{\max} = 3 \cdot t_r = s =$	0.18 m
		$s =$	0.45 m

Usar acero anular $\phi = 3/8"$ 0.20 m en una capa

b) Diseño por momento flector (esfuerzos meridianos)

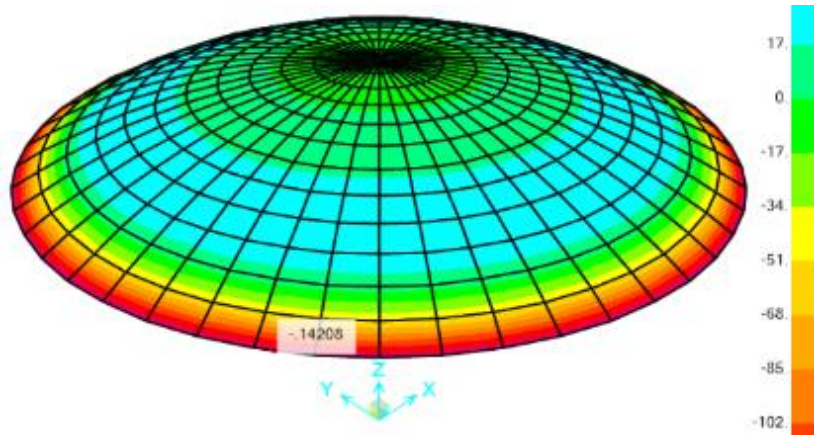


Figura 5.44: Momentos máximos M22 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria. **Fuente:** SAP2000.

$M_u + =$	0.14 Tn.m/m
$f_c =$	195 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$t_r =$	6.00 cm
$r =$	2 cm
$b =$	100 cm
$d =$	4.00 cm
$\phi =$	0.90

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_{s\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

<u>Momento positivo</u>	Mu =	14000 kg-m
	a =	0.25 cm
	As =	0.96 cm ² /m
	Asmin	0.91 cm ²

Si usamos $\phi = 3/8''$ \longrightarrow $As_{\phi} = 0.71 \text{ cm}^2$

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será

$$s = As_{\phi} / As \longrightarrow s = 0.74 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 3 \cdot t_r = s = 0.18 \text{ m}$$

$$s = 0.45 \text{ m}$$

Se colocará acero $\phi = 3/8''$ 0.20 m en una capa

c) Diseño por momento flector (esfuerzos meridianos)

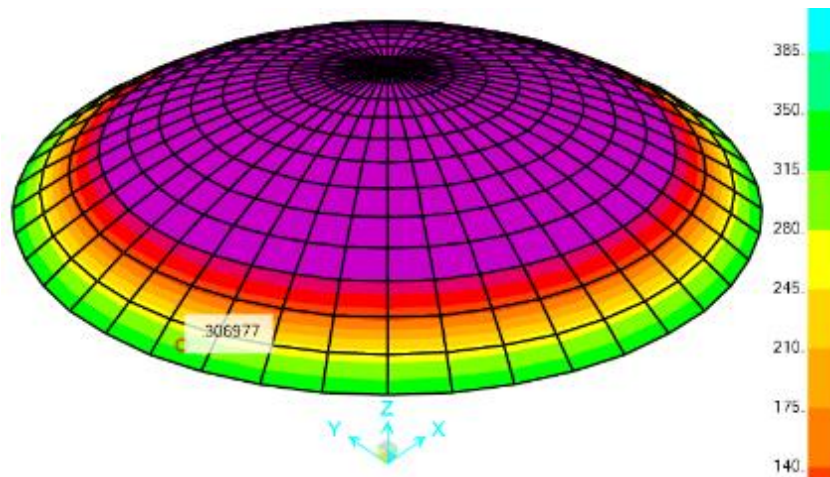


Figura 5.45: Fuerzas cortantes máximas VMax en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria. **Fuente:** SAP2000.

Vu =	0.35 Tn	$\phi \cdot Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
fc =	195 kg/cm ²	
tr =	6.00 cm	$\phi Vc = 2.47 \text{ Tn}$
r =	2 cm	Vu < ϕVc ... OK!
b =	100 cm	D/C = 0.14
d =	4.00 cm	
ϕ =	0.85	

Por lo tanto, se ha verificado que el diseño cumple con los refuerzos requeridos para su buen comportamiento estructural. Sin embargo, no cumple con las recomendaciones del ACI, con respecto a espaciamientos máximos. En el caso de la malla central de la cúpula debió ser varillas de $\phi 3/8''@20\text{cm}$, espaciadas a 20cm en lugar de 25cm. El acero exterior, para los momentos negativos,

generados en los extremos inferiores de la cúpula, por facilidad de armado usar $\varnothing 3/8''@40\text{cm}$.

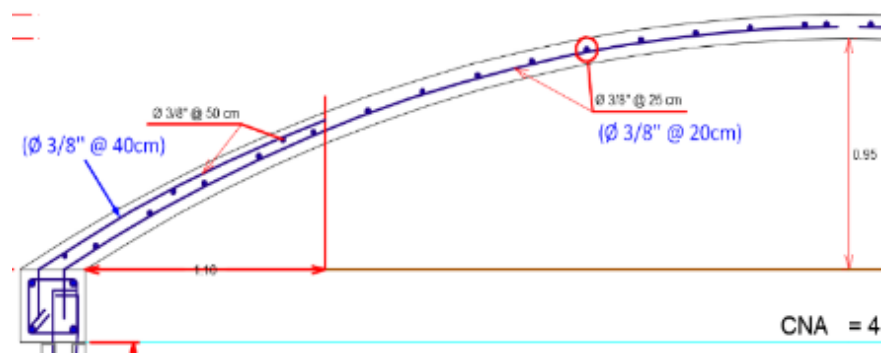


Figura 5.46: Refuerzo existente en la cúpula y acero calculado.
Fuente: AutoCAD

Reservorio Alto Santamaría:

a) Diseño por fuerza anular (tracción)

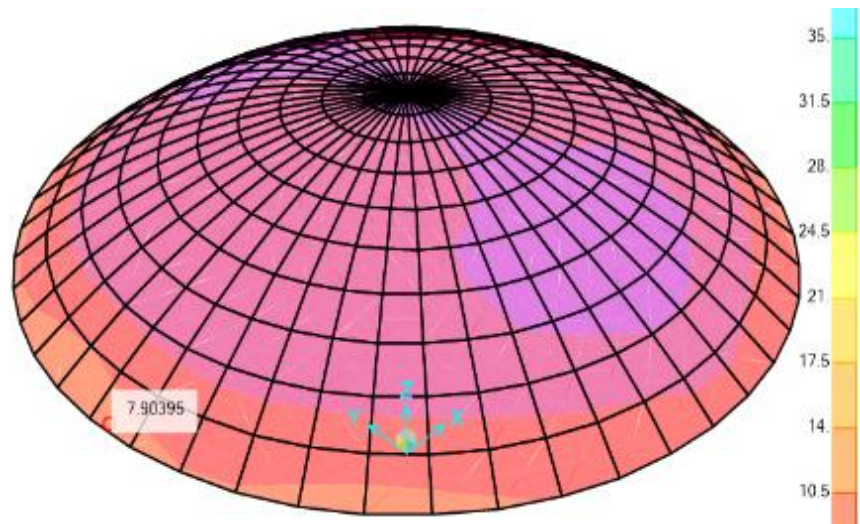


Figura 5.47: Esfuerzos máximos F_{11} en la cúpula (Tonf, m) – Por carga sísmica **Fuente:** SAP2000

$f_c =$	180 kg/cm ²	(Resistencia axial a compresión promedio del concreto)
$f_r =$	27 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $f_r = 2\sqrt{f_c}$)
$f_y =$	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
$\phi =$	0.90	(Factor de reducción por tracción)
$T =$	7.90 Tn/m	(Fuerza anular, F11)
$t_r =$	0.25 m	(espesor de cúpula)

Fórmula: $T = \phi A_s f_y \rightarrow A_s = T / 0.9 f_y$

$A_s = 2.09 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s_{\min}} = 4.5 \text{ cm}^2$

Si usamos $\phi = 3/8" \rightarrow A_{s\phi} = 0.71 \text{ cm}^2$

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

$s = A_{s\phi} / A_s \rightarrow s = 0.16 \text{ m}$
 $s_{\max} = 3 \cdot t_r = s = 0.75 \text{ m}$
 $s = 0.45 \text{ m}$

Usar acero anular $\phi = 3/8" \quad 0.15 \text{ m}$ en una capa

b) Diseño por momento flector (esfuerzos meridianos)

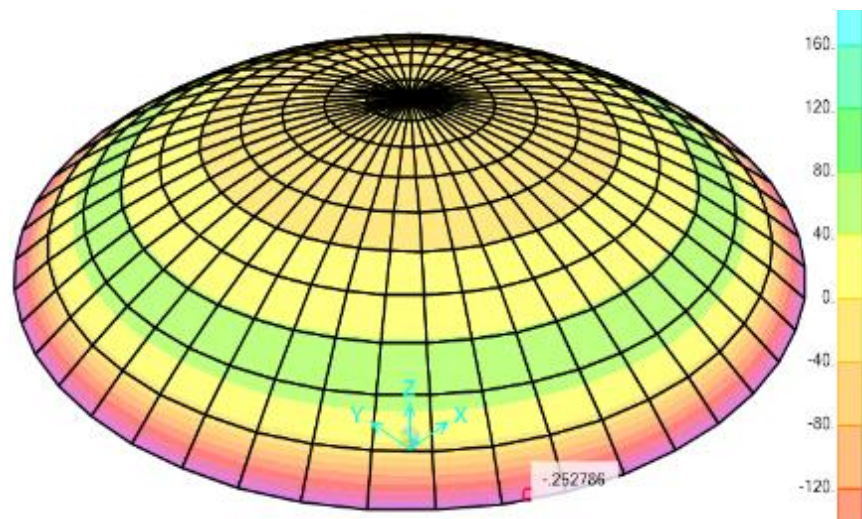


Figura 5.48: Momentos máximos M22 en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria. **Fuente:** SAP2000

$\mu + = 0.25 \text{ Tn. m/m}$
 $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $t_r = 25.00 \text{ cm}$
 $r = 2 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 23.00 \text{ cm}$
 $\phi = 0.90$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Momento positivo $\mu = 25000 \text{ kg-m}$
 $a = 0.08 \text{ cm}$
 $A_s = 0.29 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{s \text{ min}} = 5.26 \text{ cm}^2$

Si usamos $\phi = 3/8'' \rightarrow A_s \phi = 0.71 \text{ cm}^2$

Entonces la distribución o espaciado (s) del refuerzo en la cúpula será

$s = A_{s \phi} / A_s \rightarrow s = 0.14 \text{ m}$
 $s_{\text{max}} = 3 \cdot t_r = s = 0.75 \text{ m}$
 $s = 0.45 \text{ m}$

Usar acero $\phi = 3/8''$ 0.15 m en una capa

c) Verificación del cortante

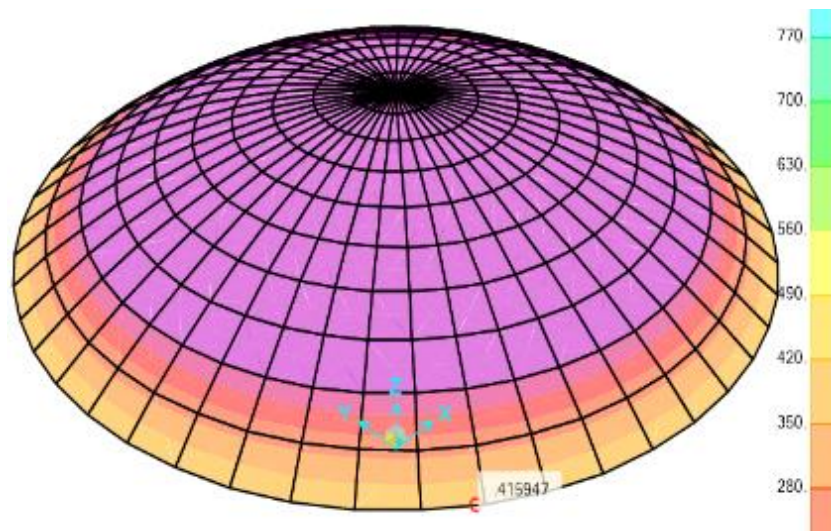


Figura 5.49: Fuerzas cortantes máximas VMax en la cúpula (Tonf, m) – Por carga gravitatoria. **Fuente:** SAP2000

$V_u =$	0.42 Tn	$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
$f'_c =$	180 kg/cm ²	
$t_r =$	25.00 cm	$\phi V_c = 14.21 \text{ Tn}$
$r =$	2 cm	$V_u < \phi V_c \dots \text{OK!}$
$b =$	100 cm	D/C = 0.03
$d =$	23.00 cm	
$\phi =$	0.85	

Por lo tanto, se ha verificado que el diseño no cumple con los refuerzos requeridos para su buen comportamiento estructural. En el caso de la malla central de la cúpula debió ser varillas de $\emptyset 3/8''@15\text{cm}$, en lugar de $\emptyset 1/4'' @20\text{cm}$. El acero exterior, para los momentos negativos, generados en los extremos inferiores de la cúpula, por facilidad de armado usar $\emptyset 3/8''@40\text{cm}$.

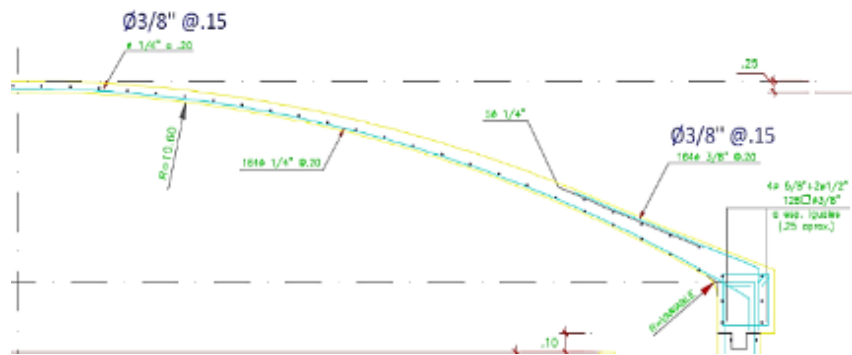


Figura 5.50: Refuerzo existente en la cúpula y acero calculado.

Fuente: SAP2000

5.3.8.2 Cálculo del Acero en la Viga Anular Superior

La viga de anillo circular superior estará sujeta principalmente a fuerzas de tracción por acción de las cargas sísmicas y deben ser diseñadas para soportar estas cargas. Además serán sometidas a fuerzas cortantes fuera del plano del muro del tanque que deberán ser resistidas por la viga anular.

Reservorio Subtanjalla:

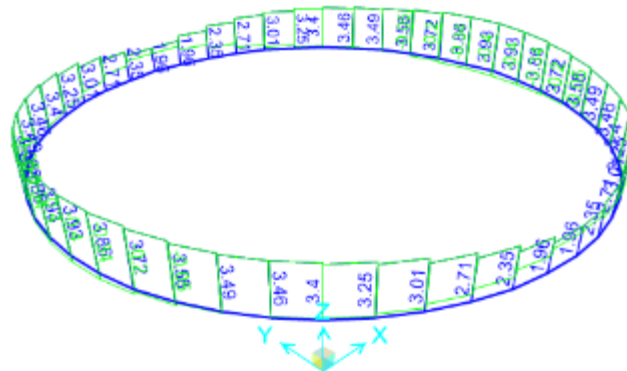


Figura 5.51: Fuerzas axiales en anillo de borde – Tracción (Tonf).
Fuente: SAP2000

$f_c =$	195 kg/cm ²	
$f_r =$	27.42 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $f_r = 2\sqrt{f_c}$)
$f_y =$	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
$b =$	30 cm	(Ancho del anillo)
$h =$	30 cm	(Peralte del anillo)
$\phi =$	0.90	(Factor de reducción por tracción)
$T =$	3.86 Tn	

Fórmula: $T = \phi A_s f_y \longrightarrow A_s = T / 0.9 f_y$

Cuantía mínima: 0.8% \longrightarrow $A_s = 1.02 \text{ cm}^2$
 $A_{s\text{min}} = 7.20 \text{ cm}^2$

Usamos $\phi = 5/8'' \longrightarrow A_s \phi = 1.98 \text{ cm}^2$

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

Nro barras = $A_s / A_s \phi \longrightarrow$ Nro. Barras = 3.64 m

Usar acero $\phi = 4 \phi 5/8''$

Podemos observar que con $4\phi 1/2''$ se satisface la demanda de fuerzas internas a tracción en la viga de borde. Sin embargo, por recomendaciones prácticas, se debería usar una cuantía mínima de 0.8% o para este caso $4\phi 5/8''$.

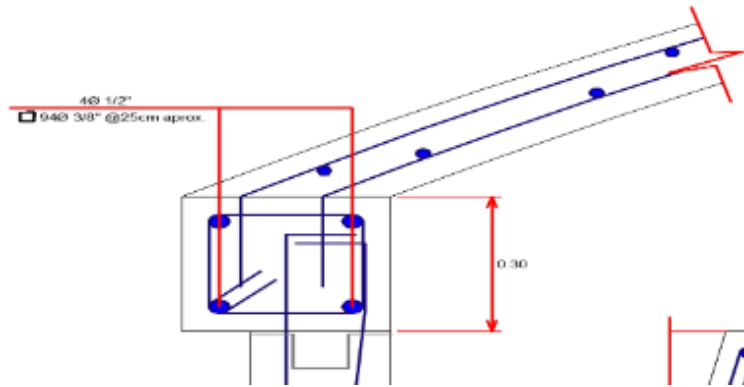


Figura 5.52: Refuerzo existente en anillo de borde.
Fuente: SAP2000

Reservorio Alto Santamaría:

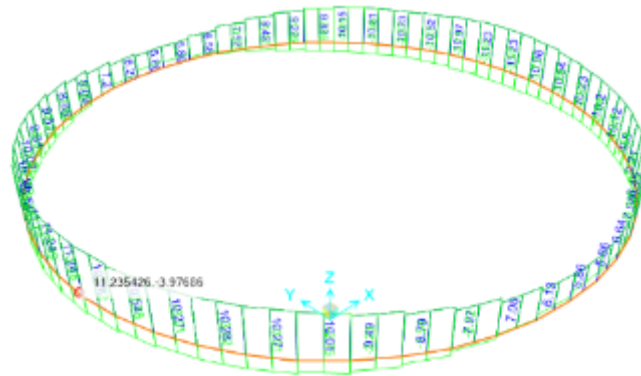


Figura 5.53: Fuerzas axiales en anillo de borde – Tracción (Tonf).
Fuente: SAP2000

$f_c =$	180 kg/cm ²	
$f_r =$	27.42 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $f_r = 2\sqrt{f_c}$)
$f_y =$	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
$b =$	40 cm	(Ancho del anillo)
$h =$	40 cm	(Peralte del anillo)
$\phi =$	0.90	(Factor de reducción por tracción)
$T =$	11.24 Tn	

Fórmula: $T = \phi A_s f_y \longrightarrow A_s = T / 0.9 f_y$

Cuantía mínima: 0.8% \longrightarrow $A_s = 2.97 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$

Si usamos $\phi = 5/8"$ \longrightarrow $A_s \phi = 1.98 \text{ cm}^2$

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

Nro barras = $A_s / A_{s \phi} \longrightarrow$ Nro. Barras = 6.46 m

Usar acero $\phi = 6 \phi 5/8"$

Podemos observar que con $4\varnothing 5/8''$ se satisface la demanda de fuerzas internas a tracción en la viga de borde. Sin embargo, por recomendaciones prácticas, se debería usar una cuantía mínima de 0.8% o para este caso $6\varnothing 5/8''$.

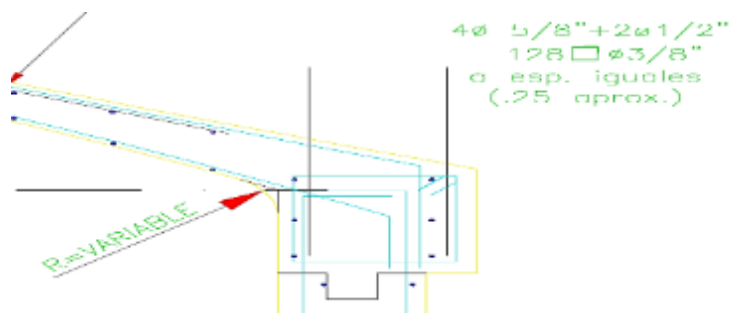


Figura 5.54: Refuerzo existente en anillo de borde.
Fuente: SAP2000

5.3.8.3 Cálculo del Acero en el Muro Circular

Para calcular el acero requerido en el muro circular, se realizarán bajo los requerimientos del capítulo 21 (Estructuras resistentes a fuerzas sísmicas) del ACI 318M-08.

Los muros de los reservorios deben ser reforzados para soportar esfuerzos de membrana en su dirección radial, y en la dirección tangencial los momentos y fuerzas cortantes serán las más importantes.

Reservorio Subtanjalla:

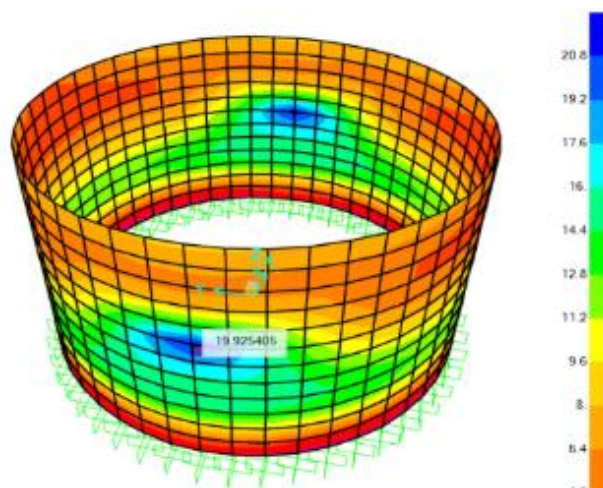


Figura 5.55: Fuerzas de anulares máxima F11 – Ton.
Fuente: SAP2000

a) Diseño por fuerza anular (tracción)

Se calculó el acero requerido son varillas Ø 3/8" @ 0.25m. En comparación con los aceros existentes Ø 1/2" @ 0.25 se puede indicar que los refuerzos están sobredimensionados. Por lo tanto, el muro presenta un alto nivel de resistencia en comparación a las demandas de carga externa.

La tracción es netamente resistida por el refuerzo horizontal

f'c =	188 kg/cm ²	
fr =	27.42 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $fr = 2\sqrt{f'c}$)
fy =	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
φ =	0.90	(Factor de reducción por tracción)
T1 =	15.50 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 0 a 1.2m)
T2 =	20.00 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 1.2 a 2.8m)
T3 =	15.50 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 2.8 a 3.9m)

Fórmula: $T = \phi As fy \longrightarrow As = T / 0.9 fy$

	As_{min}
As1 = 4.10 cm ² /m	4.00
As2 = 5.29 cm ² /m	4.00
As3 = 4.10 cm ² /m	4.00

Si usamos φ = 3/8" \longrightarrow	As φ = 1.42 cm ²	(2 capas)
3/8" \longrightarrow	As φ = 1.42 cm ²	(2 capas)

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

Entonces la distribución o espaciamiento (s) del refuerzo en la cúpula será:

$s = As_{\phi} / As \longrightarrow$

s1 =	0.35 m
s2 =	0.27 m
s3 =	0.35 m

Se colocará acero φ = 3/8" @ 0.35 m en dos capas en una altura de 0 a 1.2 m
 3/8" @ 0.25 m en dos capas en una altura de 1.2 a 2.8 m
 3/8" @ 0.35 m en dos capas en una altura de 2.8 a 3.9 m

b) Diseño por momento flector (Acero vertical)

Se calculó que el acero requerido que son varillas de Ø 1/2" @ 30cm como mínimo, mientras que refuerzo instalado en la estructura existente son de Ø 1/2" @ 25cm. Por lo tanto, se estaría

cumpliendo con las exigencias del código sísmico actual (E.030 - 2018).

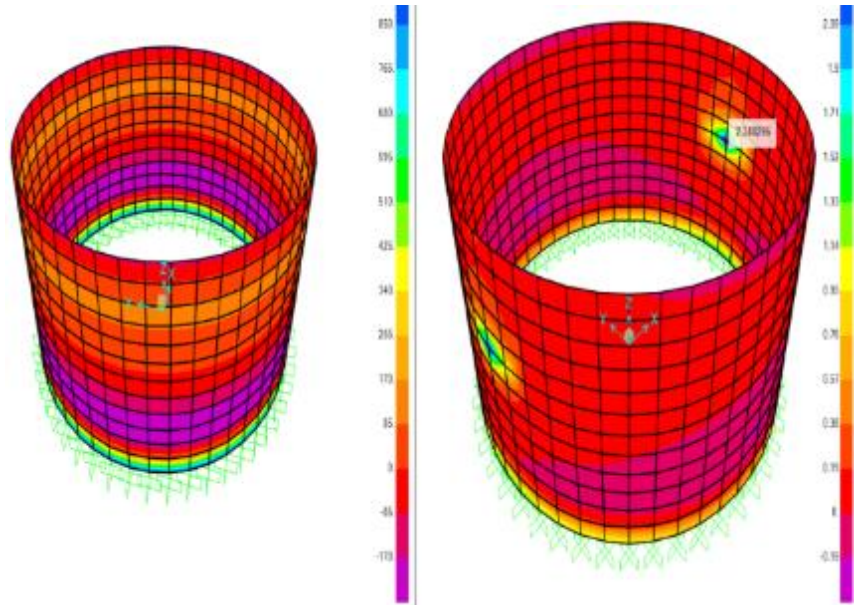


Figura 5.56: Momentos flectores verticales M22 (tonf) – Presión hidrostática, cargas sísmicas.

Fuente: SAP2000

$\mu (+) = 2.18 \text{ Tn-m/m}$
 $\mu (-) = 1.77 \text{ Tn-m/m}$
 $f_c = 195 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $t_w = 20 \text{ cm}$
 $d = 14 \text{ cm}$
 $\phi = 0.90$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_{s \min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

Mu	a	As	As min	Diámetro	As φ	S (cm)
2.18	1.13	4.29	3.20	1/2"	1.27	0.30
1.77	0.91	3.46	3.20	1/2"	1.27	0.37

Se colocará acero φ 1/2" @ 0.30 m en dos capas

c) Verificación por tracción en la dirección Z

$T_u = 6 \text{ Tn}$
 $f_c = 195 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$

Arera de acero colocado como fierro vertical 1/2" @ 0.30 m en dos capas

Acero vertical por metro lineal $A_s = 8.58 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistencia nominal a tracción $\phi T_n = 32.45 \text{ Tn/m}$

Se verifica que : $T_u < \phi T_n \dots \text{Ok!}$

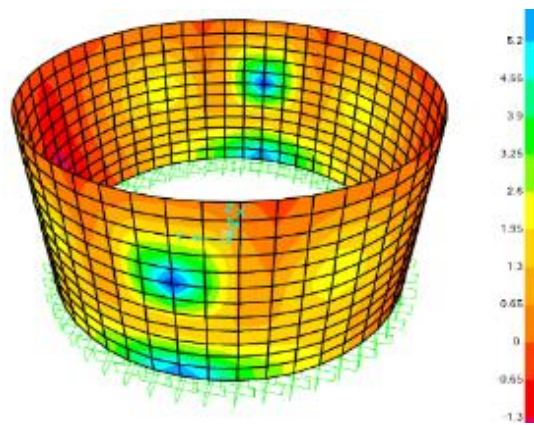


Figura 5.57: Fuerzas de tracción vertical F22.
Fuente: SAP2000

d) Verificación por fuerza cortante

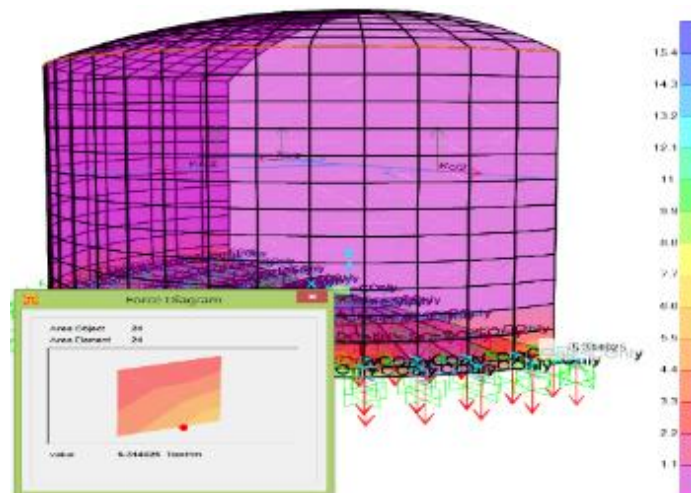


Figura 5.58: Fuerzas de corte máximas – VMAX (tonf).
Fuente: SAP2000

$V_u =$	5.34 Tn	$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
$f_c =$	195.00 kg/cm ²	
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²	$\phi V_c = 8.65 \text{ Tn}$
$t_w =$	20.00 cm	$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{A_s}$
$b =$	100 cm	
$d =$	14.00 cm	
$\phi =$	0.85	

Como se colocó ϕ 1/2" @ 0.20 m en dos capas 12.7 cm²
 $s =$ 35 cm
 $\phi V_s =$ 18.14 Tn

$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \quad \longrightarrow \quad \phi V_n = 26.78 \text{ Tn}$

$V_u < \phi V_n \quad \dots \text{OK!}$

Reservorio Alto Santamaría:

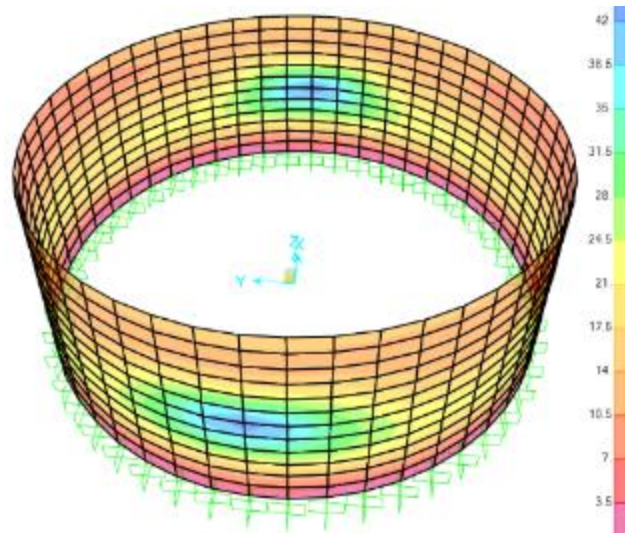


Figura 5.59: Fuerzas de anulares máxima F11 – Ton.
Fuente: SAP2000

a) Diseño por fuerza anular (tracción)

Se calculó el acero requerido son varillas \emptyset 5/8" @ 0.35m. En comparación con los aceros existentes \emptyset 5/8": 10@0.15, 6@0.20, 6@0.25 se puede indicar que los refuerzos están sobredimensionados. Por lo tanto, el muro presenta un alto nivel de resistencia en comparación a las demandas de carga externa.

La tracción es netamente resistida por el refuerzo horizontal

$f_c =$	180 kg/cm ²	
$f_r =$	27.42 kg/cm ²	(Resistencia del concreto a tracción $f_r = 2\sqrt{f_c}$)
$f_y =$	4200 kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia del acero)
$\phi =$	0.90	(Factor de reducción por tracción)
T1 =	21.00 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 0 a 1.2m)
T2 =	44.00 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 1.2 a 2.8m)
T3 =	25.00 Tn/m	(Fuerza anular de diseño para altura de 2.8 a 3.9m)

Fórmula: $T = \phi A_s f_y \longrightarrow A_s = T / 0.9 f_y$

As1 =	5.56 cm ² /m
As2 =	11.64 cm ² /m
As3 =	6.61 cm ² /m

As _{min}
5.00
5.00
5.00

Si usamos $\phi = 5/8"$ \longrightarrow As $\phi = 3.96$ cm² (2 capas)
 $5/8"$ \longrightarrow As $\phi = 3.96$ cm² (2 capas)

Entonces la distribución o espaciamento (s) del refuerzo en la cúpula será:

$s = A_{s\phi} / A_s \longrightarrow$

s1 =	0.71 m
s2 =	0.34 m
s3 =	0.60 m

Se colocará acero $\phi = 5/8"$ @ 0.45 m en dos capas en una altura de 0 a 1.2 m
 $5/8"$ @ 0.35 m en dos capas en una altura de 1.2 a 2.8 m
 $5/8"$ @ 0.45 m en dos capas en una altura de 2.8 a 3.9 m

b) Diseño por momento flector (Acero vertical)

Se calculó que el acero requerido que son varillas de $\emptyset 1/2"$ @ 30cm como mínimo, mientras que refuerzo instalado en la estructura existente son de $\emptyset 1/2"$ @ 25cm. Por lo tanto, se estaría cumpliendo con las exigencias del código sísmico actual (E.030 - 2018).

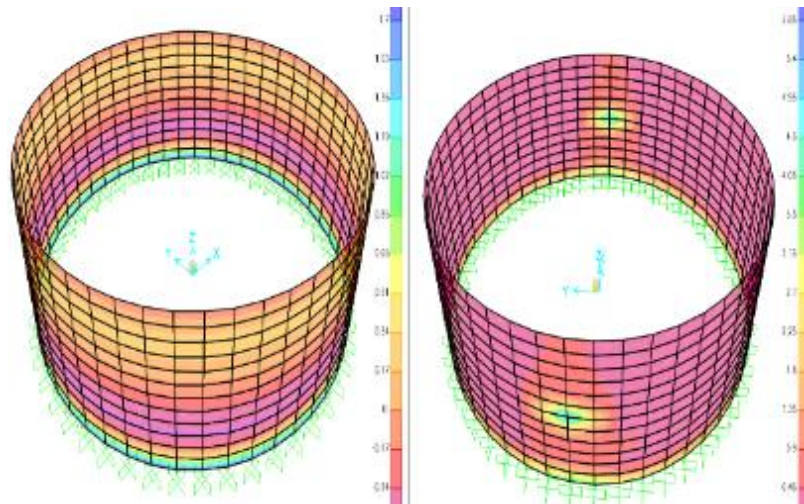


Figura 5.60: Momentos flectores verticales M22 (tonf) – Presión hidrostática, cargas sísmicas. **Fuente:** SAP2000

Mu (+) = 5.81 Tn-m/m
Mu (-) = 1.81 Tn-m/m
f_c = 180 kg/cm²
f_y = 4200 kg/cm²
b = 100 cm
tw = 25 cm
d = 19 cm
φ = 0.90

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_{s \min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

Mu	a	As	As min	Diámetro	As φ	S (cm)
5.81	2.26	8.60	4.34	3/4"	2.85	0.33
1.81	0.67	2.57	4.34	3/4"	2.85	0.66

Se colocará acero φ 3/4" @ 0.30 m en dos capas

c) Verificación por tracción en la dirección Z

T_u = 6 Tn
f_c = 180 kg/cm²
f_y = 4200 kg/cm²
φ = 0.90

Arera de acero colocado como fierro vertical 1/2" @ 0.30 m en dos capas

Acero vertical por metro lineal As = 8.58 cm²/m

Resistencia nominal a tracción φ T_n = 32.45 Tn/m

Se verifica que: **T_u < φ T_n ... OK!**

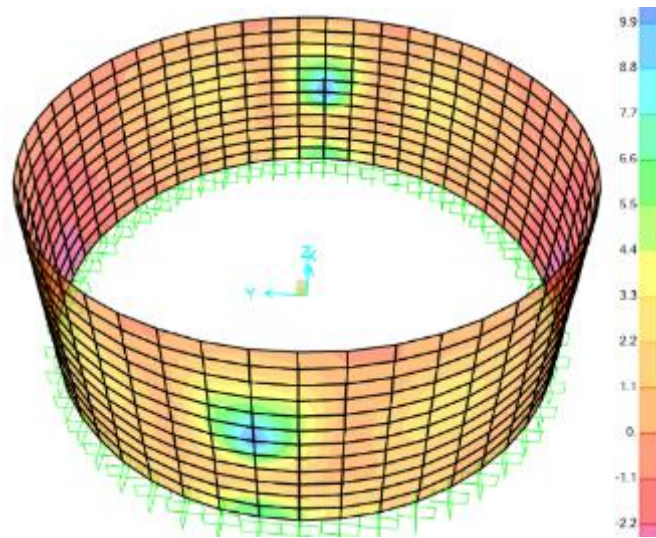


Figura 5.61: Fuerzas de tracción vertical F22.
Fuente: SAP2000

d) Verificación por fuerza cortante

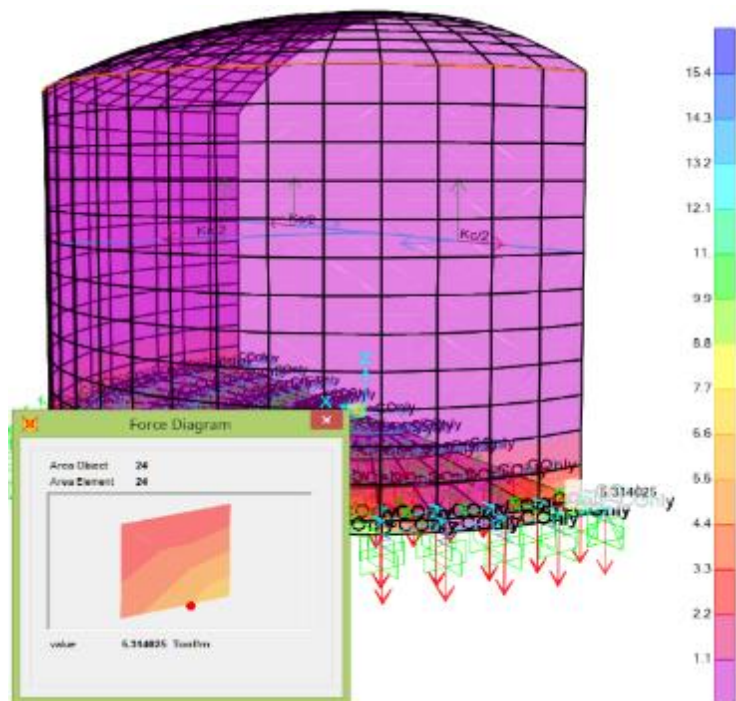


Figura 5.62: . Fuerzas de corte máximas – VMAX (tonf).
Fuente: SAP2000

$V_u =$	5.34 Tn	$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
$f'_c =$	180.00 kg/cm ²	
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²	$\phi V_c =$ 8.65 Tn
$t_w =$	20.00 cm	$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{A_s}$
$b =$	100 cm	
$d =$	14.00 cm	
$\phi =$	0.85	

Como se colocó ϕ 1/2" @ 0.20 m en dos capas 12.7 cm²
 $s =$ 35 cm
 $\phi V_s =$ 18.14 Tn

$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \quad \longrightarrow \quad \phi V_n =$ 26.78 Tn

$V_u < \phi V_n$ OK!

5.3.8.4 Cálculo del Acero en la Subestructura

Aunque la construcción de tanques está muy avanzada en estos tiempos, no todos los tanques están ubicados en terrenos adecuados, y muchos requieren la implementación de medidas de cimentación específicas para garantizar que se cumplan las especificaciones de diseño.

Si bien la mejora del terreno de los cimientos de tanques tiene un reconocimiento comprobado y puede ser la solución más apropiada para muchos tanques, la experiencia de **(Babak Hamidi, 2018)** es que ocasionalmente los requisitos de asentamiento de los proyectos parecen haber sido influenciado por las especificaciones de edificaciones que no han sido desarrolladas para este propósito. En consecuencia se recomienda la mejora de la base del tanque mediante compactación dinámica y control de calidad mediante pruebas de campo.

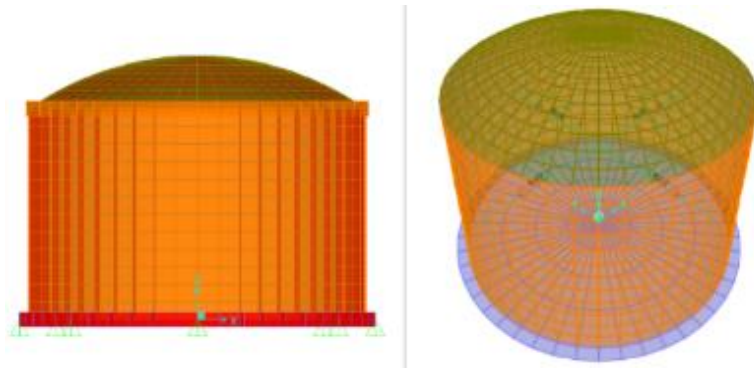


Figura 5.63: Modelamiento de la base del tanque.
Fuente: SAP2000

5.3.8.5 Cálculo del Acero en la Losa Base

En este ítem se calculó el acero requerido y luego se comparó con el acero instalado en la estructura existente. En primer lugar, se verificó que se cumpla con las presiones admisibles del suelo. Finalmente, se calculó el refuerzo de la cimentación.

Reservorio Subtanjalla:

Se verificó que las presiones actuantes sobre el suelo sean menores al admisible. Para este caso se obtuvo una presión de $0.44 \text{ kgf/cm}^2 < 0.88 \text{ kgf/cm}^2$ que es la presión admisible del suelo según reportes del estudio de mecánica de suelos (**Fig. 5.64**).

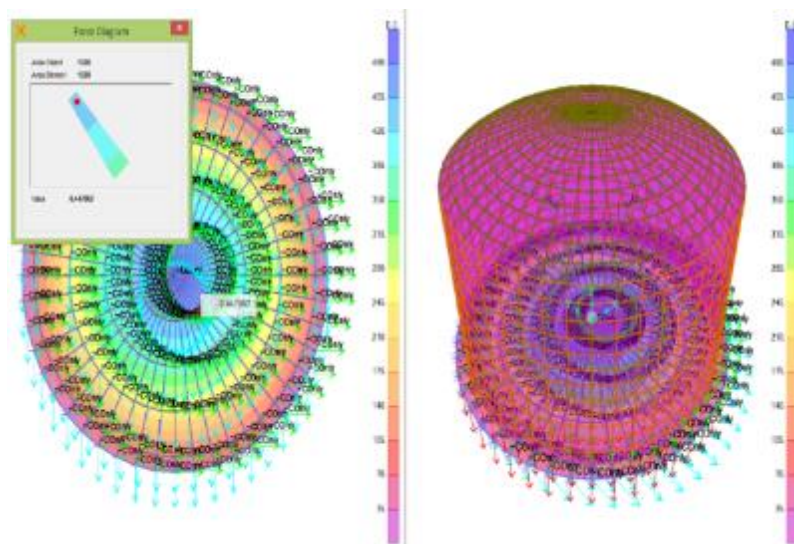


Figura 5.64: Presión máxima sobre el terreno por carga de servicio – CM + CV + CL (0.44 kgf/cm^2). Fuente: SAP2000

a) Diseño por momento flector (Acero anular y radial)

$M_u (+) = 3.12$ Tn-m/m
 $M_u (-) = 4.29$ Tn-m/m
 $f_c = 195$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $b = 100$ cm
 $h_b = 30$ cm
 $d = 22.50$ cm
 $\phi = 0.90$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_{s \min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

Mu	a	As	As min	Diámetro	As ϕ	S (cm)
3.12	0.99	3.75	5.14	1/2"	1.27	0.25
4.29	1.37	5.20	5.14	1/2"	1.27	0.24

Usar acero ϕ long 1/2" @ 0.25 m en dos capas

b) Verificación por fuerzas de corte

$V_u = 29.84$ Tn
 $f_c = 195.00$ kg/cm²
 $f_y = 4200.00$ kg/cm²
 $h_b = 30$ cm
 $b = 100$ cm
 $d = 22.50$ cm
 $\phi = 0.85$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 13.90 \text{ Tn}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{A_s}$$

Como se colocó ϕ 3/4" @ 0.25 m en dos capas 22.8 cm^2
 $s = 0.25$ cm
 $\phi V_s = 74.15$ Tn
 $\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \longrightarrow \phi V_n = 88.04$ Tn

$V_u < \phi V_n$ OK!

Finalmente se verificó que el acero requerido cumple con el acero instalado en la estructura existente (**Fig. 5.65**).

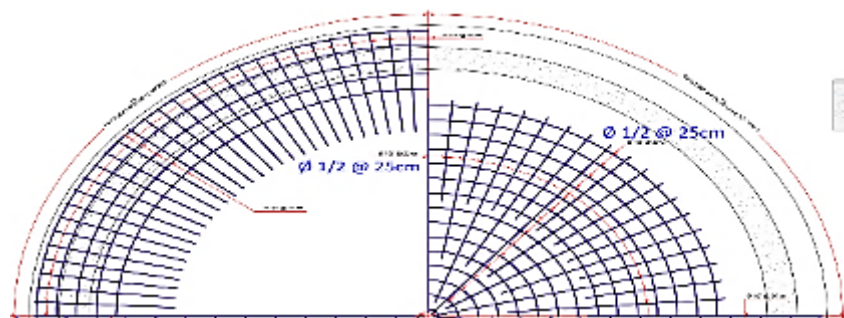


Figura 5.65: Acero instalado en losa de cimentación.

Fuente: SAP2000

Reservorio Alto Santamaría:

Se verificó que las presiones actuantes sobre el suelo sean menores al admisible. Para este caso se obtuvo una presión de $0.35 \text{ kgf/cm}^2 < 1.09 \text{ kgf/cm}^2$ que es la presión admisible del suelo según reportes del estudio de mecánica de suelos (**Fig. 5.66**).

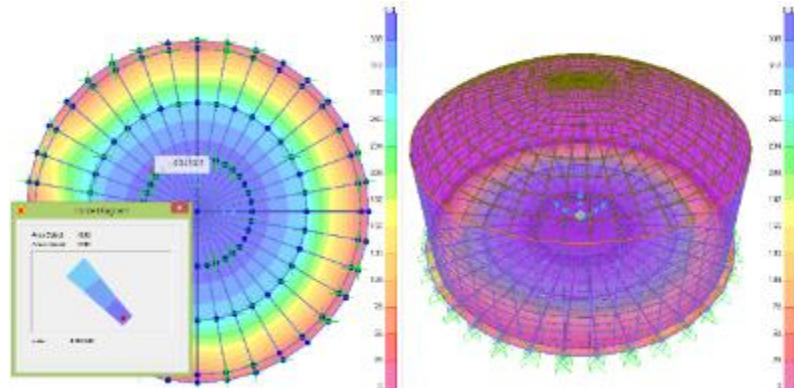


Figura 5.66: Presión máxima sobre el terreno por carga de servicio – CM + CV + CL (0.35 kgf/cm^2). Fuente: SAP2000

a) Diseño por momento flector (Acero anular y radial)

$\mu (+) = 2.10 \text{ Tn-m/m}$
 $\mu (-) = 1.68 \text{ Tn-m/m}$
 $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $h_b = 15 \text{ cm}$
 $d = 7.50 \text{ cm}$
 $\phi = 0.90$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{|M_u|}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}}$$

$$A_s \text{ min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

μ	a	A_s	$A_s \text{ min}$	Diámetro	$A_s \phi$	S (cm)
2.1	2.30	8.75	1.71	1/2"	1.27	0.15
1.68	1.77	6.72	1.71	1/2"	1.27	0.19

Usar acero ϕ long 1/2" @ 0.15 m en dos capas

b) Verificación por fuerzas de corte

$V_u =$	42.50 Tn	$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
$f'_c =$	180.00 kg/cm ²	
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²	$\phi V_c =$ 13.90 Tn
$h_b =$	30 cm	$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{A_s}$
$b =$	100 cm	
$d =$	22.50 cm	
$\phi =$	0.85	

Como se colocó ϕ 3/4" @ 0.25 m en dos capas	22.8 cm ²
$s =$	0.15 cm
$\phi V_s =$	126.16 Tn
$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$	$\phi V_n =$ 140.06 Tn

$V_u < \phi V_n$ OK!

Finalmente se verificó que el acero requerido cumple con el acero instalado en la estructura existente (**Fig.5.67**).

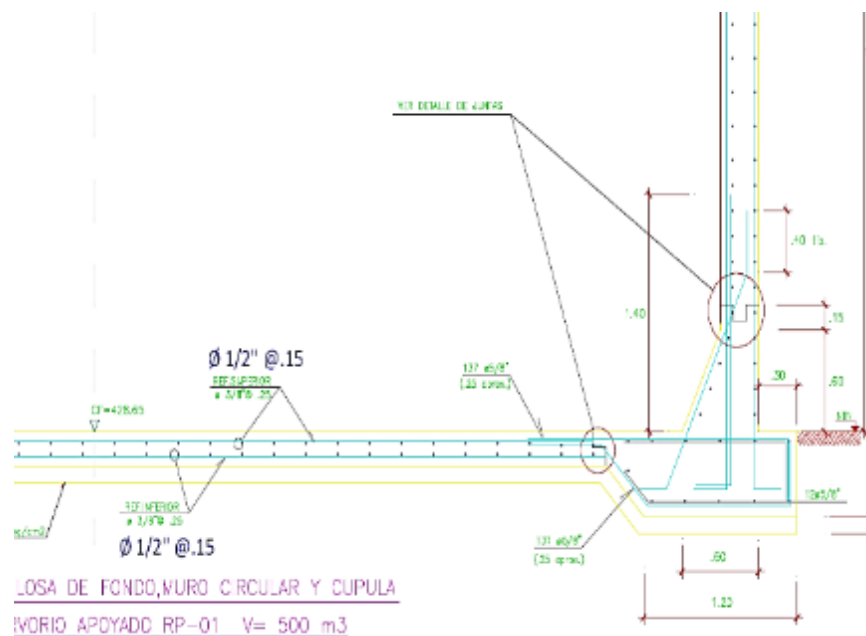


Figura 5.67: Acero instalado en losa de cimentación. **Fuente:** SAP2000

CAPITULO VI
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTO

Reservorio Subtanjalla:

Para el caso del Reservorio de Subtanjalla los desplazamientos relativos son menores a 0.25%, por lo cual se podría asumir que el tanque tendrá un comportamiento elástico durante la acción sísmica. **(Ver Tabla).**

TABLE 44 Joint Displacements – Absolute (Reservorio, distrito Subtanjalla)						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	H	DRIFT - U1
Text	Text	Text	Text	mm	mm	0.75Ro
194	EQX	LinRespSpec	Max	0.75	1400	0.081%
217	EQX	LinRespSpec	Max	0.75	1400	0.081%
625	EQX	LinRespSpec	Max	793.31	2450	

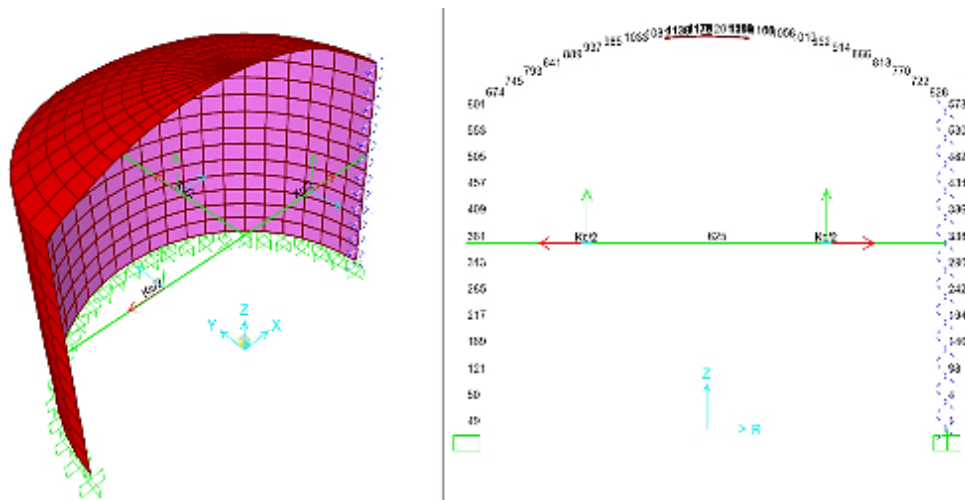


Figura 6.1: Nudos de Control

Fuente: SAP2000

Además, se ha evaluado la deformación lateral del muro del tanque durante la acción sísmica. Se puede apreciar la acción de la masa del líquido sobre la estructura de concreto (muro del tanque). Para produciendo un desplazamiento lateral máximo a una altura $h=1.40\text{m}$ asociado a un desplazamiento lateral $U1=0.75\text{mm}$ (Nudo 194).

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	H
Text	Text	Text	Text	mm	mm
1	EQX	LinRespSpec	Max	0.00	0
4	EQX	LinRespSpec	Max	0.17	350
98	EQX	LinRespSpec	Max	0.46	700
146	EQX	LinRespSpec	Max	0.68	1050
194	EQX	LinRespSpec	Max	0.75	1400
242	EQX	LinRespSpec	Max	0.69	1750
290	EQX	LinRespSpec	Max	0.63	2100
338	EQX	LinRespSpec	Max	0.61	2450
386	EQX	LinRespSpec	Max	0.49	2800
434	EQX	LinRespSpec	Max	0.37	3150
482	EQX	LinRespSpec	Max	0.28	3500
530	EQX	LinRespSpec	Max	0.23	3850
578	EQX	LinRespSpec	Max	0.23	4200

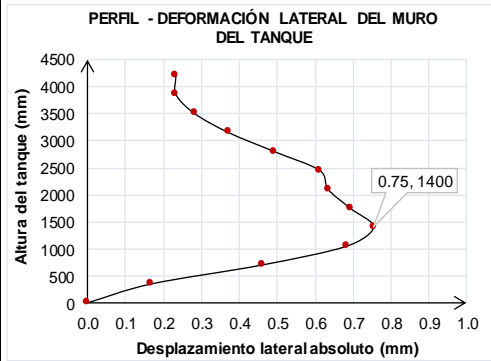


Figura 6.2: Perfil de deformación lateral del tanque. Reservorio Caserío Los Arrabales, distrito Subtanjalla **Fuente:** SAP2000.

Reservorio Alto Santamaría:

Para el caso del Reservorio de Alto Santamaría los desplazamientos relativos son menores a 0.25%, por lo cual se podría asumir que el tanque tendrá un comportamiento elástico durante la acción sísmica. **(Ver Tabla).**

TABLE 45: Joint Displacements – Absolute (Reservorio, distrito Subtanjalla)						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	H	DRIFT - U1
Text	Text	Text	Text	mm	mm	0.75Ro
296	EQX	LinRespSpec	Max	0.95	1600	0.124%
269	EQX	LinRespSpec	Max	0.95	1600	0.124%
625	EQX	LinRespSpec	Max	896.31	2640	

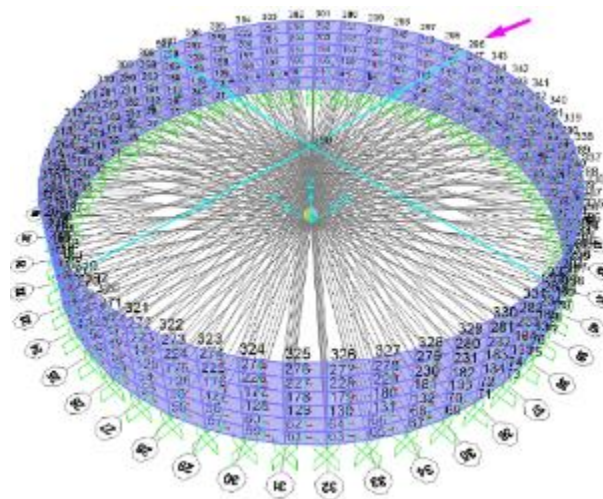


Figura 6.3: Nodos de Control **Fuente:** SAP2000

6.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

Se puede observar que a diferencia de una edificación, donde la mayor cantidad de masa se concentra en los entrepisos y techos; en los reservorios la mayor cantidad de masa se concentra aproximadamente a la altura de la masa impulsiva. Por ello, ubicamos a que altura se encuentra este desplazamiento máximo y calculamos su distorsión angular, que luego, fue comparado como una distorsión máxima permisible según la Norma E.030 ($\delta_{m\acute{a}x.} = 0.7\%$). Aclarar que esta distorsión máxima 0.7% es cuando el concreto armado alcanza su resistencia máxima, esto implica un cierto nivel de daño en la estructura. Sin embargo, lo que buscamos es que el reservorio tenga un comportamiento prácticamente elástico, para evitar grietas en los muros por el cual pueda filtrar el agua. Para ello, se consideró la distorsión angular máxima admisible para límite elástico ($\delta_{ASD.} = 0.25\%$).

Por otro lado, la estimación del desplazamiento lateral relativo fue calculada a partir de los desplazamientos relativos elásticos. Esto fue obtenido multiplicando este desplazamiento elástico por 0.75R.

Se podría afirmar que, generalmente los desplazamientos laterales máximos permitidos por la E.030 van a ser cumplidos; por ello no sería un buen parámetro de control para el buen desempeño del tanque de concreto ante la acción sísmica. Por otro lado, al ser un elemento que almacena líquido debemos asegurar que la estructura tenga un comportamiento elástico, evitando que se produzcan grietas por donde pueden filtrar el agua y generar el deterioro del tanque.

6.3 RESUMEN DEL RESULTADO DEL CORTANTE BASAL CALCULADO Y DEL CORTANTE DINÁMICO OBTENIDO CON SAP2000

Reservorio Subtanjalla:

Se verificó que la cortante basal dinámica sea mayor al 80% de la cortante basal estática. De igual manera, se comprará que el momento de volteo dinámico sea mayor al 80% del momento de volteo estimado por el método sísmico estático (**Ver Tabla**). Además, se puede observar que las sollicitaciones dinámicas fueron mayores a la respuesta del análisis sísmico estático; por ello, no fue necesario escalar según los requerimientos de la E.030.

TABLE 46: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalMY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf-m
Análisis sísmico Dinámico: EQX	LinRespSpec	Max	78.20	219.91
Análisis sísmico Estático: SEX			57.66	113.59
EQX / SEC ≥ 0.80			1.36	1.94

Cortante basal total (Vb)

$$V_b := \sqrt{(P_i + P_W + P_r)^2 + P_c^2} = 57.66 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-5; ACI 350.3-06})$$

$$\frac{V_b}{W_W + W_R + W_i + W_c} = 27\%$$

Momento de volteo total (Mv)

altura al c.g. del muro	altura al c.g. de la cubierta	altura al c.g. de la masa impulsiva	altura al c.g. de la masa convectiva
$h_W := \frac{H}{2} = 2.1 \text{ m}$	$h_R := H + 0.4 \cdot h_r = 4.6 \text{ m}$	$h_i = 1.46 \text{ m}$	$h_c = 2.43 \text{ m}$

$M_W := P_W \cdot h_W = 30.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_r := P_r \cdot h_R = 19.64 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_i := P_i \cdot h_i = 50.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
 $M_c := P_c \cdot h_c = 52.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

por lo tanto, el momento total se obtendrá con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

$$M_V := \sqrt{(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2} = 113.59 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Figura 6.4: Cortante basal Total

Fuente: SAP2000

En la imagen anterior se realizó un análisis comparativo entre los cálculos analíticos realizados según los lineamientos del ACI 350.03-6 y los resultados obtenidos del análisis dinámico realizado con el software SAP2000 basado en elementos finitos.

Reservorio Alto Santamaria:

Se verificó que la cortante basal dinámica sea mayor al 80% de la cortante basal estática. De igual manera, se comparará que el momento de volteo dinámico sea mayor al 80% del momento de volteo estimado por el método sísmico estático (**Ver Tabla**). Además, se puede observar que las solicitaciones dinámicas fueron mayores a la respuesta del análisis sísmico estático; por ello, no fue necesario escalar según los requerimientos de la E.030.

TABLE 47: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalMY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf-m
Análisis sísmico Dinámico: EQX	LinRespSpec	Max	163.45	510.40
Análisis sísmico Estático: SEX			162.28	397.86
EQX / SEX ≥ 0.80			1.01	1.28

En la siguiente imagen se puede verificar que los resultados del análisis dinámico son compatibilizados con los resultados del análisis sísmico estático realizado líneas arriba. Luego de esta validación del nuestro modelo numérico, se procedió a realizar el diseño de los distintos elementos de concreto del reservorio apoyado.

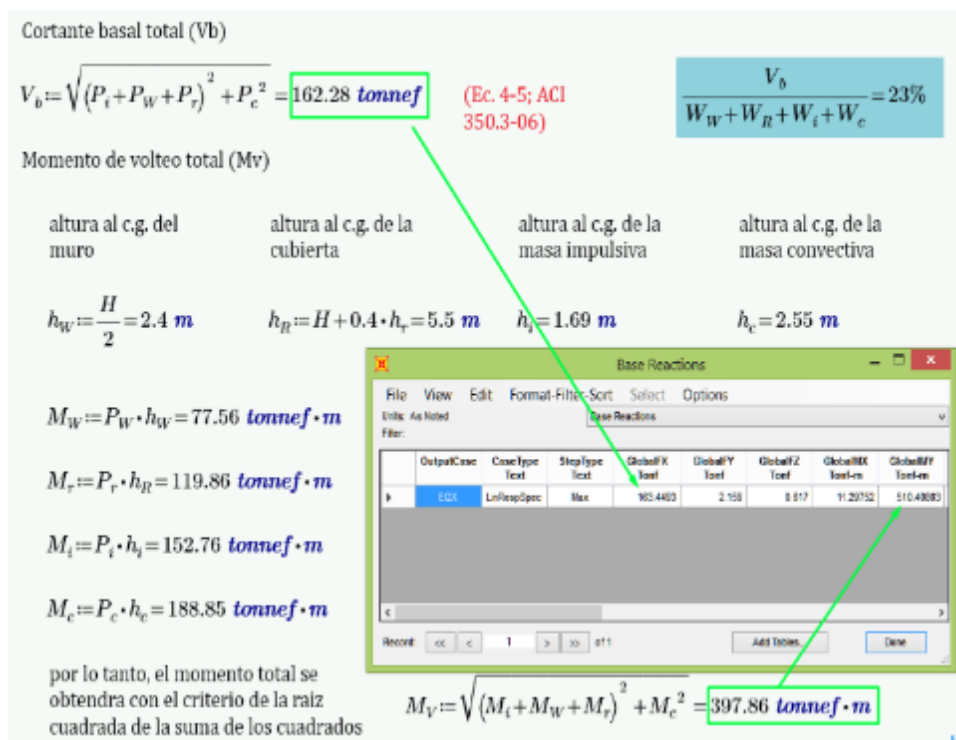


Figura 6.5: Cortante basal Total

Fuente: SAP2000

En la imagen anterior se realizó un análisis comparativo entre los cálculos analíticos realizado según los lineamiento del ACI 350.03-6 y los resultados obtenidos del análisis dinámico realizado con el software SAP2000 basado en elementos finitos.

6.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL CORTANTE CALCULADO Y EL CORTANTE OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000

Debido a la simetría del tanque circular, fue necesario solo analizar un sentido (dirección X-X, según coordenadas globales SAP2000). En ella fue necesario verificar que la fuerza cortante dinámica en la base del tanque no sea menor que el 80% de la cortante basal estática.

Si fuera necesario incrementar la cortante basal dinámica para cumplir los mínimos señalados, será necesario escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Sin embargo se observó que ambos reservorios estarían cumpliendo con las exigencias del código actual (E.030).

6.5 RESUMEN DEL RESULTADO DEL ESFUERZO MÁXIMO DEL CONCRETO CON RESPECTO AL ESFUERZO DE VOM MISES (EVM)

Para determinar los esfuerzos máximos que se producirán en los muros del tanque se usará el criterio de los esfuerzos principales y el criterio de falla de Von Misses. Donde el esfuerzo S-Max o S-Min no debe superar el esfuerzo de agrietamiento del concreto $f_r = 2 * \sqrt{f'c}$.

Reservorio Subtanjalla:

La resistencia a compresión especificada del concreto se estimó en $f'c = 195.46$ kgf/cm². Por lo tanto, su esfuerzo de agrietamiento es $f_r = 27.96$ kgf/cm².

Se evaluó para la condiciones de servicio (Carga Muerta + Carga Viga + Presión Hidrostática) y se verificó que el esfuerzo de tracción máxima absoluto es 6 kgf/cm² es menor al $f_r = 27.96$ kgf/cm². Ver Figura 62.

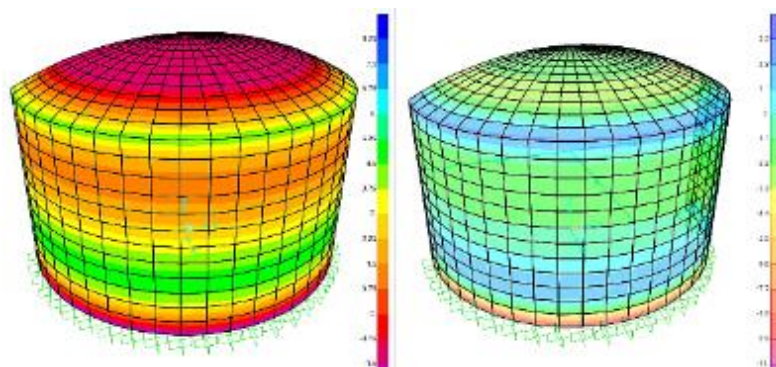


Figura 6.6: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 6 kgf/cm²; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 3 kgf/cm². Fuente: SAP2000

Reservorio Alto Santamaria:

La resistencia a compresión especificada del concreto fue estimada en $f'c = 180.42 \text{ kgf/cm}^2$. Por lo tanto, su esfuerzo de agrietamiento es $fr = 26.86 \text{ kgf/cm}^2$.

Se evaluó para la condiciones de servicio (Carga Muerta + Carga Viga + Presión Hidrostática) y se verificó que el esfuerzo de tracción máxima absoluto es 9.6 kgf/cm^2 es menor al $fr = 26.86 \text{ kgf/cm}^2$. Ver Figura 63.

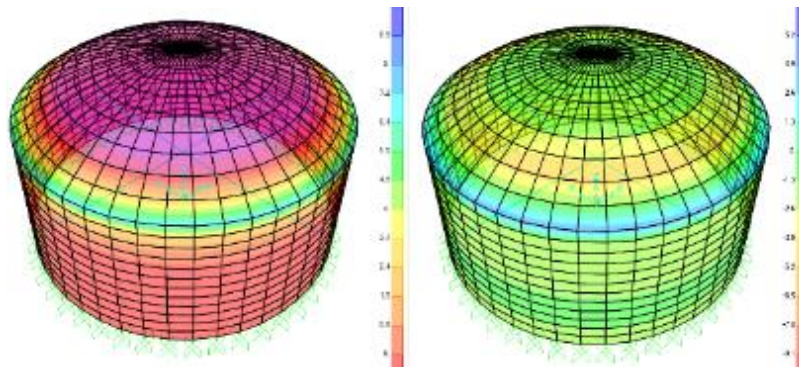


Figura 6.7: (Izq.) El esfuerzo principal a tracción SMAX = 9.6 kgf/cm^2 ; (Der.) El esfuerzo principal a tracción SMIN = 2.4 kgf/cm^2 . Fuente: SAP2000

6.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL ESFUERZO DE VOM MISES CON RESPECTO AL ESFUERZO MÁXIMO DEL CONCRETO

Es necesario tener presente dos aspectos durante la etapa de diseño de reservorios. La primera es analizar el comportamiento de la estructura propuesta sujeta a cargas específicas; como fue el caso de verificar el control de desplazamientos relativos, fuerza cortante basal y momento volcante. La segunda es determinar qué valores de tensión y/o deformación constituirían la falla del elemento que se está diseñando. Este segundo aspecto está relacionado al criterio de falla de Vom Mises; con el cual se ha podido verificar que los esfuerzos de tracción actuantes en los muros de los reservorios son menores a la resistencia de agrietamiento. Por lo tanto, de esta manera se puede verificar el comportamiento elástico del reservorio para la acción de cargas externas.

Sin embargo, otra de las observaciones es que la resistencia a compresión del concreto $f'c$ debería ser como mínimo 280 kg/cm^2 por condiciones de durabilidad. Con lo cual se ha observado de ensayos de diamantina que el $f'c$ es de 195.46

kg/cm² para el reservorio de subtanjalla y 180.42 para el reservorio de Alto Santamaría, que es inferior a la resistencia recomendada por el ACI350.03-6.

6.7 RESUMEN DEL RESULTADO DEL CÁLCULO DEL ACERO ESTRUCTURAL

Reservorio Subtanjalla:

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los resultados de los aceros requeridos y los aceros instalados en el reservorio existente.

Tabla 44: Comparación del Acero (Reservorio: Subtanjalla)

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ACERO OBTENIDO DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	ACERO SEGÚN EL PLANO ESTRUCTURAL DEL EXPEDIENTE TÉCNICO
CÚPULA	Acero \varnothing 3/8" cada 20 cm en dos direcciones y en una sola capa (acero anular y acero radial).	Acero \varnothing 3/8" cada 25 cm en dos direcciones (acero anular y acero radial).
VIGA CIRCULAR	4 aceros \varnothing 5/8" distribuidos en dos capas, y estribos \varnothing 3/8" @ 0.15 m	4 aceros \varnothing 1/2" distribuidos en dos capas, y estribos \varnothing 3/8" @ 0.25 m
MURO CIRCULAR	Acero \varnothing 3/8" cada 25 cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 30cm en dos capas (acero vertical).	Acero \varnothing 1/2" cada 25cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 25cm, en dos capas (acero vertical).
LOSA BASE	Acero \varnothing 1/2" cada 25 cm, en dos capas superior e inferior (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 25 cm, en dos capas superior e inferior (acero radial).	Acero \varnothing 1/2" cada 20 cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 25 cm en la capa superior y en la capa inferior acero \varnothing 1/2" cada 25 cm. (acero radial)

Reservorio Alto Santamaría:

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los resultados de los aceros requeridos y los aceros instalados en el reservorio existente.

Tabla 45: Comparación del Acero (Reservorio: Alto Santamaría)

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ACERO OBTENIDO DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	ACERO SEGÚN EL PLANO ESTRUCTURAL DEL EXPEDIENTE TÉCNICO
CÚPULA	Acero \varnothing 3/8" cada 15 cm en dos direcciones y en una sola capa (acero anular y acero radial).	Acero \varnothing 1/4" cada 20 cm en dos direcciones (acero anular y acero radial).
VIGA CIRCULAR	6 aceros \varnothing 5/8" distribuidos en dos capas, y estribos \varnothing 3/8" @ 0.20 m	4 aceros \varnothing 5/8" + 2 aceros \varnothing 1/2" distribuidos en dos capas, y estribos \varnothing 3/8" @ 0.25 m
MURO CIRCULAR	Acero \varnothing 5/8" cada 35 cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 30cm en dos capas (acero vertical).	Acero \varnothing 5/8" cada 25cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 25cm, en dos capas (acero vertical).
LOSA BASE	Acero \varnothing 1/2" cada 15 cm, en dos capas superior e inferior (acero anular) y acero \varnothing 1/2" cada 15 cm, en dos capas superior e inferior (acero radial).	Acero \varnothing 3/8" cada 25 cm, en dos capas (acero anular) y acero \varnothing 3/8" cada 25 cm en la capa superior y en la capa inferior acero \varnothing 3/8" cada 25cm. (acero radial)

6.8 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL CÁLCULO DEL ACERO ESTRUCTURAL CON RESPECTO AL PLANO ESTRUCTURAL DEL EXPEDIENTE TÉCNICO

De acuerdo con los resultados del acero obtenido de la evaluación estructural de los reservorios apoyados con respecto al plano estructural del expediente técnico, se puede afirmar que en la cúpula los refuerzos requeridos son de mayor cuantía en comparación con el acero instalado. Con respecto a los muros se observa que las cuantías de acero instalado son superior a las cuantías de acero requerido, presentado un sobredimensionamiento de los aceros requeridos. Los aceros en la base, estarían cumpliendo para el caso del reservorio de Subtanjalla; sin embargo los aceros instalados en la base del reservorio de Alto Santamaria no estarían cumpliendo con lo requerido.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Se verificó que el valor del cortante estático calculado según los lineamientos del ACI 350.03-6 y el valor del cortante dinámico obtenido con el programa SAP2000 cumplen con las exigencias de la E.030-2018, (donde el 80% cortante estático < cortante dinámico). Por ello, se concluye que si cumple con el parámetro establecido en la NORMA E.030, 2018. Esto se cumple para ambos reservorios analizados.

Se concluye que ambos reservorios cumplen con el límite de distorsión establecida en la NORMA E.030, 2018. Sin embargo se ha observado que este factor de distorsión está enfocado al control de daño en edificios y no es buen parámetro de control para el caso de reservorios apoyados, pues los desplazamientos laterales son muy bajos.

Se concluye que los esfuerzos máximos dentro del plano de los muros circulares cumplen o son menores a los esfuerzos admisibles de agrietamiento del concreto. Esto fue verificado en base a los resultados de los elementos finitos, considerando el criterio de falla del Von Mises. Sin embargo, se observó que la resistencia del concreto instalada en los reservorios son muy bajos ($f'_c=195.46$ y $f'_c=180.42$ kg/cm²) comparados a los recomendados para elementos en contacto con el agua ($f'_c=280$ kg/cm²) por condiciones de durabilidad.

7.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda incorporar en nuestra Norma E.030 (Diseño Sismorresistente) un capítulo enfocado al criterio de análisis y diseño sísmico de reservorios contenedores de líquidos; tal como lo muestra el ACI350.03-6.

CAPITULO VIII: BIBLIOGRAFIA.

- ✓ Abbasi, P., Ghanbari, A., and Wu, W. (2017), “*A new analytical model for natural period analysis of elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction*” Journal of GeoEngineering, Vol. 12, No. 1, pp. 1-12.
- ✓ ACI 350.3.-01 (2001). “*Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*”. Reported by ACI committee 350. Committee 350 Environmental Engineering Concrete Structures.
- ✓ ACI 350.3.-06 (2006). “*Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*”. Reported by ACI committee 350. Committee 350 Environmental Engineering Concrete Structures.
- ✓ ACI 318M-08 (2007). “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”. Reported by ACI committee 318. ACI Committee 318 Structural Building Code.
- ✓ ASCE/SEI 7-05 (2005). “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”. American Society of Civil Engineers. ISBN 0-7844-083 1-9.
- ✓ Chero, L. (2012), “*Ampliación y mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable para Vegueta diseño de reservorio apoyado*”. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Lima - Perú: Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).
- ✓ Hemalatha, G., and Tejashi, J. (2012), “*Design of R.C.C. Over Head Tank*”. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Department of Civil Engineering Gokaraju Rangaraju Institute of Engineering and Technology (Affiliated to JNTU) Hyderabad.
- ✓ Hamidi, B., and Varaksin, S. (2011), “*Ground Improvement of Tank Foundations in the Middle East*”. Springer International Publishing AG. Sustainable Civil Infrastructures, DOI 10.1007/978-3-319-61902-6_16.
- ✓ Hafez, A. (2012), “*Seismic Response of Ground-Supported Circular Concrete Tanks*”. Toronto, Ontario, Canada.
- ✓ IITK-GSDMA (2007). “*Guidelines for seismic design of liquid storage tanks*”. Provisions with Commentary and Explanatory Examples. Indian Institute of Technology Kanpur.

**CAPITULO IX:
ANEXOS.**

**ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL RESERVORIO CIRCULAR DE CONCRETO
ARMADO - URB. ALTO SANTAMARÍA**

I. Normas:

- ✓ ACI 350.3-06: Seismic Design of Liquid – Containing Concrete Structures
- ✓ ACI 350-01: Code Requerimenes for Enviromental Engineering Concrete Structures
- ✓ E.030: Diseño Sismo Resistente

II. Geometría del Reservorio

Muros circulares:	$D := 12.10 \text{ m}$ $H := 4.8 \text{ m}$ $H_L := 4.51 \text{ m}$ $t_w := 250 \text{ mm}$	(diámetro interior del reservorio) (altura total del muro interior) (altura de agua dentro del reservorio) (espesor del muro de reservorio)
Losa de fondo:	$h_b := 0.3 \text{ m}$	(altura de cimiento, se recomienda $\geq t_w$)
Cúpula (domo esférico):	$r_r := 11.11 \text{ m}$ $h_r := 1.75 \text{ m}$ $t_r := 0.25 \text{ m}$ $\alpha := 33.78^\circ$	(radio de cubierta esférica) (altura de cubierta esférica) (espesor de cubierta esférica) (angulo de inclinación de cubierta esférica)
Anillo:	$b_a := 0.40 \text{ m}$ $h_a := 0.40 \text{ m}$	(ancho del anillo de concreto) (alto o peralte del anillo de concreto)

III. Propiedades Mecánicas de los Materiales

$f_{c_{ca}} := 180 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	(concreto en contacto con líquido: muro y losa)	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{180} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	(módulo de elasticidad para $f'c=180 \text{ kgf/cm}^2$)
$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	(concreto sin contacto con líquido: cubierta y anillo)	$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	(peso específico para concreto)
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	(esfuerzo de fluencia del acero)	$\gamma_L := 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	(peso específico del agua)

IV. Peso y Masa del Reservorio (vacío y lleno)

Muros:		
Peso del muro:	$W_{muro} := \pi \cdot \left(\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right) \cdot H \cdot \gamma_c = 111.74 \text{ tonnef}$	
Peso del anillo:	$W_{anillo} := \pi \cdot \left(\left(\frac{D}{2} + b_a \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right) \cdot h_a \cdot \gamma_c = 15.08 \text{ tonnef}$	
Peso total del muro:	$W_W := W_{muro} + W_{anillo} = 126.82 \text{ tonnef}$	
Masa total del muro:	$m_W := \frac{W_W}{g} = 12.93 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$	

Cúpula y Revestimiento:	Peso de la cúpula:	$W_r := 2 \pi \cdot r_r \cdot h_r \cdot t_r \cdot \gamma_c = 73.3 \text{ tonnef}$
	Piso terminado cúpula:	$W_{sd} := 2 \pi \cdot r_r \cdot h_r \cdot 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 12.22 \text{ tonnef}$
	Peso total de la cúpula:	$W_R := W_r + W_{sd} = 85.51 \text{ tonnef}$
	Masa total de la cúpula:	$m_R := \frac{W_R}{g} = 8.72 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$
Losa de fondo:	Peso de la losa:	$W_b := \pi \cdot \left(\frac{D}{2} + t_w\right)^2 \cdot h_b \cdot \gamma_c = 89.78 \text{ tonnef}$
	Masa de la losa:	$m_b := \frac{W_b}{g} = 9.15 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$
Peso del agua:	Peso del agua:	$W_L := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H_L \cdot \gamma_L = 518.61 \text{ tonnef}$
	Masa del agua:	$m_L := \frac{W_L}{g} = 52.88 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef}$
	Peso total del reservorio vacío:	$W_{tvacio} := W_W + W_R + W_b = 302.11 \text{ tonnef}$
	Peso total del reservorio lleno:	$W_{lleno} := W_W + W_R + W_b + W_L = 820.71 \text{ tonnef}$

V. Modelo Dinámico

Cálculo de pesos y masas (impulsivas y convectivas):

peso equivalente del líquido en aceleración, peso impulsivo (W_i)

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad \text{(Ec. 9-15; ACI 350.3-06)} \quad W_i := \frac{\tanh\left(0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} \cdot W_L = 218.97 \text{ tonnef}$$

$$m_i := \frac{W_i}{g} = 22.33 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef} \quad \text{la masa impulsiva será asignada en sap2000 en estas unidades}$$

$$\frac{m_i}{245} = 0.0911 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

peso equivalente del líquido en aceleración, peso convectivo (W_c)

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \quad \text{(Ec. 9-16; ACI 350.3-06)}$$

$$W_c := 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \cdot W_L = 281.32 \text{ tonnef}$$

$$m_c := \frac{W_c}{g} = 28.69 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{tonnef} \quad \text{la masa impulsiva será asignada en sap2000 en estas unidades}$$

Altura del centro de gravedad de las masas impulsivas y convectivas:

altura del centro de gravedad de la masa impulsiva (h_i)

para tanques con $\frac{D}{H_L} < 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) \quad \text{(Ec. 9-17; ACI 350.3-06)}$$

para tanques con $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{(Ec. 9-17; ACI 350.3-06)}$$

por lo tanto:

$$h_i := \begin{cases} \text{if } \frac{D}{H_L} < 1.333 \\ \left(0.5 - 0.09375 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)\right) \cdot H_L \\ \text{else} \\ 0.375 \cdot H_L \end{cases} = 1.691 \text{ m}$$

altura del centro de gravedad de la masa convectiva (h_c)

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)} \quad \text{(Ec. 9-19; ACI 350.3-06)}$$

$$h_c := \left(1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)}\right) \cdot H_L = 2.55 \text{ m}$$

se puede observar:

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.42$$

el 42% del peso del líquido equivalente se acelera en sintonía con la estructura (masa impulsiva).

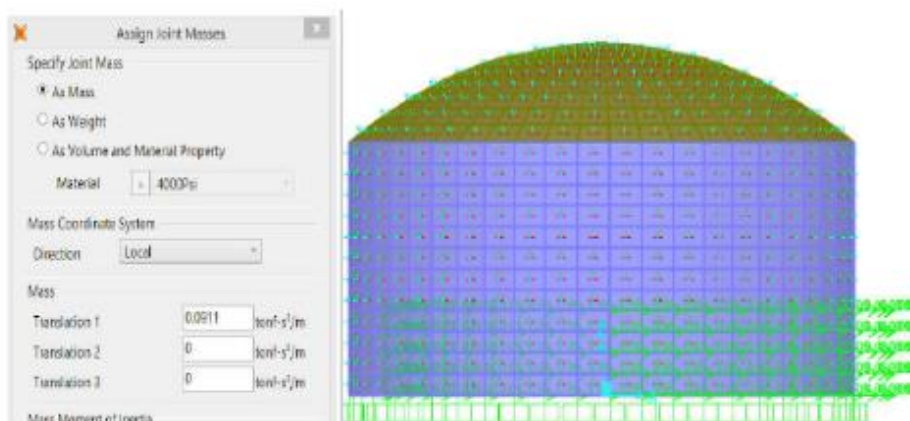
$$\frac{W_c}{W_L} = 0.54$$

el 54% del peso del líquido equivalente se acelera de manera independiente a la estructura (masa convectiva).

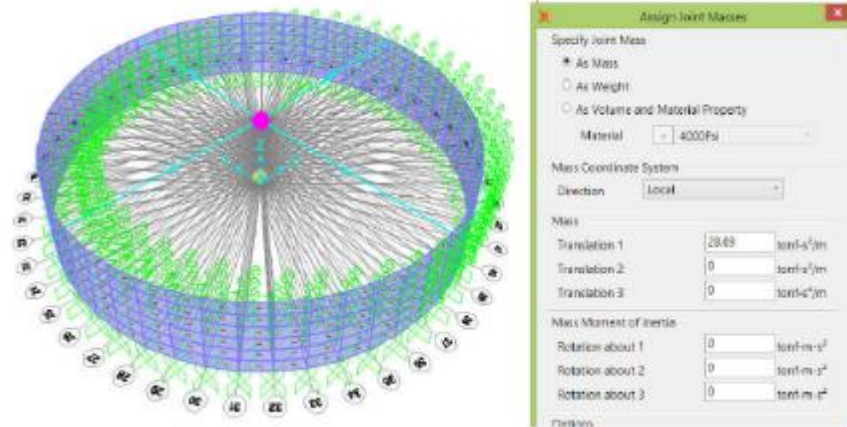
$$1 - \left(\frac{W_i + W_c}{W_L}\right) = 3.53\%$$

la suma de las masas impulsivas y convectivas es 3.53% menor que la masa del líquido.

Las masas impulsivas fueron asignadas en cada nodo según lo indica líneas arriba. De igual manera las masas convectivas.



Se asigna la masa impulsiva en cada nodo correspondiente. Es suficiente análisis en un solo sentido (UX) debido a la simetría de la estructura.



Se asigna la masa convectiva según la altura calculada; para ello fue necesario generar unos resortes con una rigidez axial que luego serán calculados ($K_C/2$). Es suficiente análisis en un solo sentido (UX) debido a la simetría de la estructura

Propiedades dinámicas:

coeficientes para determinar la frecuencia fundamental del sistema tanque-líquido

para $D/H_L > 0.667$: (Ec. 9.3.4-b; ACI 350.3-06)

$$C_W := 9.375 \cdot 10^{-2} + 0.2039 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$$C_W = 0.15$$

$$C_I := C_W \cdot 10 \cdot \sqrt{\frac{t_w}{0.5 D}} = 0.31 \quad (\text{Ec. 9-24; ACI 350.3-06})$$

periodo fundamental de oscilación del tanque (considerando la componente impulsiva del líquido)

$$\omega_i := \frac{C_I}{H_L} \cdot \sqrt{E_c \cdot \frac{g}{\gamma_c}} = 202.99 \frac{1}{s} \quad (\text{Ec. 9-23; ACI 350.3-06}) \quad T_i := \frac{2 \pi}{\omega_i} = 0.03 s \quad (\text{Ec. 9-25; ACI 350.3-06})$$

periodo natural del primer modo del sloshing (convectivo)

$$\lambda := \sqrt{3.68 \cdot (g) \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{H_L}{D}\right)} = 5.63 \frac{m}{s} \quad (\text{Ec. 9-29; ACI 350.3-06})$$

$$\omega_c := \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 1.62 \frac{1}{s} \quad (\text{Ec. 9-28; ACI 350.3-06}) \quad T_c := \frac{2 \pi}{\omega_c} = 3.88 s \quad (\text{Ec. 9-30; ACI 350.3-06})$$

periodo natural de vibración del movimiento vertical del líquido

$$T_v := 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma_L \cdot D \cdot H_L^2}{2 g \cdot t_w \cdot E_c}} = 0.03 s \quad (\text{Ec. 9-31; ACI 350.3-06})$$

coeficiente de masa efectiva

$$c := \text{if } 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021 \leq 1 \mid = 0.62 \quad (\text{Ec. 9-45; ACI 350.3-06})$$

$$\left\| \begin{array}{l} 0.0151 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021 \\ \text{else} \\ 1 \end{array} \right\|$$

VI. Análisis sísmico Estático

$Z := 0.4$	(Ica - Zona Sísmica 4: Norma E 0.30)
$I := 1.5$	(Categoría A: estructuras esenciales: Norma E 0.30)
$S := 1.10$	(Suelo flexible S3: Norma E 0.30)
$T_p := 1.0 \text{ s}$	(Periodo de vibración del suelo: Norma E 0.30)
$T_L := 1.6 \text{ s}$	(Periodo de vibración del suelo: Norma E 0.30)
$T_i = 0.03 \text{ s}$	(Periodo vibración de la componente impulsiva: Norma ACI 350.3-06)
$T_c = 3.88 \text{ s}$	(Periodo vibración de la componente convectiva: Norma ACI 350.3-06)

cálculo de los factores de amplificación espectral:

$$c_i := \text{if } 2.5 \frac{T_p}{T_i} > 2.5 \mid = 2.5 \quad (2.5; \text{E.030})$$

$$\left\| \begin{array}{l} 2.5 \\ \text{else} \\ 2.5 \frac{T_p}{T_i} \end{array} \right\| \quad \text{verificar que } T_i < 2.4 \text{ s}$$

$$c_c := \text{if } T_c > T_L \mid = 0.27 \quad (2.5; \text{E.030})$$

$$\left\| \begin{array}{l} 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T_c^2} \\ \text{else} \\ 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_c} \end{array} \right\| \quad \text{verificar que } T_c > 2.4 \text{ s}$$

factor de reducción sísmica (R)

$$R_i = 2 \quad (\text{componente impulsiva: ACI350.3-06})$$

$$R_c = 1 \quad (\text{componente convectiva: ACI350.3-06})$$

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R

Type of structure	R_f		R_c
	On or above grade	Buried ¹	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 ²	3.25 ²	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks ²	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

¹Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_f value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.

² $R_f = 3.25$ is the maximum R_f value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.

³Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{05} \geq 0.75$.

Coefficientes de respuesta sísmica

componente impulsiva:

$$S_{dM} := \frac{Z \cdot I \cdot S}{R_i} \cdot (c_i) = 0.83 \quad (4.62; E.030) \\ T_i < 2.4 \text{ s}$$

$$C_i := \frac{2}{3} \cdot S_{dM} = 0.55 \quad (\text{Ec 9-41; ACI} \\ 350.3-06)$$

componente convectiva:

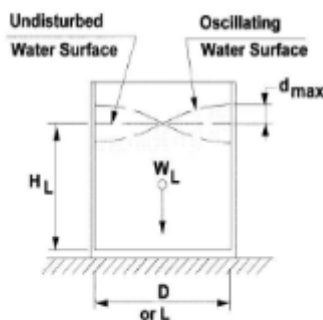
$$S_{dM} := 1.5 \cdot \frac{Z \cdot I \cdot S}{R_c} \cdot (c_c) = 0.26 \quad (4.62; E.030) \\ T_c > 2.4 \text{ s}$$

$$C_c := \frac{2}{3} \cdot S_{dM} = 0.18 \quad (\text{Ec 9-42; ACI} \\ 350.3-06)$$

cálculo del borde libre

$$d_{max} := \frac{D}{2} \cdot C_c \cdot I = 1.59 \text{ m} \quad (\text{Ec 9-41; ACI} \\ 350.3-06)$$

$$\frac{d_{max}}{0.5 \cdot D} = 0.26$$



De igual manera para la componente impulsiva:

Nota: usaremos las ecuaciones establecidas para el espectro IBC, en base al espectro de la E.030. Notar que no haremos uso del factor de reducción 2/3 (por sobre-resistencia según IBC)

$$S_{DS} := S_{cM} = 0.26$$

$$C_{e2} := \begin{cases} \text{if } T_c > \frac{1.6}{T_p} \cdot s^2 \\ \left| \frac{2.4 \cdot S_{DS}}{T_c^2} \cdot s^2 \right| \\ \text{else} \\ 1.5 S_{DS} \end{cases} = 0.04 \quad (\text{Ec 9-38; ACI} \\ 350.3-06)$$

$$d_{2max} := \frac{D}{2} \cdot I \cdot C_{e2} = 0.38 \text{ m}$$

$$C_{i2} := \begin{cases} \text{if } T_i \leq T_p \\ S_{DS} \\ \text{else} \\ \min \left(\frac{Z \cdot I \cdot S}{R_i} \cdot \left(2.5 \frac{T_p}{1 \text{ s}} \right) \cdot s, S_{DS} \right) \end{cases} = 0.26 \quad (\text{Ec 9-32; ACI} \\ 350.3-06)$$

Cálculo de fuerzas laterales dinámicas sobre la base del tanque circular

Fuerza lateral inercial de la aceleración del muro (Ww):

$$P_W := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_W}{R_i} \right) = 32.32 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec 4-1; ACI} \\ 350.3-06)$$

Fuerza lateral inercial de la aceleración de la cubierta (WR):

$$P_r := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{\varepsilon \cdot W_R}{R_i} \right) = 21.79 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec 4-2; ACI} \\ 350.3-06)$$

Fuerza impulsiva lateral total (Pi):

$$P_i := C_i \cdot I \cdot \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = 90.32 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-3; ACI 350.3-06})$$

Fuerza convectiva lateral total (Pc)

$$P_c := C_c \cdot I \cdot \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = 73.98 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-4; ACI 350.3-06})$$

Cortante basal total (Vb)

$$V_b := \sqrt{(P_i + P_W + P_r)^2 + P_c^2} = 162.28 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 4-5; ACI 350.3-06})$$

$$\frac{V_b}{W_W + W_R + W_i + W_c} = 23\%$$

Momento de volteo total (Mv)

altura al c.g. del muro	altura al c.g. de la cubierta	altura al c.g. de la masa impulsiva	altura al c.g. de la masa convectiva
-------------------------	-------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------------

$$h_W := \frac{H}{2} = 2.4 \text{ m} \quad h_R := H + 0.4 \cdot h_r = 5.5 \text{ m} \quad h_i = 1.69 \text{ m} \quad h_c = 2.55 \text{ m}$$

$$M_W := P_W \cdot h_W = 77.56 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial del muro}$$

$$M_r := P_r \cdot h_R = 119.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial del techo}$$

$$M_i := P_i \cdot h_i = 152.76 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial de la masa impulsiva}$$

$$M_c := P_c \cdot h_c = 188.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento por fuerza inercial de la masa convectiva}$$

por lo tanto, el momento total se obtendra con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

$$M_V := \sqrt{(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2} = 397.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

VII. Análisis Sísmico Dinámico

Rigidez del resorte LLink (SAP200):

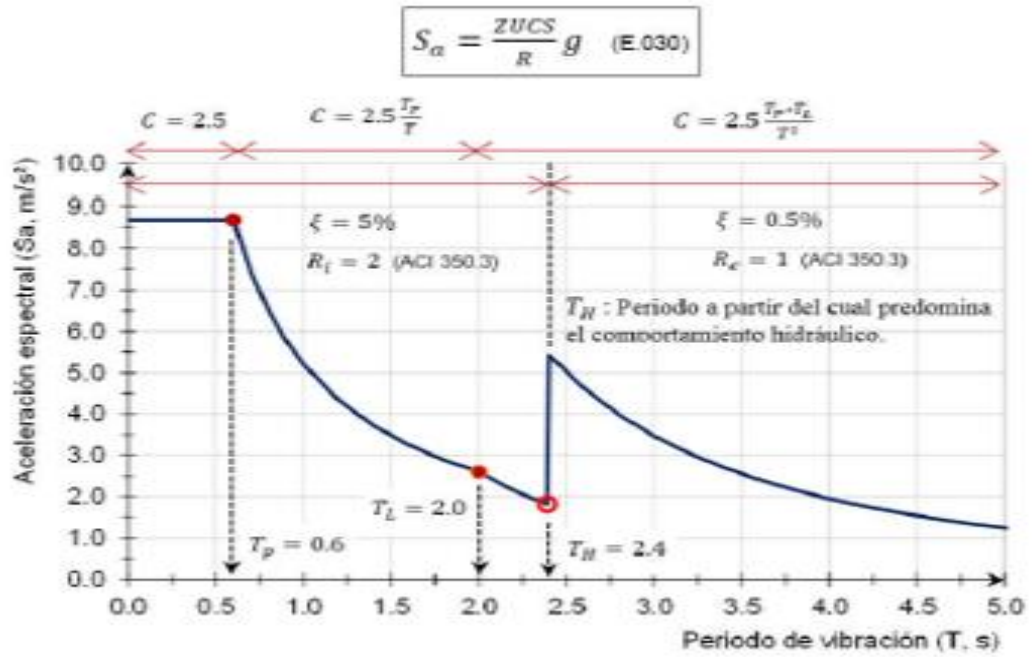
$$k_{e1} := m_c \cdot \omega_c^2 = 75.21 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Livaoblu, 2006})$$

$$k_{e2} := 45 \cdot \left(\frac{W_c}{W_L} \right)^2 \cdot \left(\frac{H_L}{D} \right)^2 \cdot 0.5 \left(\frac{W_L}{H_L} \right) = 105.76 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Coral, 2018})$$

$$k_c := \min(k_{e1}, k_{e2}) = 75.21 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

solo como análisis comparativo, vemos que la ecuación usada por (Coral, 2018) es mucho mayor a la que proporciona la ecuación fundamental de la dinámica de estructuras, pues está asociada directamente al periodo de vibración de la masa convectiva (Livaoglu, 2006)

Espectro de diseño sísmico



ENSAYOS REALIZADOS EN LA FIC (FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL)

I. Alto Santamaría



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Centro de Producción "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
 Ciudad Universitaria, Panamericana Sur Km. 107 - Teléfono: 056-23924 - Fax: 23928 ICA - PERU

ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 Proyecto : Amp de la Norma Sismo Resist para la Eval y Diagn de los Reserv de la Urb Santa Maria y A.H las Lomas Prov. Y Depart de Ica
 Ubicación : URB. SANTA MARIA Y ASIEN TO HUMANO LAS LOMAS - ICA
 CERTIFICADO N° 025 - 19
 BOLETA N° 2366

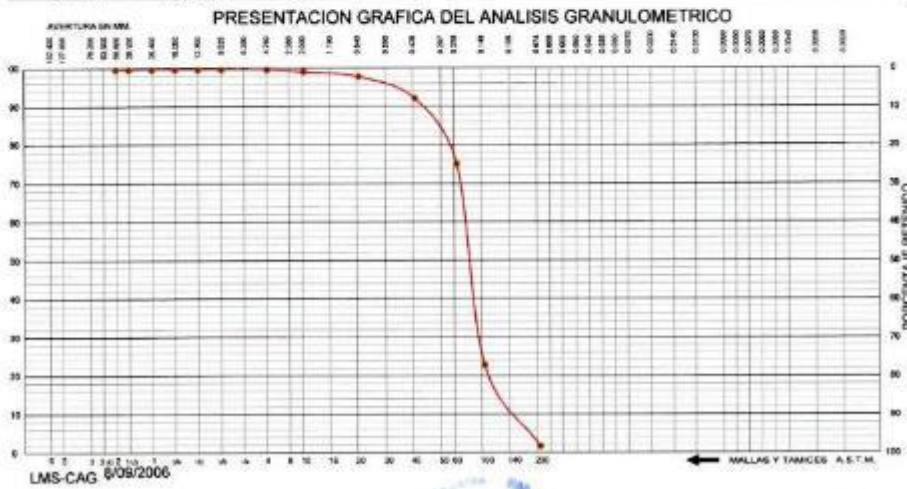
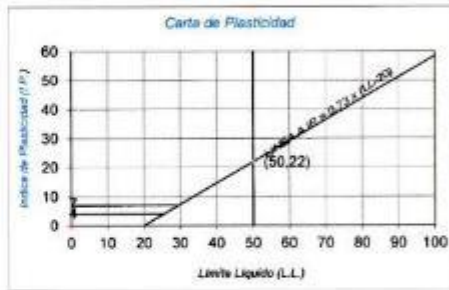
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
 Realizado por : ING. RENE GANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

Procedencia : RESERVORIO DE SANTA MARIA
 Muestra : C - 1; E - 1 0.00 a 1.20 mt.
 Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
5	2.300				
10	2.000	5.40	0.54	99.46	0.54
15	1.190				
20	0.840	12.40	1.24	98.22	1.78
30	0.590				
40	0.420	56.60	5.66	92.56	7.44
50	0.297				
60	0.250	169.60	16.96	75.60	24.40
80	0.177				
100	0.149	521.00	52.10	23.50	76.50
140	0.105				
200	0.074	210.20	21.02	2.48	97.52
Fondo		24.60	2.46	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00			
C_u (mm)		0.161		C_u	2.18
C_w (mm)		0.162		C_w	1.18
C_u (mm)		0.220			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	2.28
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 Proyecto : Amp. de la Norma Sismo Resist. para la Eval Y Diagn. de los Reserv. de la Urb Santa Maria y A.H. las Lomas Prov. Y Depart. Ica
 Ubicación : URB. SANTA MARIA Y ASIEN TO HUMANO LAS LOMAS - ICA
 Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
 Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

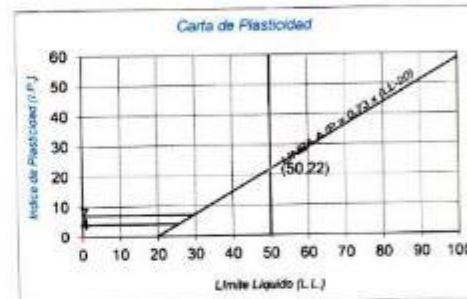
CERTIFICADO N° 025 - A-19
 BOLETA N° 2366

Procedencia : RESERVOIRIO DE SANTA MARIA
 Muestra : C-1; E-2 1.20 a 3.00 ml.
 Paso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
Nº 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.20	0.02	99.98	0.02
16	1.190				
20	0.840	0.60	0.06	99.92	0.08
30	0.590				
40	0.420	9.60	0.96	98.96	1.04
50	0.297				
60	0.250	326.00	32.66	66.30	33.70
80	0.177				
100	0.149	504.80	50.48	15.82	84.18
140	0.105				
200	0.074	136.60	13.66	2.16	97.84
Fondo		21.60	2.16	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.117	C _u	2.03	
D ₃₀ (mm)		0.177	C _c	1.13	
D ₆₀ (mm)		0.237			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.40
LIMITE LIQUIDO (LL)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)





**DENSIDAD IN SITU
 METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 10-19
 BOLETA N° 2366**

SOLICITANTE : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 OBRA : APLICACIÓN DE LAS NORMAS SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVIORIO DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL A.H. LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTARTAMENTO DE ICA
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROV. Y DEPARTAMENTO DE ICA
 MATERIAL : SUELO NATURAL (RESERVIORIO C- 1; E- 1)
 CANTERA :
 FECHA : Ica, Junio del 2019
 TECNICO OPERADOR : Ing. RENE CANCHARI VEGA

MUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
LUGAR	RESERVIORIO DE SANTA MARIA				
LADO:	EJE				
1. Peso de la lata + suelo humedo	3,589.70				
2. Peso de la lata	0.00				
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	3,589.70				
4. Peso de arena + frasco	4,000.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	756.50				
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	3,244.50				
7. Densidad de la arena	1.41				
8. Volumen del hueco (B/T)	2,301.10				
9. Peso de la grava al aire	0.00				
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00				
11. Peso del suelo (3 - 9)	3,589.70				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,301.10				
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.56				
14. Humedad contenida en el suelo	2.43				
15. Densidad del suelo seco	1.52				
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	0.00				
17. Max.Dens.determinada en la curva	0.00				
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00				
19. Compactacion especificada	0.00				
Espesor compactado (mt.)	0.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	1	2			
1. Peso de la lata + suelo humedo	359.70				
2. Peso de la lata + suelo seco	351.90				
3. Peso de agua	7.80				
4. Peso de lata	31.50				
5. Suelo seco	320.40				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	2.43				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Laboratorio "Mecánica de Suelos"
 Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km. 306 - Telef. 056-# 326482



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecanica de Suelos

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef. 056-3320452 ICA -PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 009 - 19

TESISTA

SOLICITANTE : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 PROYECTO : APLICACIÓN DE LAS NORMAS SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y EL AA.HH. LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA Y EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROV. Y DEPART. DE ICA
 FECHA : Ica, Junio del 2019
 Sondaje : C - 1; Clasif. (SUCS) : S - PIARENA POBREMENTE GRADUADA
 Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5
 Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306
 Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	2.43
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	2.43	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	174	0	0.00	0.00
10	0.250	178	15	4.59	0.13
20	0.500	185	37	11.32	0.31
30	0.750	182	49	14.99	0.42
40	1.000	168	54	16.52	0.46
50	1.250	152	55	16.83	0.47
60	1.500	136	55	16.83	0.47
70	1.750	123	55	16.83	0.47
80	2.000	120	55	16.83	0.47
90	2.250	120	55	16.83	0.47
100	2.500	120	55	16.83	0.47
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				





UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecánica de Suelos

Ciudad Universitaria - Panamericana Sur Km 305 - Telef: 056-8320452 ICA - PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 005 - 19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
PROYECTO : APLICACION DE LAS NORMAS SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y EL A.A.H.H. LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
UBICACION : URB. SANTA MARIA Y EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROV. Y DEPART. DE ICA
FECHA : Ica, Junio del 2019
Sondaje : C - 1; Clasif. (SUCS) : S - P/ARENA POBREMENTE GRADUADA
Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5
Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg) 0.306
Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	2.43
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.00
Hum. inicial (%)	2.43	Carg. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical (divisiones)	desplazam. horizontal (divisiones)	Fuerza de corte (kg)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)
div.	mm				
0	0.000	412	0	0.00	0.00
10	0.250	423	30	9.18	0.26
20	0.500	437	66	20.20	0.56
30	0.750	423	88	26.93	0.75
40	1.000	409	96	29.38	0.82
50	1.250	395	101	30.91	0.86
60	1.500	381	104	31.62	0.88
70	1.750	367	105	32.13	0.89
80	2.000	363	106	32.44	0.90
90	2.250	339	106	32.44	0.90
100	2.500	325	106	32.44	0.90
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL





UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecánica de Suelos

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef 056-8320452 ICA - PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3090

CERTIFICADO N° 009 - 19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
PROYECTO : APLICACIÓN DE LAS NORMAS SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y EL AA.HH. LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA Y EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROV. Y DEPART. DE ICA
FECHA : Ica, Junio del 2019
Sondaje : C - 1; Clasif. (SUCS) : S - P/ARENA POBREMENTE GRADUADA
Muestra : E - 1 Velocidad (mm/min) : 0.5
Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306
Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	2.43
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.50
Hum. Inicial (%)	2.43	Carg. Normal (kg)	60.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	202	0	0.00	0.00
10	0.250	215	93	28.46	0.79
20	0.500	216	116	35.50	0.99
30	0.750	212	128	39.17	1.09
40	1.000	204	133	40.70	1.13
50	1.250	195	136	41.62	1.16
60	1.500	186	137	41.92	1.16
70	1.750	179	138	42.23	1.17
80	2.000	170	138	42.23	1.17
90	2.250	164	138	42.23	1.17
100	2.500	160	138	42.23	1.17
110	2.750	160	138	42.23	1.17
120	3.000	160	138	42.23	1.17
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Ing. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 CENTRO PRODUCTIVO DE ICA
 VIAL VALLE DE LA UNICA

II.Subtanjalla



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Centro de Producción "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
 Ciudad Universitaria - Panamericana Sur Km. 305 - Teléfono: 056-239934 - Telex: 218808 ICA - PERU



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo CERTIFICADO N° 025 - B-19
 Proyecto : Amp de la Norma Sismo Resist. para la Eval Y Diagn. de los Reserv. de la Urb. Santa María y A.H. las Lomas Prov. Y Depart. de Ica
 Ubicación : URB. SANTA MARIA Y ASIEN TO HUMANO LAS LOMAS - ICA BOLETA N° 2386

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
 Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

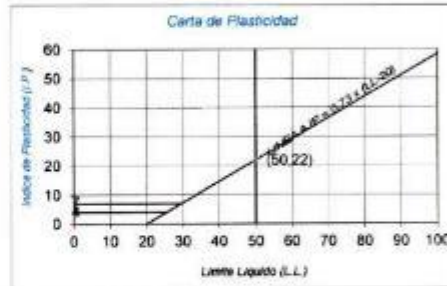
Procedencia : RESERV. LAS COLINAS - ARRABALES
 Muestra : C - 2; E - 1 0.00 a 1.20 mt.
 Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Abr. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	1.00	0.10	99.90	0.10
16	1.190				
20	0.840	1.40	0.14	99.76	0.24
30	0.590				
40	0.420	25.80	2.58	97.18	2.82
50	0.297				
60	0.250	556.80	55.68	41.50	58.50
80	0.177				
100	0.149	353.20	35.32	6.18	93.82
140	0.105				
200	0.074	51.20	5.12	1.06	98.94
Fondo		10.60	1.06	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr		
D ₁₀ (mm)		0.160	C _u	1.92	
D ₃₀ (mm)		0.217	C _c	0.95	
D ₆₀ (mm)		0.306			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.83
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(g/cc)	-

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)

ESTANDAR DE CLASIFICACION
ASTM D422-D2216/D2487 / AASHTO T87



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Laboratorio de Mecánica de Suelos
 Ing. Rene Canchari Vega



ANALISIS GRANULOMETRICO

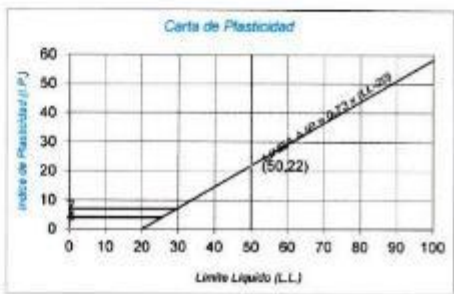
Solicitado por : Bach. TICONA GOMEZ, Jesus Leonardo CERTIFICADO N° 025 - C-19
Proyecto : Amp. de la Norma Sismo Resist. para la Eval. y Diagn. de los Reserv. de la Urb. Santa Maria y A.H. las Lomas Prov. Y Depart. I.
Ubicación : URB. SANTA MARIA Y ASIENTO HUMANO LAS LOMAS - ICA BOLETA N° 2366
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	1.00	0.10	99.90	0.10
16	1.190				
20	0.840	8.70	0.87	99.03	0.97
30	0.590				
40	0.420	29.60	2.96	96.07	3.93
50	0.297				
60	0.250	121.90	12.15	83.92	16.08
80	0.177				
100	0.149	553.10	55.31	27.61	72.39
140	0.106				
200	0.074	288.70	28.87	0.64	99.36
Fondo		6.40	0.64	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00 gr.			
G_{200} (mm)	0.100	C_u	2.07		
G_{60} (mm)	0.163	C_c	1.13		
G_{250} (mm)	0.297				

Procedencia	: RESERV. LAS COLINAS - ARRABALES
Muestra	: C-2; E-2 1.20 a 3.00 mt.
Peso de Muestra	: 1000.00 grs.

HUMEDAD NATURAL (w)	%	3.10
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO (gr/cc)		

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)



LMS-CAG 08/09/2008

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**DENSIDAD IN SITU
 METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 10-A-19
 BOLETA N° 2366**

SOLICITANTE : Bach. TICONA GOMEZ Jesus Leonardo
 OBRA : APLICACIÓN DE LAS NORMAS SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVOIRIO DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL A.H. LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTARTAMENTO DE ICA
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROV. Y DEPARTAMENTO DE ICA
 MATERIAL : SUELO NATURAL (RESERVOIRIO C - 2; E - 1)
 CANTERA :
 FECHA : Ica, Junio del 2019
 TECNICO OPERADOR : Ing. RENE CANCHARI VEGA

NUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
LUGAR	RESERVOIRIO LAS COLINAS - ARRABALES				
LADO:	EJE				
1. Peso de la lata + suelo humedo	3,552.30				
2. Peso de la lata	0.00				
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	3,552.30				
4. Peso de arena + frasco	4,000.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	766.50				
6. Peso del arena empujada (4 - 5)	3,233.50				
7. Densidad de la arena	1.41				
8. Volumen del hueco (6/7)	2,291.80				
9. Peso de la grava al aire	0.00				
10. Volumen de la grava por desplazar	0.00				
11. Peso del suelo (3 - 9)	3,552.30				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,291.80				
13. Densidad del suelo humedo (11/12)	1.55				
14. Humedad contenida en el suelo	3.14				
15. Densidad del suelo seco	1.55				
16. Densidad del suelo seco gr/cm ³	0.03				
17. Max. Dens. determinada en la curva	0.00				
18. Porcentaje de compactacion (16/17)	0.00				
19. Compactacion especificada	0.00				
Espesor compactado (ml.)	0.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	1	2			
1. Peso de la lata + suelo humedo	356.30				
2. Peso de la lata + suelo seco	346.40				
3. Peso de agua	9.90				
4. Peso de lata	31.00				
5. Suelo seco	315.40				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	3.14				





ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 009-19
 TESISISTA

SOLICITANTE: BACH. JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ
TESIS: APLICACION DE LA NORMA SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA
UBICACION: ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS - DISTRITO DE ICA - PROVINCIA DE ICA - DEPTO DE ICA
FECHA: JUNIO DEL 2019
Sondaje: : C - 2 Clasif. (SUCS) : SP / Arena Pobremente Graduada
Muestra: : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5
Profundidad: 0.00 - 1.50 metros
Estado: : NO DRENADO Y REMOLDEADO

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.000	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.000	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.000	hum. final (%)	3.10
Volum. (cm ³)	72.000	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.50
Hum. inicial (%)	3.140	Carg. Normal (kg)	60.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	202	0	0	0.000
10	0.250	215	93	21.172752	0.588
20	0.500	218	116	26.409024	0.734
30	0.750	212	128	29.140992	0.809
40	1.000	204	133	30.279312	0.841
50	1.250	195	136	30.962304	0.860
60	1.500	186	137	31.188968	0.866
70	1.750	179	138	31.417632	0.873
80	2.000	170	138	31.417632	0.873
90	2.250	164	138	31.417632	0.873
100	2.500				
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				
230	5.750				
240	6.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 009-19
 TESISISTA

SOLICITANTE: BACH. JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ
TESIS : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVIORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS - DISTRITO DE ICA - PROVINCIA DE ICA - DEPTO DE ICA
FECHA : JUNIO DEL 2019
Sondaje : C - 2 Clasif. (SUJCS) : SP / Arena Pobremente Graduada
Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5
Profundidad : 0.00 - 1.50 metros
Estado : NO DRENADO Y REMOLDEADO

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.000	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.000	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.000	hum. final (%)	3.16
Volum. (cm ³)	72.000	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.00
Hum. inicial (%)	3.200	Carg. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	412	0	0.00	0.000
10	0.250	423	30	5.95	0.165
20	0.500	437	66	13.09	0.364
30	0.750	439	88	17.45	0.485
40	1.000	434	96	19.04	0.529
50	1.250	426	101	20.03	0.556
60	1.500	415	104	20.62	0.573
70	1.750	407	105	20.62	0.578
80	2.000	394	106	21.02	0.584
90	2.250	385	106	21.02	0.584
100	2.500				
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				
230	5.750				
240	6.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ING. JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ
 CENTRO INGENIERIL DE SUELOS
 EXPERIMENTAL



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 009-19
 TESISISTA

SOLICITANTE: BACH. JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ
TESIS : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS - DISTRITO DE ICA - PROVINCIA DE ICA - DEPTO DE ICA
FECHA : JUNIO DEL 2019
Sondaje : C - 2 Clasif. (SUCS) : SP / Arena Pobremente Graduada
Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5
Profundidad : 0.00 - 1.50 metros
Estado : NO DRENADO Y REMOLDEADO

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.000	Peso del espec. (gr.)	112.32
Altura (cm)	2.000	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.56
Área (cm ²)	36.000	hum. final (%)	3.22
Volum. (cm ³)	72.000	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	3.340	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical (divisiones)	desplaza m. horizontal I divisiones	Fuerza de corte (kg)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)
div.	mm				
0	0.000	174	0	0.00	0.000
10	0.250	178	15	2.85	0.079
20	0.500	185	37	7.03	0.195
30	0.750	182	49	9.31	0.259
40	1.000	168	54	10.26	0.285
50	1.250	152	55	10.45	0.290
60	1.500	136	55	10.45	0.290
70	1.750	123	55	10.45	0.290
80	2.000				
90	2.250				
100	2.500				
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

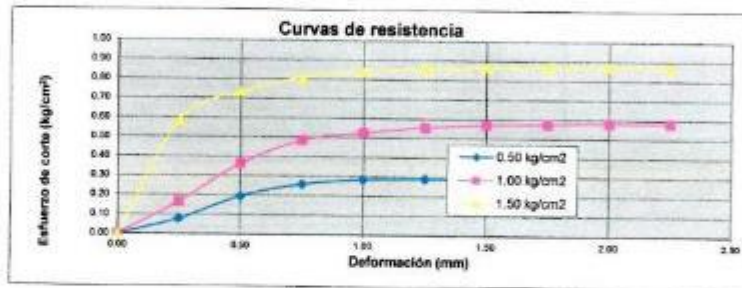
ING. FELIXA CRISTINA GRADOS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES DE GEOTECNIA Y FUNDACIONES SUELOS



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 009- 19
 TESISISTA

SOLICITANTE: BACH. JESUS LEONARDO TICONA GOMEZ
TESIS : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARÍA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS - DISTRITO DE ICA - PROVINCIA DE ICA - DEPTO DE ICA
FECHA : JUNIO DEL 2019
Sondaje : C - 2 Clasif. (SUCS) :SP / Arena Pobremente Graduada
Muestra : E - 2 Velocidad corte : 0.50 mm/min
Profundidad : 0.00 - 1.50 metros
Estado : REMOLDEADO



Est. Normal kg/cm ²	Est. Cortante kg/cm ²
0.50	0.290
1.00	0.584
1.50	0.873

RESULTADOS	
C =	0.00
φ =	30.3



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ing. JEAN CARLOS GARCIA
 INGENIERO EN MECANICA DE SUELOS
 ICA - PERU

III. Extracción de Núcleos de Alto Santamaría y Subtanjalla

EXTRACCION DE NUCLEOS DIAMANTINAS Y ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION NTP 400.059 - NTP 400.034

TESIS : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMO RESISTENTE PARA LA EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LOS RESERVORIOS DE LA URB. SANTA MARIA Y DEL ASENTAMIENTO HUMANO LAS LOMAS DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA.

SOLICITANTE: BACH. JESUS LEONARDO TICONA GÓMEZ

MUESTRA SE EXTRAJERON 06 MUESTRAS DE TESTIGOS DIAMANTINOS DE CONCRETO PROVENIENTES DE MURO DE RESERVORIO MUESTRAS CON LONGITUD MENOR POR ESPESOR DE MURO MENOR A 15 cm.

FECHA DE ENSAYO: 15 DE MAYO DEL 2019

1.- IDENTIFICACION E INFORMACION SOBRE LOS NUCLEOS

N°	RESERVORIO	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE COLOCACION	EDAD DE ENSAYO (días)	CONDICION DE HUMEDAD DEL NUCLEO	CONDICION DE HUMEDAD DE LA ESTRUCTURA	TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO
1	RESERVORIO ALTO SANTA MARIA	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"
2	RESERVORIO ALTO SANTA MARIA	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"
3	RESERVORIO ALTO SANTA MARIA	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"
4	RESERVORIO LAS COLINAS	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"
5	RESERVORIO LAS COLINAS	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"
6	RESERVORIO LAS COLINAS	10/05/2019	NO INDICA	NO INDICA	SECO AL AIRE	HUMEDAD AMBIENTAL	1/2"

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



2.- RESULTADOS

Tipos de Fractura:



N°	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	AREA (cm ²)	CARGA (kg)	RELACION L/D (Long./Diam.)	FACTOR DE CORRECCION (Long./Diam.)	RESIST. A LA COMPRESION (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESION (Mpa)	TIPO DE FALLA
1	5.01	6.8	19.71	3946.38	1.36	0.943	188.77	18.51	3
2	5.02	7.15	19.79	4064.84	1.42	0.950	195.11	19.13	3
3	5.01	7.3	19.71	4184.28	1.45	0.954	202.49	19.85	3
4	5.01	8.5	19.71	3335.45	1.70	0.976	165.13	16.19	3
5	5.02	8.6	19.79	3894.26	1.71	0.977	192.23	18.85	3
6	5.01	9.0	19.71	3684.24	1.80	0.984	183.90	18.03	3

UNIVERSIDAD "DAVID GONZÁLEZ" DE CA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ING. YELSON FERRER GARCÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

3 FOTOS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO.



RESERVORIO N°1 ALTO SANTAMARÍA - ICA



EXCAVACIÓN DE LA CALICATA DEL RESERVORIO ALTO SANTAMARÍA



ENSAYO CON PENETROMETRO LIGERO DE PUNTA CÓNICA (ALTO SANTAMARÍA)



ENSAYO DE CONO DE ARENA (ALTO SANTAMARÍA)



RESERVORIO N°2 SUBTANJALLA – COLINA – ARRABALES



ENSAYO CON PENETROMETRO LIGERO DE PUNTA CÓNICA (SUBTANJALLA-
COLINA-ARRABALES)



ENSAYO DE CONO DE ARENA (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DETECTOR DE ESCÁNER (ALTO SANTAMARÍA)



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA (ALTO SANTAMARÍA)



PROCEDIMIENTO PARA EXTRAER EL NÚCLEO DE DIAMANTINA (ALTO SANTAMARÍA)



PERFORACIÓN DEL RESERVORIO ALTO SANTAMARÍA



MUESTRA DE TESTIGO DE DIAMANTINA ALTO SANTAMARIA



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DETECTOR DE ESCÁNER (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



PERFORACIÓN DEL RESERVORIO (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



MUESTRA DE TESTIGO DE DIAMANTINA (SUBTANJALLA-COLINA-ARRABALES)



MUESTRAS OBTENIDAS DE LA CALICATA



ENSAYO GRANULOMÉTRICO



PESO DE LOS AGREGADOS



REALIZACIÓN DEL TAMIZADO



ENSAYO DE COMPRESIÓN DE LOS TESTIGOS DE DIAMANTINA



MUESTRA DE TESTIGO YA COMPRIMIDA



REALIZACIÓN DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO



OBTENCIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO