

**UNIVERSIDAD NACIONAL
DE CAJAMARCA**



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO DE
CONCRETO ARMADO Y UN RESERVORIO
CON PLANCHAS DE ACERO CORRUGADO**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

ASESOR

Dr. Ing° Miguel Mosqueira Moreno

AUTOR

Bachiller: John Charles Paúl Villoslada Ucañan

Cajamarca - Perú

2013

DEDICATORIA

A mis padres, Adoniram y Rosa,

pilares fundamentales en mi

formación, por su confianza,

y apoyo constante e

Incondicional, por enseñarme a

ser una persona íntegra y

perseverante.

A mi esposa, a mis hermanas

Por el inmenso amor que les tengo y

por estar siempre conmigo

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de dificultades como el desarrollo de una tesis profesional es inevitable que te asalte un muy humano egocentrismo que te lleva a concentrar la mayor parte del mérito en el aporte que has hecho. Sin embargo, el análisis objetivo te muestra inmediatamente que la magnitud de ese aporte hubiese sido imposible sin la participación de personas e instituciones que han facilitado las cosas para que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello, es para mí un verdadero placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con ellas, expresándoles mis agradecimientos.

Debo agradecer de manera especial y sincera al Doctor en Ingeniería Miguel Ángel Mosqueira Moreno por aceptarme para realizar esta tesis bajo su dirección. Su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como investigador. Las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y rigurosidad, han sido la clave del buen trabajo que hemos realizado juntos, el cual no se puede concebir sin su siempre oportuna participación. Le agradezco también el haberme facilitado siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de esta tesis.

Muchas gracias Profesor y espero verlo pronto. Quiero expresar también mi más sincero agradecimiento. A mi familia, amigos, amigas y a todas aquellas personas que de alguna manera han contribuido en la consolidación de este trabajo.

INDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	iv
INDICE DE FIGURAS	vii
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	xiv
FUNDAMENTOS DE LA TESIS	1
Planteamiento del problema.....	2
Selección del problema	2
Formulación del problema.....	3
Justificación de la investigación	3
Alcances y limitaciones	4
Objetivos de la investigación.....	4
Hipótesis.....	5
Variables	5
Metodología.....	5
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO	7
1.1. Antecedentes.....	8
1.2. Bases teóricas.....	9

1.2.1 Definiciones.....	9
1.2.2 Tipo de depósitos.....	12
1.2.2.1 Clasificación de los depósitos	12
1.2.2.2 Depósitos sobre la superficie del terreno	12
1.2.3. Geometría de depósitos	13
1.2.4. Consideraciones para el diseño estructural.....	15
1.2.4.1. Fases que abarca el diseño completo de los depósitos:	15
1.2.4.2. Objetivos y recomendaciones generales para el análisis y el diseño estructural.....	16
1.2.4.2.1. Tipos de estructuras que se consideran.....	16
1.2.4.2.2. Propósito del diseño estructurala.	16
1.2.4.2.3. Procedimientos para el análisis estructural.	17
1.2.4.2.4. Efectos que se deben considerar en el proyecto estructural	17
1.2.4.2.5. El espesor mínimo de las paredes de los depósitos	17
1.2.4.2.6. Impermeabilidad de los depósitos	18
1.2.4.2.7. Corrosión del acero de refuerzo	18
1.2.4.3. Refuerzo para contracción y temperatura	18
1.2.4.4. Separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura.	20
1.2.4.5. Fisuración en Elementos de Concreto Armado	15
1.2.4.5.1 Durabilidad del Concreto	21
1.2.4.5.2 Importancia del Agrietamiento y Tipos de Fisuras	21
1.2.4.5.3 Razones para Controlar el Ancho de las Fisuras	35

1.2.4.5.4 Principales Factores que Afectan el Ancho de las Fisuras	36
1.2.4.5.5 Limitación del Ancho de las Fisuras	37
1.2.5. Depósitos cilíndricos sin cubierta	38
1.2.5.1. Comentario preliminar	38
1.2.6 Juntas en los depósitos de concreto	38
1.2.6.1. La necesidad de colocar juntas	38
1.2.6.2 Aplicaciones.	40
1.2.7 Consideraciones del diseño estructural del reservorio de concreto	41
1.2.7.1 Normas y cargas de diseño	41
1.2.8 Consideraciones del diseño estructural del reservorio de planchas de acero corrugado	42
1.2.8.1 Normas y cargas de diseño	42
1.2.8.2 Método de diseño	36
1.2.9 Esfuerzos	43
1.2.10 BUWAtank.....	44
1.2.10.1 Gran variedad de aplicación.....	44
1.2.10.2 Los proyectos especiales con el BUWAtank	45
1.2.10.3 Características especiales:.....	45
CAPITULO II: MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	47
2.1 Configuración del SAP2000	48
2.2 Modelamiento e introducción de datos.....	48
2.2.1 Modelamiento Reservorio de concreto.....	48

2.2.2 Modelamiento Reservoirio de planchas de acero corrugado	61
CAPITULO III: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	62
3.1 Resultados de la Investigación.....	63
3.1.1 Reservoirio de Concreto Armado.....	63
3.1.1.1 Deformada debida a la presión del agua.....	63
3.1.1.2 Esfuerzos debidos a la presión del agua.....	64
3.1.1.3 Deformada debida a la carga combinación de carga U1.....	67
3.1.1.4 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U1.....	68
3.1.1.5 Deformada debida a la carga combinación de carga U2.....	71
3.1.1.6 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U2.....	72
3.1.1.7 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga US	76
3.1.1.8 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga US	77
3.1.1.9 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga Envolvente	79
3.1.1.10 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga Envolvente	80
3.1.2 Reservoirio de Acero Corrugado.....	83
3.1.2.1 Deformada debida a la presión del agua.....	83
3.1.2.2 Esfuerzos debidos a la presión del agua.....	84
3.1.2.3 Deformada debida a la carga combinación de carga U1.....	87
3.1.2.4 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U1.....	88
3.1.2.5 Deformada debida a la carga combinación de carga U2.....	91
3.1.2.6 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U2.....	92
3.1.2.7 Deformada debida a la carga combinación de carga US	95

3.1.2.8 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga US	96
3.1.2.9 Deformada debida a la carga combinación de carga Envolverte.....	99
3.1.2.10 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga Envolverte	100
3.2 Análisis de la Investigación.	103
3.3 Contrastación de la hipótesis	107
CONCLUSIONES.....	108
RECOMENDACIONES	111
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	112

INDICE DE TABLAS

Contenido	Pagina
Tabla 1.1 Contracción y refuerzo de la temperatura mínima.....	19
Tabla 1.2 Ancho máximo de grietas.....	37
Tabla 2.1 Cuadro de características del concreto.....	49
Tabla 2.2 Cuadro de características del acero.....	60
Tabla 3.1 Deformaciones por presión de agua reservorio de concreto.....	63
Tabla 3.2 Esfuerzo por presión de agua dirección S11 del reservorio de concreto.....	64
Tabla 3.3 Esfuerzo por presión de agua dirección S22 del reservorio de concreto.....	65
Tabla 3.4 Esfuerzo por presión de agua dirección S23 del reservorio de concreto.....	66
Tabla 3.5 Deformaciones por combinación de carga U1 del reservorio de concreto.....	67
Tabla 3.6 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S11 del reservorio de concreto.....	68
Tabla 3.7 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S22 del reservorio de concreto.....	69
Tabla 3.8 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S23 del reservorio de concreto.....	70
Tabla 3.9 Deformaciones por combinación de carga U2 del reservorio de concreto.....	71
Tabla 3.10 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S11 del reservorio de concreto.....	72
Tabla 3.11 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S22 del reservorio de concreto.....	73
Tabla 3.12 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S23 del reservorio de concreto.....	74
Tabla 3.13 Deformaciones por combinación de carga US del reservorio de concreto.....	75
Tabla 3.14 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S11 del reservorio de concreto.....	76

Tabla 3.15 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de concreto.....	77
Tabla 3.16 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de concreto.....	78
Tabla 3.17 Deformaciones por combinación de carga Envolverte del reservorio de concreto	79
Tabla 3.18 Esfuerzo por combinación de carga Envolverte dirección S11 del reservorio de concreto.....	80
Tabla 3.19 Esfuerzo por combinación de carga Envolverte dirección S22 del reservorio de concreto.....	81
Tabla 3.20 Esfuerzo por combinación de carga Envolverte dirección S22 del reservorio de concreto.....	82
Tabla 3.21 Deformaciones por presión del agua del reservorio de acero	83
Tabla 3.22 Esfuerzo por presión de agua dirección S11 del reservorio de acero	84
Tabla 3.23 Esfuerzo por presión de agua dirección S22 del reservorio de acero	85
Tabla 3.24 Esfuerzo por presión de agua dirección S23 del reservorio de acero	86
Tabla 3.25 Deformaciones por combinación de carga U1 del reservorio de acero	87
Tabla 3.26 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S11 del reservorio de acero	88
Tabla 3.27 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S22 del reservorio de acero	89
Tabla 3.28 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S23 del reservorio de acero	90
Tabla 3.29 Deformaciones por combinación de carga U2 del reservorio de acero	91
Tabla 3.30 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S11 del reservorio de acero	92
Tabla 3.31 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S22 del reservorio de acero	93
Tabla 3.32 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S23 del reservorio de acero	94
Tabla 3.33 Deformaciones por combinación de carga US del reservorio de acero	95
Tabla 3.34 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S11 del reservorio de acero	96

Tabla 3.35 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de acero	97
Tabla 3.36 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S23 del reservorio de acero	98
Tabla 3.37 Deformaciones por combinación de carga US del reservorio de acero	99
Tabla 3.38 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S11 del reservorio de acero	100
Tabla 3.39 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de acero	101
Tabla 3.40 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S23 del reservorio de acero	102
Tabla 3.41 Deformación máxima debida a la presión de agua.....	103
Tabla 3.42 Deformación máxima debida a la combinación U1.....	103
Tabla 3.43 Deformación máxima debida a la combinación U2.....	103
Tabla 3.44 Deformación máxima debida a la combinación US.....	104
Tabla 3.45 Deformación máxima debida a la combinación Envolvente.....	104
Tabla 3.46 Esfuerzos máxima debida a la presión del agua.....	104
Tabla 3.47 Esfuerzos máxima debida a la combinación U1.....	105
Tabla 3.48 Esfuerzos máxima debida a la combinación U2.....	105
Tabla 3.49 Esfuerzos máxima debida a la combinación US.....	106
Tabla 3.50 Esfuerzos máxima debida a la combinación Envolvente.....	106

INDICE DE FIGURAS

Contenido	Pagina
Fig. 1.1 Grietas por esfuerzos de tracción directa	28
Fig. 1.2 Grietas por esfuerzos de tracción por flexión	29
Fig. 1.3 Grietas de flexión – cortante y de cortante en el alma	29
Fig. 1.4 Grietas de torsión	30
Fig. 1.5 Grietas de adherencia entre el concreto y el acero	30
Fig. 1.6 Grietas por corrosión en el acero	31
Fig. 1.7 Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco	31
Fig. 1.8 Grietas por calor de hidratación	32
Fig. 1.9 Grietas por retracción plástica del concreto	33
Fig. 1.10 Fisuración en mapa en muros y losas	33
Fig. 1.11 Fisuración en la viga por asentamiento de una columna interior de un pórtico	34
Fig. 1.12 Fisuración por retracción del concreto	35
Fig. 1.13 Tanque de planchas de acero corrugado	46
Fig. 2.1 Ingreso de unidades y plantilla Shell - Sap2000	49
Fig. 2.2 Ingreso de parámetros de modelamiento.	49
Fig. 2.3 Ingreso de propiedades del concreto.....	50
Fig. 2.4 Sección de muro.....	51

Fig. 2.5 Sección de viga.....	51
Fig. 2.6 Configuración de viga de borde.....	52
Fig. 2.7 Ventana Display Options.....	53
Fig. 2.8 Reservorio de concreto modelado.....	53
Fig. 2.9 Asignación de cargas reservorio de concreto	54
Fig.2.10 Espectro de respuesta.....	55
Fig. 2.11 Configuración de espectro de respuesta	55
Fig. 2.12 Definición de combinaciones de carga.....	56
Fig. 2.13 Valores de altura de presión hidrostática.....	58
Fig. 2.14 Asignación de Presión hidrostática.....	59
Fig. 2.15 Presión de agua en reservorio.....	59
Fig. 2.16 Análisis de modelo estructural.....	60
Fig.2.17 Deformada de reservorio.....	60
Fig. 3.1 Deformada presión de agua en reservorio de concreto.....	63
Fig. 3.2 Esfuerzo S11 cara superior-presión de agua del reservorio de concreto .	64
Fig. 3.3 Esfuerzo S11cara inferior-presión de agua del reservorio de concreto	64
Fig. 3.4 Esfuerzo S22 cara superior-presión de agua del reservorio de concreto .	65
Fig 3.5 Esfuerzo S22 cara inferior-presión de agua del reservorio de concreto ...	65
Fig. 3.6 Esfuerzo S23 cara inferior y superior-presión de agua del reservorio de concreto	66
Fig. 3.7 Deformada cara inferior y superior – U1 del reservorio de concreto	67

Fig. 3.8 Esfuerzo S11 cara superior –U1 del reservorio de concreto	68
Fig. 3.9 Esfuerzo S11 cara inferior –U1 del reservorio de concreto	68
Fig.3.10 Esfuerzo S22 cara superior –U1 del reservorio de concreto	69
Fig.3.11 Esfuerzo S22 cara inferior –U1 del reservorio de concreto	69
Fig.3.12 Esfuerzo S23 cara inferior y superior – U1 del reservorio de concreto...	70
Fig.3.13 Deformada cara inferior y superior – U2 del reservorio de concreto	71
Fig.3.14 Esfuerzo S11 cara superior –U2 del reservorio de concreto	72
Fig.3.15 Esfuerzo S11 cara inferior –U2 del reservorio de concreto	72
Fig.3.16 Esfuerzo S22 cara superior –U2 del reservorio de concreto	73
Fig.3.17 Esfuerzo S22 cara superior –U2 del reservorio de concreto	73
Fig.3.18 Esfuerzo S12 cara superior e inferior –U2 del reservorio de concreto	74
Fig.3.19 Deformada cara inferior y superior –US del reservorio de concreto	75
Fig.3.20 Esfuerzo S11 cara superior –US del reservorio de concreto	76
Fig.3.21 Esfuerzo S11 cara inferior –US del reservorio de concreto	76
Fig.3.22 Esfuerzo S22 cara superior –US del reservorio de concreto	77
Fig.3.23 Esfuerzo S22 cara inferior –US del reservorio de concreto	77
Fig.3.24 Esfuerzo S23 cara superior e inferior –US del reservorio de concreto	78
Fig.3.25 Deformada cara inferior y superior – Envolverte del reservorio de concreto	79
Fig.3.26 Esfuerzo S11 cara superior – Envolverte del reservorio de concreto	80

Fig.3.27 Esfuerzo S11 cara inferior – Envoltente del reservorio de concreto	80
Fig.3.28 Esfuerzo S22 cara superior – Envoltente del reservorio de concreto	81
Fig.3.29 Esfuerzo S22 cara superior –Envoltente del reservorio de concreto	81
Fig.3.30 Esfuerzo S12 cara superior e inferior – Envoltente del reservorio de concreto	82
Fig.3.31 Deformada cara superior e inferior– Presión de agua del reservorio de acero	83
Fig.3.32 Esfuerzo S11 cara superior– Presión de agua del reservorio de acero...	84
Fig.3.33 Esfuerzo S11 cara inferior– Presión de agua del reservorio de acero.....	84
Fig.3.34 Esfuerzo S22 cara superior– Presión de agua del reservorio de acero...	85
Fig.3.35 Esfuerzo S22 cara inferior– Presión de agua del reservorio de acero.....	85
Fig.3.36 Esfuerzo S23 cara superior e inferior– Presión de agua del reservorio de acero	86
Fig. 3.37 Deformada cara inferior y superior – U1 del reservorio de acero	87
Fig. 3.38 Esfuerzo S11 cara superior – U1 del reservorio de acero	88
Fig. 3.39 Esfuerzo S11 cara inferior – U1 del reservorio de acero	88
Fig. 3.40 Esfuerzo S22 cara superior – U1 del reservorio de acero	89
Fig. 3.41 Esfuerzo S22 cara inferior – U1 del reservorio de acero	89
Fig. 3.42 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – U1 del reservorio de acero	90
Fig. 3.43 Deformada cara inferior y superior – U2 del reservorio de acero	91

Fig. 3.44 Esfuerzo S11 cara superior – U2 del reservorio de acero	92
Fig. 3.45 Esfuerzo S11 cara inferior – U2 del reservorio de acero	92
Fig. 3.46 Esfuerzo S22 cara superior – U2 del reservorio de acero	93
Fig. 3.47 Esfuerzo S22 cara inferior – U2 del reservorio de acero	93
Fig. 3.48 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – U2 del reservorio de acero	94
Fig. 3.49 Deformada cara inferior y superior – US del reservorio de acero.....	95
Fig. 3.50 Esfuerzo S11 cara superior – US del reservorio de acero.....	96
Fig. 3.51 Esfuerzo S11 cara inferior – US del reservorio de acero.....	96
Fig. 3.52 Esfuerzo S22 cara superior – US del reservorio de acero.....	97
Fig. 3.53 Esfuerzo S22 cara inferior – US del reservorio de acero.....	97
Fig. 3.54 Deformada cara inferior y superior – Envolverte del reservorio de acero	98
Fig. 3.55 Esfuerzo S11 cara superior – Envolverte del reservorio de acero	99
Fig. 3.56 Esfuerzo S11 cara inferior – Envolverte del reservorio de acero	100
Fig. 3.57 Esfuerzo S22 cara superior – Envolverte del reservorio de acero	100
Fig. 3.58 Esfuerzo S22 cara inferior – Envolverte del reservorio de acero	101
Fig. 3.59 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – Envolverte del reservorio de acero	101
3.60 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – Envolverte del reservorio de acero	102

RESUMEN

El almacenamiento de agua para el abastecimiento de agua en la ciudad de Cajamarca es mediante reservorios de concreto armado actualmente existen reservorios muy fáciles de instalar de planchas de acero corrugado; pero el desconocimiento del comportamiento estructural da inicio a esta investigación.

El objetivo de esta investigación es comparar el comportamiento estructural estático de los reservorios uno de concreto armado y otro de planchas de acero de 298 m³ de almacenamiento. La toma de datos se realizó mediante el análisis documental de las características de los materiales de cada reservorio. Para el análisis del comportamiento estructural se usó el programa computacional de ingeniería Sap2000 V.15 - Educacional. Se observó que el reservorio de concreto armado muestra una deformación de 0.00002353 metros y el reservorio de planchas de acero corrugado una deformación de 0.00099686 metros. Haciendo mostrar que el reservorio de concreto armado tiene un mejor comportamiento estructural ante la carga de la presión del agua en el reservorio.

ABSTRACT

Water storage for water supply in the city of Cajamarca is by reinforced concrete reservoirs. Reservoirs exist currently very easy to install corrugated steel plate, but the lack of structural behavior kicks off this investigation.

The objective of this research is to compare the static structural behavior of reinforced concrete reservoirs one and another steel plate of 298 m³ of storage. Data collection was performed by documentary analysis of the characteristics of the materials of each reservoir. To analyze the structural behavior was used computational engineering program Sap2000 V.15 - Educational. It was observed that the reinforced concrete reservoir 0.00002353 shows a deformation of the reservoir meters corrugated steel deformation of 0.00099686 meters. By showing that the reinforced concrete reservoir has a better structural behavior before charging the water pressure in the reservoir.

INTRODUCCIÓN

El acceso al consumo de agua potable y no potable en las zonas rurales de nuestro país es uno de los principales desafíos que deben enfrentar todas aquellas instituciones que están comprometidas en la mejora de la calidad de vida de la población, implementando sistemas de almacenamiento de agua seguro, adecuado y accesible que puedan cubrir con el suministro de agua potable, captación de aguas para el riego de cultivos y así promover el desarrollo de la región. Es por esto que se necesita la implementación de sistemas de almacenamiento de agua. En Cajamarca los reservorios que se encuentran han sido diseñados y construidos en base a la normativa vigente de concreto armado.

En Holanda actualmente se ha desarrollado una tecnología para la construcción de tanques con planchas de acero corrugado este para su uso en la agricultura e industria. Dicha tecnología viene siendo desarrollada en la construcción de la planta de tratamiento de agua residual campamento “El Quinual” kilómetro 52 - Minera Yanacocha. En dicha construcción el tesista ha observado la eficiencia en la construcción de estos tanques llegando a ser instalados hasta en 10 días, sin embargo también observó que estos tanques no cuenta con un cálculo estructural, pues la empresa para su instalación, solo aseguro el comportamiento estructural del tanque con el certificado de calidad de esta tecnología. Es por esto que nace la inquietud de verificar el comportamiento estructural del reservorio con planchas de acero corrugado y someterlo a comparación con los reservorios de concreto armado a fin de proponer nuevas tecnologías en la construcción de reservorios.

FUNDAMENTOS DE LA TESIS

Planteamiento del problema

Selección del problema

El excesivo crecimiento poblacional y el desarrollo industrial para cubrir las necesidades del hombre ha provocado un severo problema ambiental conocido como calentamiento global, induciendo con esto diversos cambios en los aspectos físicos de la tierra, que repercuten directamente en la disponibilidad de los recursos hídricos como son las precipitaciones, provocando con ello lluvias o sequías extremas, en diversas zonas del planeta. (Herrera, 2010)

El acceso al consumo de agua potable y no potable en las zonas rurales de nuestro país es uno de los principales desafíos que deben enfrentar todas aquellas instituciones que están comprometidas en la mejora de la calidad de vida de la población. Implementando sistemas de almacenamiento de agua seguro, adecuado y accesible que puedan cubrir con el suministro de agua potable y captación de aguas para riego de cultivos. Es por esto que es necesaria la implementación de sistemas de almacenamiento de agua en Cajamarca, los reservorios que se encuentran en nuestra ciudad han sido diseñados y construidos en base a la normativa vigente de concreto armado.

En Holanda actualmente se ha desarrollado una tecnología para la construcción de tanques con planchas de acero corrugado este para su uso en la agricultura e industria. Dicha tecnología viene siendo desarrollada en la construcción de la planta de tratamiento de agua residual campamento el Quinual kilómetro 52 - Minera Yanacocha. En dicha construcción el tesista ha visualizado la eficiencia en la construcción de estos tanques llegando a ser instalados hasta en 10 días, sin embargo también identifiqué que estos tanques no cuenta con un cálculo

estructural pues la empresa para su instalación solo aseguro el comportamiento estructural del tanque con el certificado de calidad de esta tecnología con planchas de acero corrugado. Es por esto que nace la inquietud de verificar el comportamiento estructural del reservorio con planchas de acero corrugado y someterlo a comparación con los reservorios de concreto armado a fin de proponer nuevas tecnologías en la construcción de reservorios.

Formulación del problema

¿Qué tipo de reservorio tiene mejor comportamiento estructural el de concreto armado o el de planchas de acero corrugado?

Justificación de la investigación

La carencia de información real sobre el reservorio de planchas de acero corrugado en la construcción de reservorios de agua, trae consigo diseños y construcciones de reservorios solo en concreto armado. Lo que lleva consigo la limitación de su uso pues estos reservorios son solo para uso de agua potable.

Consecuentemente, existe la necesidad de contar con sistemas que ayuden a solucionar la problemática actual del abastecimiento de agua sea potable o no potable para satisfacer con todas las necesidades de la localidad. Asimismo, es necesario conocer el comportamiento estructural de reservorio a base de planchas de acero corrugado a fin de garantizar su vida útil como estructura y de que está no presenten fallas si estas fuesen instaladas en nuestra localidad.

Estas informaciones serán de utilidad en la toma de decisiones de diseño de reservorio, para proyectistas y contratistas. Finalmente, la investigación podrá

servir de modelo para emprender investigaciones en otro tipo como rendimientos y costos en su construcción de estos reservorios.

Alcances y limitaciones

La investigación se limitará a analizar un reservorio en concreto armado de un volumen de 298 m³ de capacidad de agua, se realizara el estudio de los esfuerzos y las deformaciones que se presentan en el comportamiento estructural estático del reservorio, de igual forma se someterá a estudio un reservorio con planchas de acero corrugado para este se considera las especificaciones técnicas de las planchas de acero corrugado de la tecnología BUWA tank. Para así tener ambos comportamientos estructurales de las deformaciones y esfuerzos que generan las fuerzas actuantes y así poder dar opinión de cada estructura.

Se consideró el diseño sísmico espectral el mismo que fue ingresado al programa computacional SAP2000 V.15 – Educacional sobre las estructuras sin considerar el efecto dinámico que se genera en el almacenamiento del agua por lo cual no se considera la masa impulsiva y convectiva sobre el reservorio.

No se considerara la cúpula del reservorio, además no se realizará el diseño de la cimentación de los reservorios estudiados pues los empotramientos de los reservorios se consideran por encima de estos.

Objetivos de la investigación

Objetivo general.

Comparación del comportamiento estructural de un reservorio de concreto armado y un reservorio con planchas de acero corrugado

Objetivos específicos.

- a) Analizar el comportamiento estructural de un reservorio de concreto armado.
- b) Analizar el comportamiento estructural de un reservorio de planchas de acero corrugado.

Hipótesis

Los reservorios de concreto armado tienen mejor comportamiento estructural que los reservorios de planchas de acero corrugado

Variables

Variable dependiente: El comportamiento estructural

Variable independiente:

R1: Esfuerzo

R2: Deformación

Metodología

Tipo de Investigación

Será del tipo explicativa, porque permitirá identificar los esfuerzos y las deformaciones del reservorio, lo que permitirá conocer el comportamiento de la estructura de cada reservorio.

Permitirá; asimismo en base a la investigación, proponer mejoras en la construcción de reservorios y el uso de materiales para su construcción.

El universo de la investigación

Los reservorios circulares de concreto armado y reservorio de planchas de acero corrugado cuya capacidad de almacenamiento de agua es de 298 m³.

Técnicas e instrumentos de recolección

La recolección de datos se realizó mediante el análisis documental:

- ✚ Especificaciones técnicas de los tanques BUWAtank. (Anexo1)
- ✚ Plano mecánico de un reservorio de 298m³ con planchas de acero corrugado..(Anexo 2)

La técnica que se utilizó para el procesamiento de estos fue a través del programa computacional SAP2000 V.15 - Educacional.

Forma de tratamiento de datos

Se realizó el análisis estructural de ambos reservorios utilizando el programa computacional SAP2000 V.15 - Educacional, las unidades consideradas son Ton, m, C.

Teniendo en cuenta las características de cada reservorio, especificaciones técnicas de cada material se realizó el modelamiento de un reservorio de un radio libre de 4.7 metros, altura de reservorio de 5.00 metros, una viga de borde de 0.35 x 0.50 metros y una altura de agua de 4.30 metros, estas características para reservorios el de concreto armado, para el reservorio de planchas de acero corrugado se considerara solo la pantalla del reservorio teniendo una altura

Análisis de datos

Después de procesar los datos en el SAP2000 V.15 – Educacional se procederá a presentar en cuadros los resultados obtenidos de las deformaciones y esfuerzos obtenidos por cada combinación de cargas, estas se presentaran por alturas. Para el análisis de las deformaciones y los esfuerzos se presentaran los máximos valores en las tres direcciones.

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes

- Según José Albero Acero Martínez (2005). En su estudio del análisis dinámico de reservorios superficiales, circulares y rectangulares, concluyó: La presión hidrodinámica en tanques superficiales se incrementa en un 40% como máximo, en condiciones de servicio. Por ello, no debe de ser ignorado el diseño de tanques y reservorios superficiales. Se puede mejorar el comportamiento dinámico en los tanques rectangulares, colocando a una determinada distancias vigas de amarre y contrafuertes que mejoren el comportamiento estructural. El espectro de respuesta utilizado debe ser reducido a factores adecuados. Se debería proponer algunas recomendaciones en la norma E.030 para el análisis sísmico de tanques superficiales y elevados. El factor de amplificación de carga debido a la presión hidrodinámica debe ser 1 por un coeficiente sanitario, mientras que el factor de carga para la presión hidráulica debe ser 1.7 por un factor sanitario.
- Según Sergio M. Hernández castillo (2007). En su estudio Comparación del diseño sísmico de estanques de acero según normas norteamericana, neozelandesa y las recomendaciones chilenas. Concluyó De acuerdo a la información entregada por las normas extranjeras para el análisis de este tipo de estructuras, el autor de este trabajo señala que la norma API650 es más clara y precisa que su par neocelandés SDST NZ a la hora de entregar la información para el diseño sísmico, esto se debe a que API es una norma exclusiva para estanques de acero que almacenan principalmente líquidos combustibles, en cambio dentro del código neocelandés se agrupan las diferentes formas y materiales utilizados para

construir estanques de almacenamiento. Al comparar los coeficientes sísmicos de cada norma se observa que no existe ninguna correlación, más que su igualdad en el nombre utilizado, pues es un valor que representa un objetivo distinto en cada norma. Sin embargo al comparar los coeficientes se puede deducir que al utilizar los coeficientes sísmicos chilenos se estaría subestimando los efectos provocados por los sismos en este tipo de estructura como son los estanques verticales circulares de acero. Los resultados obtenidos para la compresión en la pared muestran que para estanques pequeños la norma neozelandesa en comparación a API 650 entrega una menor tensión, mientras que en estanques más esbeltos ocurre todo lo contrario.

- Según Edmundo Canchari Gutiérrez (2009) En su Extensión para el modelamiento, análisis y diseño automatizado de reservorios circulares en sap2000, concluyó: Gracias a la extensión se logra analizar la estructura entera para distintas discretizaciones del dominio completo con facilidad, lo que permite evaluar la convergencia de los resultados. La interfaz de Programación para Aplicaciones de Sap2000 se puede utilizar desde cualquier lenguaje de programación que sea capaz de implementar una interfaz

1.2. Bases teóricas

1.2.1 Definiciones.

Reservorio: Embalse o reservorio, una acumulación de agua producida por una obstrucción en el lecho de un río o arroyo que cierra parcial o totalmente su cauce. (Agüero 2004)

Acero de armazón: Se emplea para dar forma a la estructura y sobre ella se colocan las capas de malla de alambre o refuerzo. La característica del armazón es que los aceros que lo constituyen se distribuyen uniformemente y se separan hasta un máximo de 30 cm entre ellos, generalmente no son considerados como parte del refuerzo estructural, sino como varillas de separación para los refuerzos de la malla. El diámetro de estos elementos, es mayor que el acero de refuerzo. (Agüero 2004)

Aditivo: Material que no sea cemento Pórtland, agregado o agua, que se añade al concreto para modificar sus propiedades. (Agüero 2004)

Agregado: Material inerte que se mezcla con cemento Pórtland y agua para producir concreto. El agregado a emplearse en estructuras de ferrocemento es el agregado fino (arena natural), que no deberá exceder de 7 mm de diámetro ni menor de 2 mm. (Agüero 2004)

Agua: El agua empleada en ferrocemento deberá ser fresca y limpia. En ningún caso podrá emplearse agua de mar o similar. (Agüero 2004)

Armadura de refuerzo: Es el refuerzo total del sistema que puede estar conformado por la malla de refuerzo y el acero del armazón o solamente la primera. Generalmente se considera al acero del armazón como parte del refuerzo total cuando las separaciones de las varillas que lo conforman están a no más de 7,5 cm de centro a centro, como sucede en las estructuras como botes, embarcaciones, secciones tubulares, tanques, etc. Las varillas del armazón que son espaciadas más allá de esta distancia no son consideradas como parte del refuerzo total. (Agüero 2004)

Dirección longitudinal: Se define así a la dirección en la cual se encuentra aplicada la carga de diseño en la estructura de ferrocemento. (Agüero 2004)

Dirección transversal: Se define así a la dirección perpendicular a la dirección longitudinal. (Agüero 2004)

Ferrocemento: Se define al ferrocemento como un tipo de construcción de concreto reforzado, con espesores delgados, en el cual generalmente el mortero está reforzado con capas de malla continua de diámetro relativamente pequeño. La malla puede ser metálica o de otros materiales adecuados. (Agüero 2004)

Malla de refuerzo: Generalmente consiste en alambres delgados, entretnejidos o soldados; una de las características más importantes es que sea lo suficientemente flexible para poderla doblar en las esquinas agudas. La función principal de estas mallas es la de actuar como marco para sostener el mortero en estado fresco, así como absorber los esfuerzos de tensión en el estado endurecido que el mortero por sí colono podría soportar. (Agüero 2004)

Mortero: Es la mezcla de cemento y arena. Debido a que este mortero está sometido a grandes tensiones, es necesario que su dosificación sea no menor a una parte de cemento por 1,5 a 2 partes de arena y 0,3 partes de agua. (Agüero 2004)

Carga hidrostática: La presión ejercida por un líquido en reposo. (Inglesa, 2010)

Carga muerta.- Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos so-portados por la edificación, incluyendo su peso propio, quesean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo (NTP E.020, 2006)

Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. (NTP E.020, 2006)

Tanque: Depósito diseñado para almacenar o procesar fluidos, generalmente a presión atmosférica o presión internas relativamente bajas. (Inglesa, 2010)

1.2.2 Tipo de depósitos.

1.2.2.1 Clasificación de los depósitos. De conformidad con su posición relativa al terreno, los depósitos pueden clasificarse como superficiales y elevados. En esta tesis sólo se cubren los depósitos superficiales. Cuando se trate de depósitos que contengan agua potable o agua tratada es conveniente mantenerlos cubiertos para evitar la contaminación del agua. (Pavón, 2001)

1.2.2.2 Depósitos sobre la superficie del terreno.

1.2.2.2.1 Depósitos superficiales. Los depósitos superficiales se construyen directamente apoyados sobre la superficie del suelo. Por lo general, se utiliza este tipo de depósito, cuando el terreno sobre el que se va a desplantar tiene la capacidad necesaria para soportar las cargas impuestas, sin sufrir deformaciones importantes. Resulta también conveniente, si fuese necesario, contar con una cierta altura para la descarga del líquido, a fin de disponer de una carga de presión hidrostática adecuada. Los depósitos superficiales tienen la ventaja de que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y de salida. (Pavón, 2001)

1.2.2.2.2 Depósitos enterrados y semienterrados. Los depósitos enterrados se construyen totalmente bajo la superficie del terreno. Se emplean cuando el terreno de desplante es adecuado para el funcionamiento hidráulico de la red de

distribución y cuando es necesario excavar hasta encontrar un estrato de soporte más resistente. Tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de las grandes variaciones de temperatura; no alteran el paisaje y sus cubiertas pueden utilizarse para las más diversas funciones, tales como: áreas jardinadas, canchas de juego para basketball, tenis, etc.; e incluso como helipuertos. Sus inconvenientes son el tener que efectuar excavaciones costosas, la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión del abastecimiento y la red de distribución, así como, la dificultad para descubrir las posibles filtraciones y fugas del líquido. Por otro lado, en los depósitos semienterrados, una porción de la construcción se encuentra bajo el nivel del terreno y parte sobre éste. La construcción de este tipo de depósito está definida por razones de topografía o cuando el costo de la excavación es alto, ya sea porque ésta no se justifica debido a su localización desventajosa o por razones de geotecnia. De no observarse ambos factores, traerían aparejados el costo elevado de la construcción. Por otra parte, permiten un acceso a las instalaciones más fácilmente que el de los depósitos totalmente enterrados. (Pavón, 2001)

1.2.2.2.3 Los depósitos cubiertos. En aquellos depósitos que por la naturaleza del líquido que almacenan necesitan estar tapados, las cubiertas pueden ser planas, cónicas, en forma de domo. (Pavón, 2001)

1.2.3. Geometría de depósitos

La configuración teórica más conveniente para un depósito es aquella que para una altura y volumen dados, se tenga un perímetro mínimo, lo cual implica una geometría cilíndrica. Sin embargo, pueden existir otras razones que obliguen a la planta rectangular o cuadrada.

En los depósitos rectangulares, cuando tienen dos compartimentos, conviene tener una relación 3:4 en la longitud de los lados. Cuando existan n compartimentos, la relación recomendable es de $n + 1 : 2n$, por ser ésta la que proporciona el perímetro mínimo a igualdad de superficie. (Pavón, 2001)

En los grandes depósitos, especialmente los rectangulares, se recomienda el diseño de divisiones o "muros-guía", que permiten la renovación del agua en el interior de esas divisiones, evitándose el estancamiento de la misma, en especial en las esquinas. Para proceder a la limpieza, reparaciones o mantenimiento, son convenientes los muros divisorios para mantener sin interrupción el funcionamiento del depósito durante esos lapsos. Entre los depósitos rectangulares se tienen los tanques de regulación, sedimentadores, floculadores, filtros, cajas repartidoras, cárcamos de bombeo, cajas rompedoras de presión, digestores de lodos, etc. Normalmente en este tipo los depósitos son de concreto. En tanto que, entre los depósitos cilíndricos, puede citarse a los de tratamiento de aguas residuales, de regulación, tanques unidireccionales, espesadores de lodos, torres de oscilación, etc. Estos pueden ser de concreto colado, vaciado o colocado en el sitio; pretensados, postensados o de acero.

La geometría tiene que ver con el material con el cual se vaya a construir el depósito, por ejemplo: en los depósitos de mampostería es conveniente adoptar la configuración rectangular, debido a que los depósitos circulares soportan la presión del agua a través de la tensión anular, misma que en los depósitos de concreto reforzado resiste el acero de refuerzo. En los depósitos de mampostería no existe este refuerzo y por lo tanto, la presión del agua agrietaría las juntas de mortero de la mampostería, que son incapaces de soportar esfuerzos de tensión. Por esta razón, los depósitos de geometría cilíndrica, por lo general, son de

concreto reforzado o pre forzado o bien, metálicos. En las poblaciones o localidades rurales, los depósitos que se construyen generalmente son de mampostería, de forma rectangular, debido a que el material más común de la región suele ser la piedra o la roca. Los depósitos pequeños, en general, son recomendables de concreto reforzados y de forma rectangular.

En los depósitos superficiales es conveniente distinguir lo siguiente: tamaño, material y modulación.

Tamaño: si se trata de pequeños o grandes depósitos.

Material: material con que se construyen, sea de acero, concreto o mampostería.

Modulación: si son o no modulares para futuras ampliaciones.

En los grandes depósitos superficiales, de no desearse o no contarse con el presupuesto para construir cubiertas de domo con grandes claros, la forma más recomendable es la rectangular. En tales casos, los depósitos se cubrirán con losas convencionales apoyadas sobre traveses y columnas.

Para claros un poco mayores: losas planas apoyadas sobre columnas o elementos prefabricados apoyados también sobre columnas. (Pavón, 2001)

1.2.4. Consideraciones para el diseño estructural

1.2.4.1. Fases que abarca el diseño completo de los depósitos. El diseño de las estructuras para los depósitos se efectúa en seis fases consecutivas o que pueden estar traslapadas, de la siguiente manera:

- ✓ Estudios de campo.
- ✓ Diseño funcional.

- ✓ Esquema físico de la estructura.
- ✓ Diseño hidráulico.
- ✓ Diseño electromecánico.
- ✓ Diseño estructural.

1.2.4.2. Objetivos y recomendaciones generales para el análisis y el diseño estructural.

1.2.4.2.1. Tipos de estructuras que se consideran. Las estructuras que se cubren para el propósito de esta tesis son: los depósitos para agua potable, las plantas potabilizadoras y las plantas para el tratamiento de aguas residuales. Es posible construir la mayoría de estas estructuras, con materiales tales como: mampostería, concreto reforzado, concreto pre forzado, acero y aún de fibra de vidrio. Sin embargo, en esta tesis cubre únicamente se cubren los depósitos de concreto armado y plancha de acero corrugado.

1.2.4.2.2. Propósito del diseño estructural. El propósito del diseño es el de lograr una probabilidad aceptable de que la estructura que se vaya a construir no sufra deterioro alguno, de tal suerte que éstos demeriten el uso para el cual fue destinada o que inclusive pudiesen provocar el colapso de la misma.

Las recomendaciones para el diseño estructural que aquí se presentan, se consideran como requisitos mínimos para ser aplicados de una manera general. Podrán requerirse diseños especiales, más conservadores, para aquellos aspectos estructurales especiales, las combinaciones de las acciones no usuales o las condiciones de exposición no comunes. Habrá que diseñar los depósitos de tal suerte que se evite la presencia de fugas. Por consiguiente, se emplearán procedimientos de diseño que eliminen las grietas u otras fuentes potenciales de

aquellas. Si bien, para estos propósitos es importante una práctica constructiva correcta y adecuada y habrán de emplearse materiales con la calidad especificada. (Pavón, 2001)

1.2.4.2.3. Procedimientos para el análisis estructural. Para el análisis de las estructuras de los depósitos se emplea el método de análisis estático, reconocido y aceptado en la ingeniería estructural. A partir de las acciones permanentes, variables y accidentales a que estará sujeta la estructura, se determinarán los elementos mecánicos que actúan sobre ésta y con los cuales se llevará a cabo el diseño. (Pavón, 2001)

1.2.4.2.4. Efectos que se deben considerar en el proyecto estructural. Las acciones que se consideran para el análisis de las estructuras que se cubren en esta tesis, se determinarán a partir del tirante y el peso volumétrico del líquido y/o los sólidos que contenga; el peso de los equipos que se instalen, y la presión externa de los rellenos sobre los muros de los depósitos. En comparación con las cargas muertas y la del líquido, las cuales se conocen con cierta precisión, las cargas vivas de diseño en los depósitos, son generalmente pequeñas. (Pavón, 2001)

1.2.4.2.5. El espesor mínimo de las paredes de los depósitos.

En términos generales, el espesor mínimo de cualquier elemento estructural de los depósitos deberá ser de 15 cm. (Pavón, 2001)

Se requerirá un mínimo de 20 cm donde el recubrimiento del concreto para protección del acero de refuerzo sea de 5 cm o más. Sin embargo, cuando se usen dispositivos para la retención de agua y la posición del acero de refuerzo

que puedan afectar adversamente a la colocación apropiada del concreto, se considerará un espesor mayor. (Pavón, 2001)

1.2.4.2.6. Impermeabilidad de los depósitos. Debido a la contracción por secado que normalmente experimenta el concreto, la impermeabilidad de los depósitos se afecta por la secuencia y los procedimientos de construcción de las juntas y sus detalles, por lo que estos aspectos deberán tenerse muy en cuenta en el diseño para reducir al mínimo sus efectos. (Pavón, 2001)

1.2.4.2.7. Corrosión del acero de refuerzo. Durante el diseño y la construcción se tomarán las precauciones necesarias para evitar la posterior corrosión del acero de refuerzo en los depósitos de concreto. Ésta puede originarse de varias formas, por ejemplo: con la presencia de iones de cloruro en el cemento, mediante la carbonatación o ambas.

En la cercanía de ambientes marinos se propicia la evolución de la corrosión en el acero de refuerzo y por tal motivo, deberán tomarse las precauciones necesarias en la calidad y el recubrimiento del concreto para evitar que ésta se presente. (Pavón, 2001)

1.2.4.3. Refuerzo para contracción y temperatura. Para los elementos sometidos a condiciones de exposición ambiental o requerido para ser impermeable a los líquidos, el área de la contracción y la temperatura de refuerzo deberá proporcionar al menos las proporciones de área de refuerzo a la zona de hormigón bruto se muestra en la Tabla 1.1

Tabla 1.1 Contracción y refuerzo de la temperatura mínima, Fuente. (ACI 350 - 06, 2007, p. 97).

Longitud entre las juntas de dilatación, ft	Una contracción mínima y la relación de refuerzo temperatura	
	Grado 40	Grade 60
Menos de 20	0.003	0.003
20 a menos de 30	0.004	0.003
30 a menos de 40	0.005	0.004
40 y mayor	0.0060*	0.0050*

*Contracción máxima y refuerzo temperatura donde las juntas de movimiento no se proporcionan. Nota: Esta tabla se aplica al espaciamiento entre juntas de dilatación y juntas de contracción completa. Cuando se utiliza con juntas de contracción parcial, el refuerzo mínimo proporción se determinará multiplicando la longitud real entre las juntas de contracción parcial por 1,5.

Secciones de hormigón que son al menos 24 cm puede tener una contracción mínima y el refuerzo de temperatura basado en una capa de hormigón 12 cm en cada cara. El refuerzo en la parte inferior de las losas de base en contacto con el suelo puede reducirse a 50 por ciento de la requerida en la Tabla 1.1. (ACI 350 - 06, 2007)

La cantidad requerida de retracción y refuerzo temperatura es una función de la distancia entre las juntas de movimiento que va a minimizar el agrietamiento perpendicular al refuerzo. Además, la cantidad de contracción y refuerzo temperatura es una función de la particular mezcla de concreto y otras propiedades, la cantidad de agregado, el espesor de miembro, su refuerzo, y las condiciones ambientales del lugar. Estos factores han sido considerados en la aplicación del método de análisis a las estructuras de ingeniería ambiental de

concreto, así como las recomendaciones contenidas en el resto de esta sección se basan en que el trabajo. Cuando hormigón compensador de la retracción se usa por recomendaciones del fabricante, no menos que 0,3 por ciento de refuerzo debe ser proporcionada. (ACI 350 - 06, 2007)

Cuando los medios positivos se toman para reducir sustancialmente la moderación, la cantidad de refuerzo de temperatura y retracción y la distancia entre las juntas de movimiento puede ajustarse en consecuencia. Se podrá considerar la posibilidad de reducir la cantidad de contracción y el refuerzo de temperatura mostrado en la Tabla 1.1. Cuando las juntas de movimiento no se proporcionan, la contracción y la temperatura de refuerzo no necesita exceder los valores indicados en la Tabla 1.1 durante más de 40 ft espaciamiento de las juntas. (ACI 350 - 06, 2007)

Cuando la magnitud de la tensión de tracción membrana principal dentro de la cáscara varía mucho en el área de la superficie de la cáscara, el refuerzo resiste la tensión total se permitirá a concentrarse en las regiones de mayor tensión de tracción en los que puede estar demostrado que esto proporciona una base segura para el diseño. Sin embargo, la relación de refuerzo cáscara en cualquier parte de la zona de tracción no deberá ser inferior a 0,0035 basada en el espesor total de la cáscara (ACI 350 - 06, 2007)

1.2.4.4. Separación máxima del refuerzo para contracción y temperatura.

La cantidad de refuerzo por contracción y temperatura que es necesario suministrar, está en función de la distancia entre las juntas de movimiento, las cuales disipan la contracción y los esfuerzos causados por la temperatura en la dirección del refuerzo. Además, la cantidad de refuerzo por contracción y

temperatura está en función de la mezcla específica de concreto, la cantidad de agregado, el espesor del muro, su refuerzo y las condiciones ambientales de la obra. Véase la Figura 2.5 del informe del Comité 350 de ACI: Environmental Engineering Concrete Structures. Las secciones de concreto de 60 cm o de mayor espesor, contendrán el mínimo de refuerzo por contracción y temperatura en cada cara, con base en un espesor de 30 cm.

1.2.4.5. Fisuración en Elementos de Concreto Armado El Diseño por Resistencia de un elemento estructural, no garantiza necesariamente que su comportamiento bajo cargas de servicio será satisfactorio. Por lo tanto, es indispensable verificar que los elementos no excedan los Estados Límites de Servicio

En este capítulo trataremos con uno de estos estados límites de servicio, el de la fisuración. Es necesario evitar un excesiva fisuración o anchos de grietas mayores que ciertos límites que han demostrado en la práctica estar asociados a un comportamiento satisfactorio.

1.2.4.5.1. Durabilidad del Concreto Antes de proceder al estudio de la fisuración, conviene presentar algunas ideas generales sobre un tema que hoy en día tiene una importancia fundamental, el tema de la Durabilidad de las Estructuras de Concreto Armado.

La durabilidad de un concreto puede definirse (ACI) como su resistencia a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión, o cualquier otro proceso de deterioro. Un concreto durable es aquel que mantiene su forma original, su calidad y sus propiedades al estar expuesto al medio ambiente. El deterioro anticipado de las estructuras de concreto armado, bajo condiciones normales u

ordinarias de operación, puede ser propiciado por factores estructurales y no estructurales. Entre las diversas acciones o agentes de carácter no estructural que suelen ocasionar el deterioro prematuro del concreto, destacan las siguientes por su frecuencia y por la importancia de sus efectos en la durabilidad de las estructuras de concreto armado.

a) Ataque por Sulfatos: Los sulfatos forman parte de las sales inorgánicas que normalmente están presentes en el terreno (suelos), en las aguas freáticas y superficiales y en el agua de mar, aunque su grado de concentración puede ser muy variable. Los sulfatos solubles son principalmente los de sodio, calcio y magnesio.

Durante la hidratación del cemento se libera hidróxido de calcio, de la reacción de los sulfatos con el hidróxido de calcio resulta sulfato de calcio (yeso). El volumen que ocupa el yeso es el doble que el de los compuestos originales que lo forman, este aumento de volumen, que no puede acomodarse en el espacio original de los poros del concreto, genera esfuerzos internos de tracción en la masa del concreto, que primero lo microfisuran y posteriormente lo desintegran gradualmente.

El sulfato de sodio puede reaccionar con el aluminato de calcio hidratado presente en el cemento Portland endurecido para producir etringita, producto que tiene un mayor volumen que los compuestos originales.

Para que los sulfatos representen un potencial problema de durabilidad en el concreto, es necesario que estén en solución y en la concentración necesaria. Adicionalmente es necesario que las sustancias en solución puedan ingresar en la

estructura interna del concreto y permanezcan en ella el tiempo suficiente para que reaccionen con el cemento.

En pocas palabras, se necesita un agente que transporte a la masa del concreto los sulfatos contenidos en el ambiente que lo rodea, este agente es la humedad. Por lo tanto los concretos densos e impermeables o protegidos por una barrera impermeable pueden ser inmunes al ataque de los sulfatos, salvo que puedan ingresar debido a una fuerte fisuración del concreto originada por los esfuerzos o por la retracción.

En algunas circunstancias es recomendable el empleo de cemento Portland resistente a los sulfatos. El cemento Portland Tipo II es de moderada resistencia a los sulfatos y el Tipo V está recomendado para ser utilizado donde se requiera una elevada resistencia a los sulfatos en solución.

b) Corrosión del Acero de Refuerzo: La corrosión del acero de refuerzo es considerada uno de los problemas más importantes para el mantenimiento de obras civiles tales como puentes, túneles, muelles y edificios. Los daños que puede ocasionar la corrosión en la infraestructura vial de un país (puentes, muelles) pueden tener un impacto económico y social importante.

El concreto protege al acero de refuerzo mediante dos mecanismos. El primero formando una barrera física que separa a las barras de refuerzo de la exposición directa al medio ambiente y el segundo debido a que la solución encerrada en los poros del concreto es altamente alcalina (pH entre 12.5 y 13.5) y se forma una capa pasiva (película de pasivación) que protege al acero de la corrosión. Cuando el pH del concreto adyacente a las barras de refuerzo cae por debajo de 10 ó 11, la corrosión puede iniciarse.

Los cloruros, al igual que los sulfatos, son sales inorgánicas que abundan en la naturaleza, y por ello suelen hallarse presentes en los componentes del concreto y en las aguas y suelos que tienen contacto con las estructuras. La influencia del ión cloruro como agente impulsor de la corrosión del acero de refuerzo, deriva de dos efectos principales:

1. Al agregarse cloruros a la solución de poros del concreto que actúa como electrólito, se incrementa la conductividad de este y se facilita el movimiento de los iones de hidroxilo (OH^-) entre el cátodo y el ánodo.
2. Cuando la cantidad de cloruros alcanza un alto grado de concentración, se producen reacciones químicas que originan zonas de deterioro en la película de pasivación, las cuales al funcionar como ánodos dan lugar a la formación de celdas de corrosión electrolítica.

El refuerzo protegido por el concreto no experimentará corrosión hasta que se haya establecido una celda (pila) electroquímica o celda galvánica. Para esto es necesaria la presencia simultánea en el concreto de oxígeno y humedad.

La corrosión del acero de refuerzo tiene dos consecuencias principales que afectan la durabilidad de la estructura:

1. Por efecto de la corrosión se reduce la sección de las barras de acero y se merma fuertemente su adherencia con el concreto. Como consecuencia la capacidad estructural del elemento resulta seriamente comprometida.
2. Como resultado de la corrosión, se originan productos (herrumbre) cuyo volumen es varias veces superior al de los componentes que le dieron origen.

Este aumento de volumen trae como consecuencia esfuerzos internos de tracción en el concreto que agrietan progresivamente el recubrimiento de concreto e incluso, lo desprenden totalmente en situaciones de corrosión avanzada.

La corrosión puede iniciarse cuando la carbonatación (disminución de la alcalinidad) del recubrimiento de concreto alcance el acero de refuerzo o cuando la permeabilidad del concreto permita el ingreso de cloruros hasta la superficie del refuerzo. El tiempo necesario para que ocurra corrosión dependerá de la existencia o no de grietas en el concreto, de la agresividad del medio ambiente, del espesor del recubrimiento de su calidad y grado de compactación y de la impermeabilidad del concreto.

Como regla general, la corrosión es más probable que se inicie por:

- La presencia de cloruros.
- La humedad relativa excede del 60%. Por debajo de este valor es poco probable que ocurra corrosión, salvo en presencia de cloruros.
- Las temperaturas ambientales son altas acelerando así las reacciones químicas.
- Los ciclos continuos de humedecimiento y secado en el concreto, como en el caso de los pilotes de un muelle en la zona de fluctuación de las mareas o la zona de salpicadura de agua de mar. La corrosión no ocurre en el concreto permanentemente saturado ya que el agua no permite el flujo de oxígeno hacia el acero.
- La presencia de corrientes eléctrica erráticas en el acero de refuerzo.

Es claro que cuando mayor sea el recubrimiento de concreto y más impermeable sea este, tomará más tiempo y trabajo al oxígeno, humedad y iones cloruro el alcanzar a las barras de refuerzo. El agrietamiento del recubrimiento por flexión o por retracción de fragua puede propiciar una vía de ingreso.

Las Normas intentan controlar la corrosión del acero de refuerzo especificando una resistencia mínima del concreto, una relación w/c máxima para reducir la permeabilidad del concreto y espesores apropiados de recubrimiento. También limitan la cantidad máxima de cloruros en la mezcla.

c) Ciclos de Congelación y Deshielo: Cuando el agua contenida en los poros del concreto se congela, aumenta su volumen. Al expandirse genera esfuerzos internos lo suficientemente fuertes como para dañar aún a los concretos más fuertes.

En los climas fríos, el daño a las estructuras de concreto, principalmente a las losas de pavimentos, plataformas de puentes y muros de sostenimiento, puede deberse a la acción de los ciclos de congelamiento – deshielo. Los efectos nocivos sobre el concreto endurecido dependen no solamente de las características del concreto sino también de las condiciones específicas del ambiente.

La repetición de ciclos de congelación – deshielo provoca esfuerzos fluctuantes en el concreto que pueden llevarlo a la falla por fatiga.

Los aditivos incorporadores de aire, generan burbujas microscópicas de aire muy juntas que alivian las presiones internas generadas por la congelación del agua.

1.2.4.5.2. Importancia del Agrietamiento y Tipos de Fisuras. Debido a la baja resistencia a la tracción del concreto, los elementos de este material son proclives a agrietarse. Los elementos (estructuras) de concreto armado se agrietan fundamentalmente por los esfuerzos de tracción ocasionados por las cargas externas y por las deformaciones impuestas por los cambios volumétricos restringidos (creep, retracción, cambios de temperatura).

Adicionalmente, los agentes de carácter no estructural mencionados en 1.2.4.5.1, también pueden ocasionar serios agrietamientos en las estructuras de concreto armado.

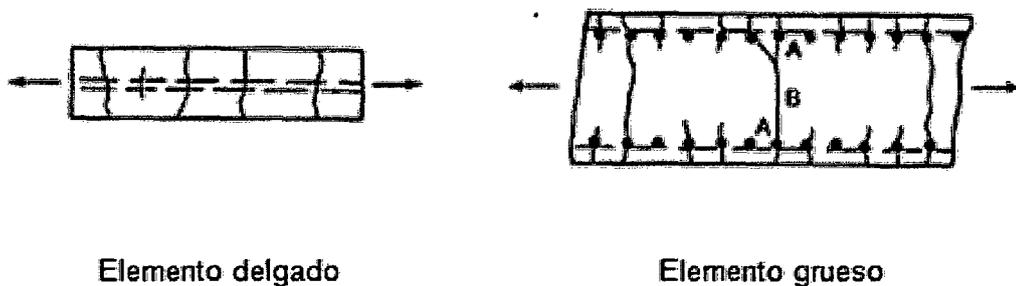
La importancia del agrietamiento en las estructuras de concreto armado puede clasificarse de acuerdo a las siguientes cuatro categorías:

- a) Grietas que afectan la integridad estructural de los elementos.
- b) Grietas que pueden conducir, en el tiempo, a problemas de durabilidad de la estructura.
- c) Grietas que pueden conducir a un mal comportamiento de la estructura bajo cargas de servicio. Por ejemplo filtraciones en estructuras que retienen líquidos, daños en los acabados, pérdida de aislamiento acústico, etc.
- d) Grietas que estéticamente son inaceptables.

A continuación se describen los principales tipos de agrietamiento que pueden producirse en el concreto. Muchas de las figuras utilizadas para ilustrar los tipos de agrietamiento, han sido tomadas de MacGregor y Calavera.

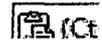
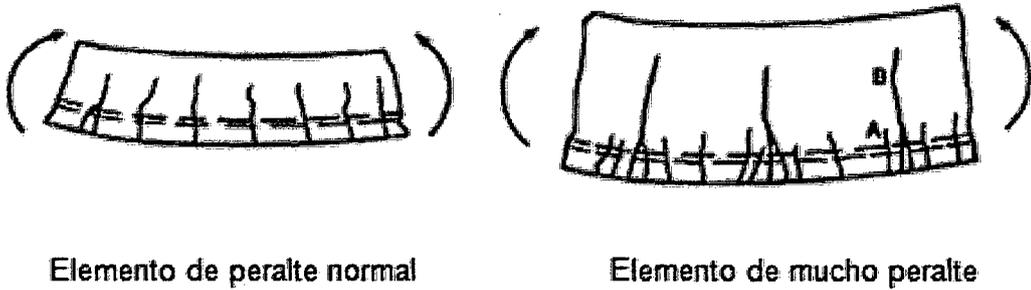
a) **Grietas por esfuerzos de tracción directa.** Bajo esta sollicitación los elementos se agrietan a través de toda su sección, con un espaciamiento entre grietas comprendido entre 0.75 a 2 veces la menor dimensión de la sección transversal. En el caso de elementos de sección gruesa con refuerzo solamente en las caras, se desarrollan pequeñas fisuras en la superficie que alcanzan el refuerzo. Algunas de estas fisuras se unen en el centro del elemento (fisuras B), como resultado las fisuras que se unen tienen un mayor ancho que las superficiales.

Fig. 1.1 Grietas por esfuerzos de tracción directa



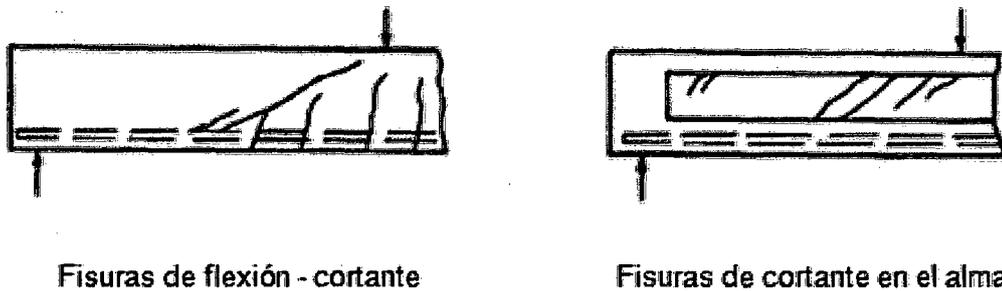
b) **Grietas por esfuerzos de tracción por flexión.** Los elementos que soportan momentos flectores desarrollan grietas en la zona de tracción. Algunas de estas fisuras verticales progresan casi hasta el eje neutro de la sección. En vigas de mucho peralte (peralte mayor que 1 m aproximadamente), las fisuras al nivel del refuerzo principal de flexión suelen tener poco espaciamiento. Algunas de estas fisuras progresan hacia el alma de la viga hasta llegar casi al eje neutro y podría suceder que estas fisuras (B en la figura) presenten un ancho mayor que las fisuras A. Por este motivo la Norma obliga a colocar refuerzo distribuido en el alma, adicional al refuerzo principal por flexión.

Fig. 1.2 Grietas por esfuerzos de tracción por flexión.



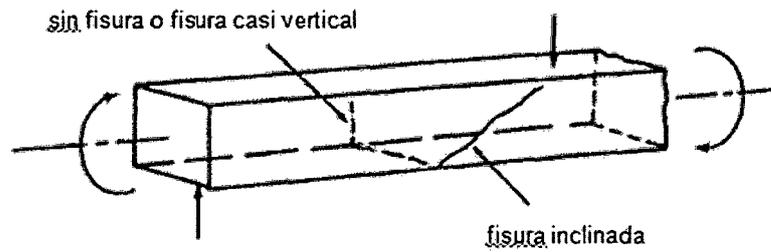
c) **Grietas de flexión – cortante y de cortante en el alma.** Se les reconoce por ser inclinadas, muchas de ellas se inician por flexión y luego se inclinan hasta alcanzar, en algunos casos, la zona comprimida de la viga. Las fisuras por cortante en el alma se suelen producir en vigas con patines generosos en tracción y compresión y con almas relativamente delgadas.

Fig. 1.3 Grietas de flexión – cortante y de cortante en el alma.



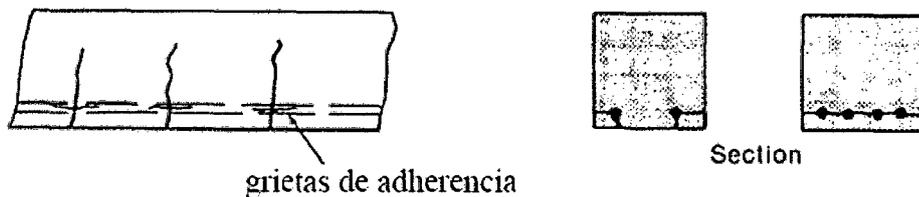
d) **Grietas de torsión.** Las fisuras originadas por la torsión pura tienden a formar una espiral alrededor del elemento. Sin en el elemento, como suele ocurrir en la mayoría de los casos, además de la torsión existe flexión y cortante, las fisuras tienden a ser pronunciadas en la cara donde se suman los esfuerzos cortantes producidos por la torsión y el cortante y menos pronunciadas o ausentes, en la cara opuesta donde los cortantes se contrarrestan.

Fig. 1.4 Grietas de torsión.



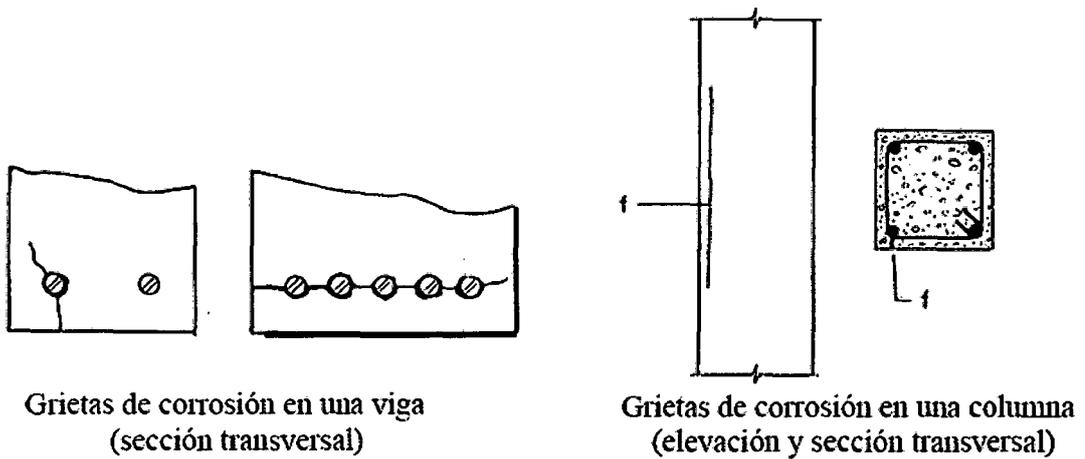
e) **Grietas de adherencia entre el concreto y el acero.** Se suelen formar a lo largo del acero de refuerzo como producto de recubrimientos insuficientes o de esfuerzos de adherencia elevados. La grieta es paralela al refuerzo

Fig. 1.5 Grietas de adherencia entre el concreto y el acero.



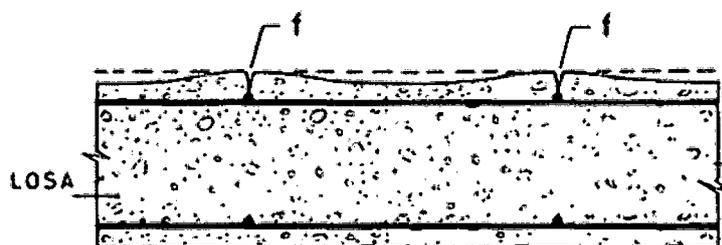
f) **Grietas por corrosión en el acero.** El óxido ocupa varias veces el volumen del meta a partir del cual se formó, en consecuencia las barras corroídas generan presiones radiales que empujan el concreto que las circunda, este empuje puede conducir a la pérdida del recubrimiento. Las grietas por corrosión suelen ser paralelas al refuerzo y similares a las grietas de adherencia (splitting). Normalmente, cuando el estado de corrosión es avanzado, las fisuras vienen acompañadas de manchas en la superficie del concreto que las hacen fácilmente identificables.

Fig. 1.6 Grietas por corrosión en el acero.



g) Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco. Se producen por el asentamiento plástico que experimenta el concreto fresco cuando se produce la exudación. Cuando las barras de refuerzo no pueden desplazarse verticalmente, el asentamiento plástico del concreto se encuentra restringido y en consecuencia se forman grietas paralelas al refuerzo, generalmente de poca profundidad. Este tipo de agrietamiento también se produce en la parte superior de las columnas, se manifiesta como grietas horizontales que son producidas por el asentamiento plástico restringido por los estribos de la columna. Una correcta dosificación del concreto y recubrimientos adecuados eliminan este tipo de agrietamiento.

Fig. 1.7 Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco.

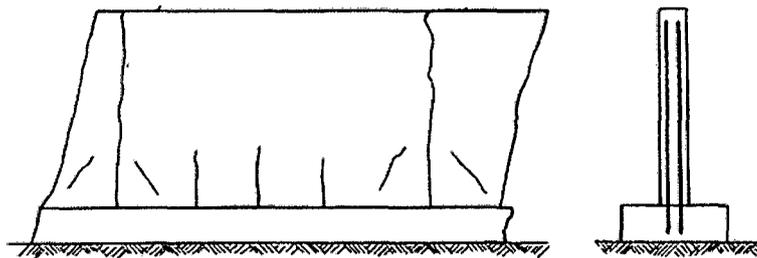


Grietas (f) por asentamiento plástico del concreto fresco.

h) Grietas por calor de hidratación. Se forman por el enfriamiento a la temperatura del medio ambiente del concreto que se ha expandido por el calor de hidratación generado durante el fraguado. Para que suceda este tipo de agrietamiento, el elemento debe de estar restringido por otros durante su enfriamiento. Un ejemplo es el agrietamiento que se produce en los muros largos (sin juntas) de contención como el mostrado en la figura. El concreto del muro ha sido colocado luego de que la zapata corrida ha endurecido, en consecuencia ésta restringe la contracción del muro a medida que este se enfría.

Este tipo de agrietamiento puede eliminarse si se controla el aumento de temperatura generado por el calor de hidratación o la velocidad de enfriamiento o ambos. También colocando juntas o vaciando el muro en segmentos cortos o aumentando significativamente la armadura horizontal de retracción.

Fig. 1.8 Grietas por calor de hidratación.

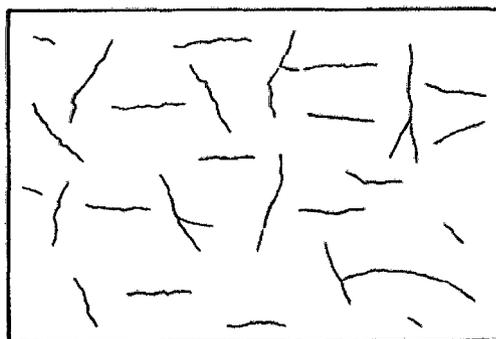


Fisuración de un muro por contracción térmica inicial.

i) Grietas por retracción plástica del concreto. Se presentan en losas, son de poca profundidad y erráticas. Aparecen pocas horas luego de colocado el concreto y normalmente se deben a una evaporación muy rápida del agua en la superficie del concreto. Se forman con facilidad en zonas de alta temperatura, baja humedad relativa y en días con viento sumado a un curado inadecuado.

Estas fisuras se pueden evitar mediante el empleo un diseño de mezcla adecuado, evitando la evaporación rápida del agua de la superficie durante las primeras horas luego de colocado el concreto y un curado minucioso.

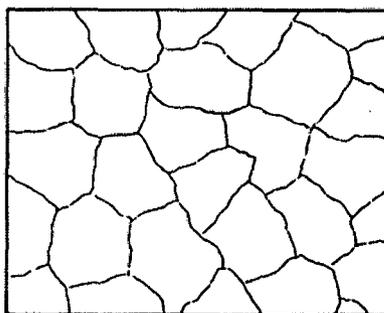
Fig. 1.9 Grietas por retracción plástica del concreto.



Fisuras por retracción plástica en una losa (vista en planta)

j) Fisuración en mapa en muros y losas. Las fisuras se caracterizan por ser de ancho pequeño a medio (0.05 a 0.2 mm) poca profundidad y distribución errática. Aparecen durante la primera semana de edad del concreto. Se deben normalmente a un contenido excesivo de cemento, un curado deficiente, encofrados excesivamente impermeables o a un exceso de llaneado (acabado) en la superficie. En muchas ocasiones se originan por la mala costumbre de los constructores de espolvorear cemento en la superficie. La reacción álcalis – agregado también puede ser responsable de este tipo de agrietamiento.

Fig. 1.10 Fisuración en mapa en muros y losas.



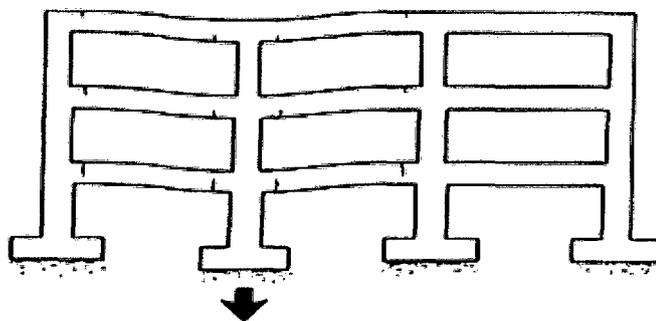
Fisuración en "mapa" en un muro o losa

k) Grietas por deformaciones impuestas. Dentro de esta categoría se encuentra el agrietamiento originado por las siguientes causas:

- Asentamiento de apoyos.
- Retracción del concreto.
- Cambios de temperatura.

Si cualquiera de los efectos anteriores ocurre en una estructura que restringe la deformación libre del elemento, se producirá agrietamiento.

Fig. 1.11 Fisuración en viga por asentamiento de una columna interior de un pórtico

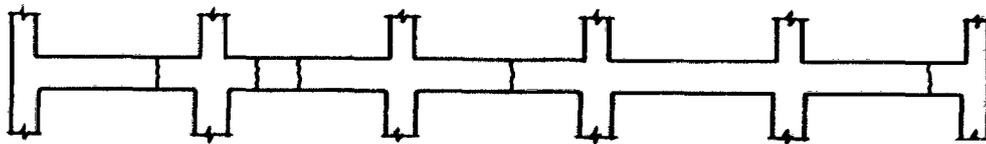


Fisuración en vigas por asentamiento de una columna interior de un pórtico

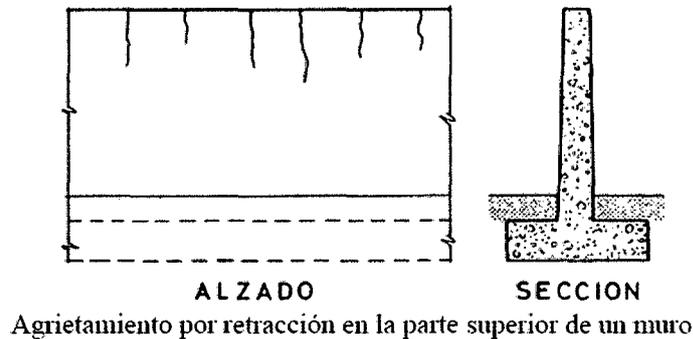
Las grietas típicas de retracción en vigas son como se muestra en la figura a continuación. Suelen presentarse cerca del centro y cerca a los tercios de la luz del elemento. Las grietas son casi verticales y a todo lo alto del elemento.

El agrietamiento ocasionado por la retracción o por los cambios de temperatura, puede controlarse por medio de refuerzo de acero adecuadamente distribuido o por juntas de control que hacen que las grietas aparezcan en lugares predefinidos.

Fig. 1.12 Fisuración por retracción del concreto



Agrietamiento por retracción en una viga.



Agrietamiento por retracción en la parte superior de un muro

1.2.4.5.3. Razones para Controlar el Ancho de las Fisuras.

a) **Apariencia.** En superficies limpias y poco rugosas, se ha establecido que las grietas que exceden de 0.25 mm a 0.35 mm son visibles y pueden conducir a preocupación por parte del público usuario. El ancho de grietas anterior podría considerarse como ancho límite. El tamaño "visible" de las grietas depende mucho del acabado, color y textura superficial del elemento.

b) **Corrosión de las Armaduras.** Tradicionalmente se ha relacionado la presencia de grietas con el peligro de corrosión en las armaduras. Las recientes investigaciones realizadas, no han podido establecer a partir de que ancho de grietas existe peligro de corrosión y sugieren que los factores que influyen en el eventual inicio de la corrosión, son independientes del ancho de las grietas.

c) Impermeabilidad: Esta razón es de suma importancia cuando se trata de estructuras destinadas a contener o retener líquidos. Es claro que si se requiere impermeabilidad es indispensable controlar el ancho de las grietas.

1.2.4.5.4. Principales Factores que Afectan el Ancho de las Fisuras. A continuación se señalan algunas de las variables que tiene mayor influencia en el agrietamiento por flexión de los elementos de concreto armado.

a) El uso de refuerzo liso o corrugado que influye fuertemente en la adherencia entre el acero y el concreto. El ancho de grietas es mayor con refuerzo liso. Hoy en día casi todo el refuerzo que utilizamos es corrugado, en consecuencia este ya no es un factor importante.

b) El espesor del recubrimiento. A mayor espesor de recubrimiento es de esperarse un mayor ancho de grieta. Una mala práctica de diseño es la de intentar reducir el ancho de grietas disminuyendo el espesor del recubrimiento. El espesor del recubrimiento debe ser compatible con las condiciones ambientales o de exposición del elemento para así proporcionar una protección adecuada al refuerzo de acero.

c) El esfuerzo en el acero de tracción por flexión. Tal vez esta es la variable más importante ya que a mayor esfuerzo en el acero de tracción por flexión (bajo cargas de servicio) mayor será el ancho de las grietas. Esto se debe a la mayor deformación en el acero que a su vez origina una mayor deformación en el concreto circundante.

d) La distribución del acero de refuerzo en la zona de tracción. Es mejor utilizar varias barras de menor diámetro con poco espaciamiento que pocas de gran

diámetro muy espaciadas. El ancho de grieta disminuye cuanto mejor distribuido se encuentre el acero de refuerzo en la zona de tracción

1.2.4.5.5. Limitación del Ancho de las Fisuras. No existe un acuerdo o reglas relativas al ancho máximo de grietas aceptables en un elemento estructural. Algunos investigadores y códigos establecen límites en los anchos de grieta del orden de 0.1 a 0.2 mm para estructuras expuestas a ambientes agresivos y de 0.2 a 0.4 mm para ambientes normales.

En la tabla 1.2 se resumen los anchos permisibles según distintos investigadores y códigos de acuerdo con el tipo de exposición al medio ambiente del elemento.

Fuente: González, Robles. 1995.

Tabla 1.2 Ancho máximo de grietas

Investigador o Reglamento	Condiciones de exposición	Anchos máximos permisibles, mm
Brice	Severa	0.1
	Agresiva	0.2
	Normal	0.3
Rusch	Agresiva (agua salada)	0.2
	Normal	0.12 - 0.30
Efsen	Severa o agresiva	0.05 - 0.15
	Normal (exterior)	0.15 - 0.25
	Normal (interior)	0.25 - 0.35
Reglamento ACI 318 - 89	Exterior	0.33
	Interior	0.4
CEB (Comité Eurointernacional del concreto)	Interior (ambiente normal)	0.3
	Interior (ambiente medianamente agresivo)	0.2
	Exterior	0.2
	Muy agresivo o cuando se requiere impermeabilidad	0.1
CFE (Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad - México)	Interior	0.3
	Agresivo	0.2
	Agresivo cuando se requiere impermeabilidad	0.1
	Cargas accidentales	0.4
Comité ACI 224	Aire seco o membrana protectora	0.4
	Aire húmedo, contacto con el suelo	0.3
	Productos químicos descongelantes	0.18
	Agua de mar, mojado y secado alternado	0.15
	Estructuras para almacenamiento de agua	0.1

1.2.5. Depósitos cilíndricos sin cubierta

1.2.5.1. Comentario preliminar. Los depósitos cilíndricos sin cubierta que se utilizan en los sistemas de agua potable y tratada, pueden ser los espesadores de lodos y los sedimentadores, que son depósitos de gran diámetro con el fondo cónico, contienen rastras y un puente. Sus diámetros varían entre los 5 a 10 y los 70 metros. Su altura normalmente se encuentra entre los 3 y 4 metros. Los muros de los depósitos circulares o cilíndricos trabajan principalmente a tensión radial o circunferencial. (Pavón, 2001)

1.2.6 Juntas en los depósitos de concreto

1.2.6.1. La necesidad de colocar juntas. Las juntas en el concreto de los depósitos son discontinuidades en la construcción de un muro, un piso o una cubierta. Tienen por objeto la liberación de esfuerzos, tales como los ocasionados por los cambios de temperatura, esfuerzos que son una consecuencia de la contracción o a la dilatación que experimenta la estructura.

Normalmente, el concreto experimenta pequeños cambios en sus dimensiones, como consecuencia de su exposición al ambiente o a causa de las cargas que se le imponen a la estructura. Suelen también ocurrir cambios de volumen en el concreto, que generalmente son provocados por la contracción o la expansión, como respuesta al flujo plástico (la fluencia), a los cambios de temperatura o a causa del contenido de humedad. Como resultado de estos cambios, el concreto experimenta movimientos en los extremos de los elementos estructurales, que pueden ser permanentes o temporales.

Se tienen, por ejemplo, contracciones debidas a la pérdida de humedad de la masa del concreto. La contracción debida a la evaporación del exceso de agua comienza durante o después del periodo de curado, dependiendo de la calidad y el control de la humedad y de la temperatura. La contracción podría manifestarse durante varios años, a menos que se añada humedad al concreto ya endurecido, por un periodo entre los 7 y 15 días posteriores a su colocación en los moldes. En las estructuras de los depósitos para agua, sin embargo, la contracción podrá detenerse al ponerse éstas en servicio, debido a que estarán siempre en contacto con la humedad. Si la longitud de un elemento estructural resulta demasiado grande, la magnitud de la deformación total debida a la contracción o a la dilatación, puede ser tal, que los esfuerzos provocados resulten altos y como consecuencia se tendrá la aparición de agrietamientos en el concreto. Por tal motivo, es oportuna la segmentación de la estructura mediante la colocación de las llamadas juntas de expansión (o de dilatación) a intervalos regulares, menores a la longitud total del elemento estructural.

Si los movimientos de contracción se restringen excesivamente, se presentará el agrietamiento en el elemento estructural. La restricción del movimiento de expansión puede tener por resultado la distorsión y el agrietamiento del elemento o la trituración de sus extremos, así como la transmisión de fuerzas no previstas a los apoyos de la estructura.

También pueden tener lugar algunos cambios anormales de volumen debido al ataque de sulfatos, reacciones álcalis-agregado y otras causas. Una manera de reducir al mínimo estos efectos perjudiciales al funcionamiento de la estructura, es la de dotarla de juntas, en las cuales se asimilen los movimientos que experimenta dicha estructura.

También es costumbre dejar juntas deliberadas en el concreto al quedar terminada una etapa de colado. Estas son las juntas de construcción.

Sea cual fuere su objeto y características, en los depósitos para el almacenamiento de líquidos, las juntas en el concreto deberán sellarse mediante bandas de polivinilo, hule, metal o cualquier material que impida las filtraciones del líquido.

El ingeniero proyectista especificará el número, la localización y el refuerzo en las juntas de movimiento necesarias. Todas las juntas se mostrarán en los planos de diseño. En el informe del Comité 504 del Instituto Americano del Concreto (ACI) se proporciona información adicional en relación con las juntas (ACI 504R-90, Guía para el Sellado de las Juntas en las Estructuras de Concreto. En 1997 fue confirmada la aprobación de este Informe).

1.2.6.2 Aplicaciones. Cuando se utilizan los elementos o cuñas de cortante en muros esbeltos, se deberá tener especial cuidado con la colocación adecuada del dispositivo de retención del agua, pues en caso de que esta colocación resulte defectuosa, podrá dar lugar a filtraciones.

El diseño de las losas de cubierta deberá tomar en cuenta la exposición a un ambiente húmedo y posiblemente corrosivo del interior, así como los movimientos de las juntas en los muros. Lo anterior puede preverse si se prolongan dichas juntas a la cubierta, ya sea colocando apoyos deslizantes o utilizando materiales flexibles.

Los apoyos diseñados para permitir el deslizamiento de concreto sobre concreto, frecuentemente dan como resultado problemas tales como descascaramiento de

las vigas-cornisa, donde se apoyan las trabes, muros y losas, por lo que no son recomendables.

Se han utilizado con éxito las separaciones entre las juntas de movimiento del orden de 23 m, empleándose un concreto de contracción compensada, con un 0.3% de acero de refuerzo total en ambas caras. Cuando se utilice concreto de contracción compensada, los detalles constructivos se desarrollarán de acuerdo con las recomendaciones de ACI 223 (Informe ACI 223-98 [Propuesto] Standard Practice for the Use of Shrinkage Compensating Concrete).

1.2.7 Consideraciones del diseño estructural del reservorio de concreto

1.2.7.1 Normas y cargas de diseño. Las combinaciones de cargas fueron tomadas del reglamento ACI 350 - 06 guía el diseño estructural de la presente tesis.

La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del reservorio de concreto, la presión del agua

1.2.7.2 Método general de diseño. Todos los elementos de concreto armado se diseñan mediante el método de "Diseño por Resistencia", que consiste en aplicar factores de amplificación a las cargas de servicio, y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 9.2.1 del reglamento ACI 350 - 06. Son 7 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS), para el reservorio de concreto armado de la presente tesis se han considerado 3 combinaciones de carga las cuales son:

U1=1.4 CM+1.4 CL
U2=1.2 CM+1.6CV+1.2CL
US= CM+CV+CL+CS
Envolvente= U1+U2+U3
Donde

CM= Carga muerta
CV= Carga viva
CL= Carga de agua
CS= Sismo

1.2.8 Consideraciones del diseño estructural del reservorio de planchas de acero corrugado

1.2.8.1 Normas y cargas de diseño. Estructuras metálicas (E.090), El Reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), guía el diseño estructural de la presente tesis.

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020. La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del reservorio de concreto, la presión del agua.

1.2.8.2 Método de diseño. Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 1.4.1 de la norma E.090. Son 6 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS), para el reservorio de concreto armado de la presente tesis se han considerado 3 combinaciones de carga las cuales son:

U1=1.2 CM+1.6 CV
U2=1.2 CM+1.6CV+0.5CL
US= 1.2CM+0.5CV+0.2CL+CS
Envolvente= U1+U2+U3

Donde

CM= Carga muerta
CV= Carga viva
CL= Carga de agua
CS= Sismo

1.2.9 Esfuerzos

Los esfuerzos de flexión vertical y esfuerzos de corte en el muro y en la base del muro debido a la acción de las fuerzas laterales sísmicas serán calculados como si fueran shells, usando una distribución de presiones aceptable. Las fuerzas de membrana hidrodinámica (anillo) en el muro cilíndrico correspondientes a cualquier nivel del líquido, y, sobre la base del estanque serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$N_y = \sqrt{(N_{ly} + N_{wy})^2 + N_{ey}^2 + N_{fy}^2}$$

Y esfuerzo de anillo

$$\sigma_y = \frac{N_y}{12t_w}$$

$$[\sigma_y = \frac{N_y}{t_w} \text{ in the SI system}]$$

Donde

t_w =espesor del muro en el nivel de estudio (nivel del líquido y)

σ_y = Esfuerzo de membrana (aro) en las paredes de un estanque circular a un nivel y de líquido, lb/in² (MPa)

N_y = En estanques circulares, la fuerza de aro total efectiva al nivel y del líquido, libras por pie altura de muro, (kN/m)

N_{iy} = En estanques circulares, la fuerza de aro al nivel y de líquido, debido al componente impulsivo de la aceleración del líquido, libras por pie altura de muro, (kN/m)

N_{wy} = En estanques circulares, fuerza de aro al nivel y de líquido, debido a la fuerza de inercia de la aceleración de masas de los muros, libras por pie altura de muro, (kN/m)

N_{cy} = En estanques circulares, la fuerza de "aro" del nivel del líquido y, por la componente convectiva de la aceleración del líquido, libras por pie de altura de muro, (kN/m)

N_{hy} = En estanques circulares, la fuerza de aro hidrodinámica al nivel y de líquido, debido al efecto de la aceleración vertical, libras por pie de altura de muro, (kN/m)

1.2.10 BUWAtank

Las características especiales del tanque de acero son la calidad, firmeza de forma y resistencia mecánica. El acero paneles del tanque se recubren con una capa de zinc en ambos lados. Tienen una alta resistencia a la tracción (S 280 GD) según DIN - EN 10147.

Estas propiedades especiales han sido afirmadas por la Ministerio Federal de Construcción al certificar el BUWAtank en el llamado "Prufbescheid B6-543-246"

1.2.10.1 Gran variedad de aplicaciones. El sistema de almacenamiento

BUWAtank es un sistema flexible con una gran versatilidad de aplicaciones.

Desde hace muchos años la tanques se han utilizado como:

- ✓ Almacenamiento de riego, la lluvia y el agua clara.
- ✓ Almacenamiento de líquidos industriales.
- ✓ Buffer de almacenamiento de remanentes de proyectos agua contaminada o de suelo.
- ✓ Buffer de almacenamiento de estiércol.
- ✓ Arena, lava-biológica o compostaje
- ✓ Estanque de peces en criaderos.

1.2.10.2 Los proyectos especiales con el BUWAtank. Los holandeses "Tunnel Calland" proyecto ha hecho uso de las propiedades de la BUWAtank en una muy notable aplicación. En los seis tubos de túnel un número de tanques Se instalaron, lleno de agua como lastre cuando se hunde los segmentos de túnel. El BUWAtank había sido elegido porque los depósitos tuvieron que superar un gradiente de 6 grados. De cálculo y la simulación del programa BUWAtank parecía tener una gran rigidez y resistencia mecánica.

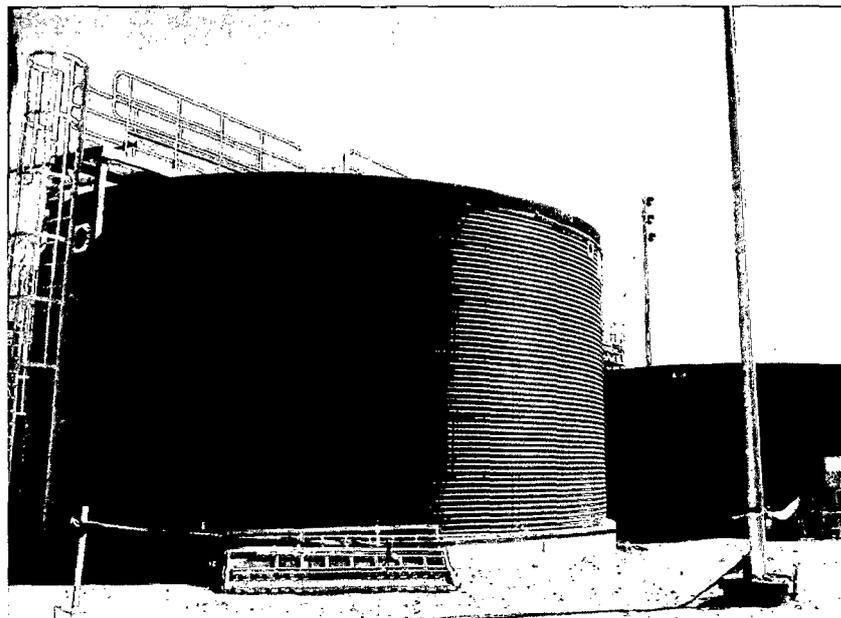
También en la industria BUWAtank se utiliza con frecuencia para el almacenamiento temporal de productos químicos, petróleo o agua contaminada. BUWAtank reforzado especial se puede suministrar para diversas construcciones de pisos.

1.2.10.3 Características especiales:

- ✓ **Mayor vida útil.** Doble capa de protección a través del revestimiento de plastisol en ambos lados de los paneles. Tiempo de vida esperado para 20-25 años.

- ✓ **Alta resistencia a la tracción.** El uso de acero de alta calidad (S 280 GD) de acuerdo DIN-normas.
- ✓ **Amplio rango de capacidad.** Disponible en diámetros, alturas y muchos paneles espesores.
- ✓ **Instalación rápida.** Agrandar el perno M12 dimensión, menos conjuntos de perno por panel, perno establece tratado con Zincrolyte para una rápida y fácil instalación.
- ✓ **Resistente a la corrosión a través de Zincrolyte.** Todos los pernos, tuercas y arandelas se tratan con una aleación especial de alta calidad, llamado Zincrolyte.
- ✓ **Mejor ajuste de los pernos y tuercas.** Embalaje de exportación Los paneles están sellados para evitar que entre agua entre los paneles.
- ✓ **Información técnica.** Toda la información técnica e instrucciones de instalación son en revistas ilustradas disponibles

Fig. 1.13 Tanque de acero corrugado



CAPITULO II: MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

2.1 Configuración del SAP2000

Se realizó el análisis estructural de ambos reservorios utilizando el programa computacional SAP2000 V.15 – Educacional.

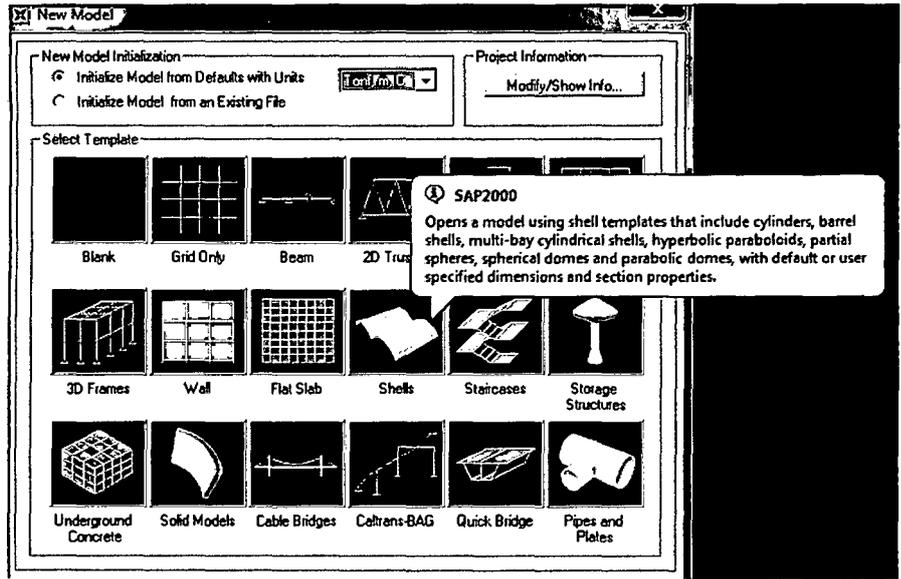
2.2 Modelamiento e introducción de datos

Se realizó el modelamiento y tratamiento de datos en el programa Sap2000 V.15 – Educacional, se utilizó la extensión Shell para el modelamiento de reservorios. En este se definió el material con sus propias características de cada reservorio, se definió la sección de la pared y se ingresaron las combinación de cargas antes presentadas en el ítem 1.2.7 para cada reservorio.

2.2.1 Modelamiento reservorio de concreto

Para generar el modelo estructural de la estructura del reservorio apoyado, utilizaremos las plantillas que tiene el SAP 2000. Luego de cargar el programa, en la parte inferior derecha de la pantalla debe seleccionar como unidad de trabajo Tonf, m, C. Luego hacemos click derecho en el menú file y seleccionamos con un click la opción new model. El programa mostrará las diferentes plantillas que tiene incorporado, en la ventana New model, seleccione la plantilla Shell, tal como se muestra en la figura 2.1

Fig. 2.1 Ingreso de unidades y plantilla Shell - Sap2000



La ventana Shell, muestra los parámetros del modelo a analizar, en estos ingresaremos las condiciones de nuestro reservorio, como se muestra en la figura 2.2.

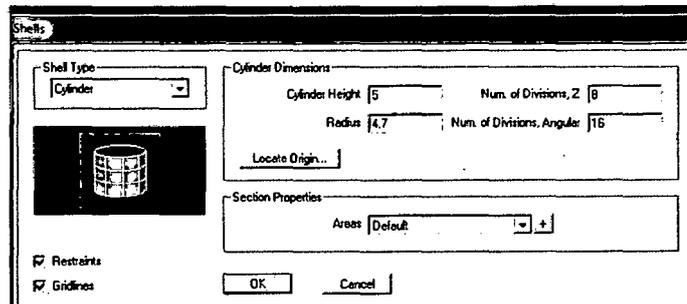
Cylinder Height: Altura de nuestro reservorio 5.00 metros.

Radius: Radio de nuestro reservorio 4.70 metros

Num. of divisions, Z: Es el número de divisiones verticales en las que se dividirá la malla de los elementos Shell, en este colocaremos 8 divisiones.

Num. of divisions, Angular: Es el número de divisiones horizontales en las que se dividirá la malla de elementos Shell, en este ingresaremos 16 divisiones.

Fig. 2.2 Ingreso de parámetros de modelamiento



Luego de haber definido la geometría del modelo, definimos el tipo de material a utilizar, para que ello en el menú Define – Materials, en este ingresaremos las características del concreto que se presentan en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Cuadro de propiedades del concreto

Módulo de elasticidad	2173706.5 Tn/m2
Módulo de corte " G"	1056068.2 Tn/m2
Coefficiente de poisson "v"	0.15
Resistencia a la compresión del concreto	2100 Tn/m2

Fig. 2.3 Ingreso de propiedades del concreto

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Concrete

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 28028

Mass per Unit Volume: 0.245

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 21373707

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 9292916

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 2100

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Las secciones que se utilizaran en esta tesis, corresponden a secciones de elementos Shell, con espesor de muro de 0.20 metros (Anexo3) y se consideró una viga de borde de 0.35m x 0,50 m para definir las secciones, vamos al menú Define – Section properties – Area Sections, se mostrará una ventana de secciones de áreas definidas por el Sap2000, en esta ventana seleccionamos Add new section. La siguiente ventana corresponde a la ventana de definición de secciones en la cual debe ingresar la geometría de la sección a definir, tal como se muestra en la Fig. 2.4 y Fig. 2.5

Fig. 2.4 Sección de muro

Shell Section Data

Section Name: Muro

Section Notes: Modify/Show...
Display Color:

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material:

Material Name: + Concreto

Material Angle: 0

Thickness:

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Concrete Shell Section Design Parameters: Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...
Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

Fig. 2.5 Sección de viga

Shell Section Data

Section Name: Viga

Section Notes: Modify/Show...
Display Color:

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material:

Material Name: + Concreto

Material Angle: 0

Thickness:

Membrane: 0.35

Bending: 0.5

Concrete Shell Section Design Parameters: Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...
Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

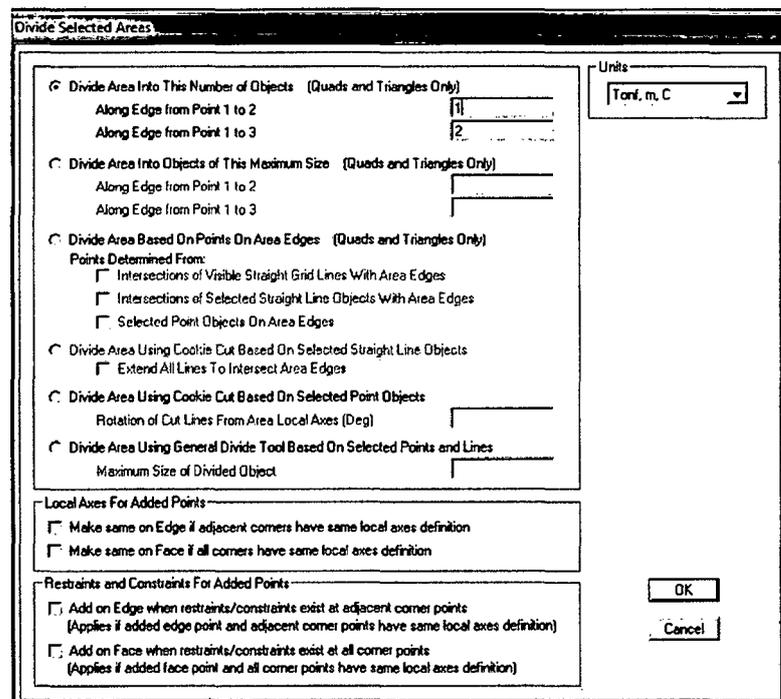
OK Cancel

Para asignar las propiedades de la pared del reservorio, seleccionamos el menú View – Set Limits y en Set Z Axis Limits escribimos en la casilla de Min 0 y en el casillero de Max 5. Para asignar el tipo de elementos del muro del reservorio seleccionamos en la pantalla los elementos que se visualizan, luego realizamos la secuencia Assign – Area – Sections, se mostrará la ventana Area Sections, en esta seleccionamos Muro y presionamos OK.

Para asignar las propiedades de la viga o anillo de compresión del reservorio, seleccionamos en el menú View – Set Limits opción para seleccionar sólo la parte del cilindro en el marco Set Z Axis Limits (Min= 4 y Max = 5) presionamos Ok.

Con el comando Edit – Edit Areas-Divide Areas, se mostrará la ventana Divide Selected Areas para dividir la malla en dos partes, en la opción Divide Area Into cambiamos los valores en Along Edge from Point 1 to 2 = 1 y en Along Edge From Point 1 to 3 = 2 luego presionamos OK, ver figura 2.6

Fig. 2.6 Configuración de viga de borde



Para asignar el tipo de elemento en el anillo de compresión, seleccionar con los elementos de la viga, luego realizar la secuencia Assign-Area-Sections, aparecerá la ventana de Area Sections, seleccionamos la sección ya definida viga luego presionamos OK. Para visualizar de forma completa y un corte por la mitad, seleccionamos Options en el menú View – Set Display Options y en la ventana Display Options Active Window activar la opción Extrude View , ver figura 2.7 para ver los espesores de las paredes y la viga.

Fig.2.7 Ventana Display Options

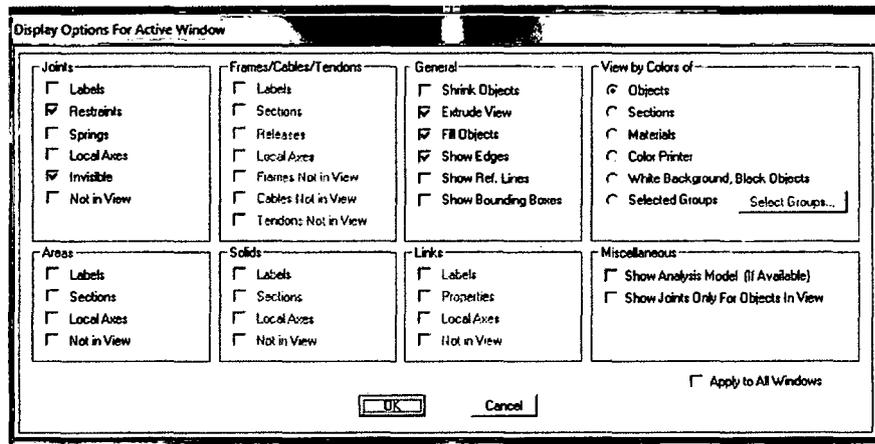
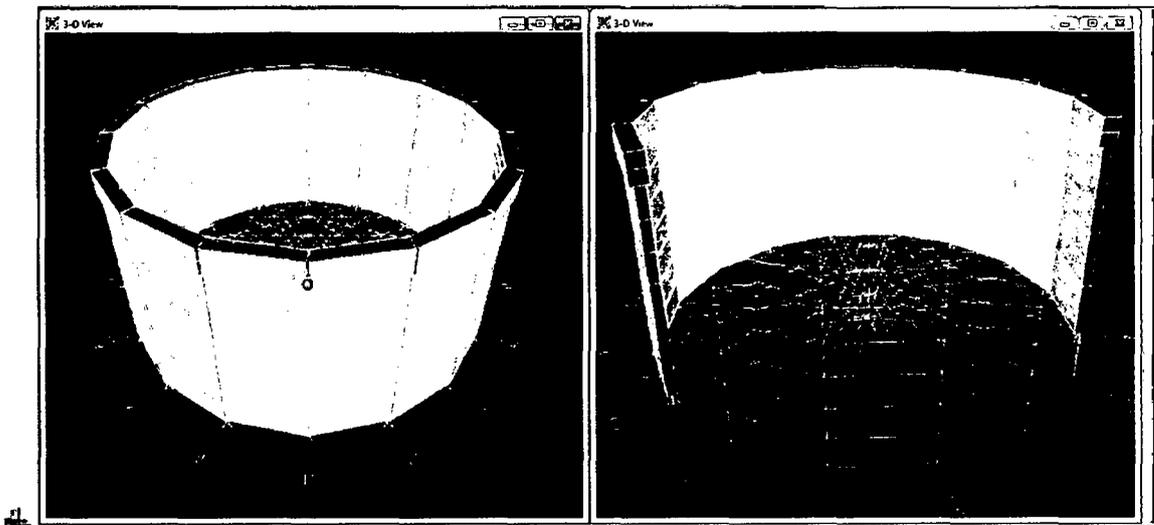
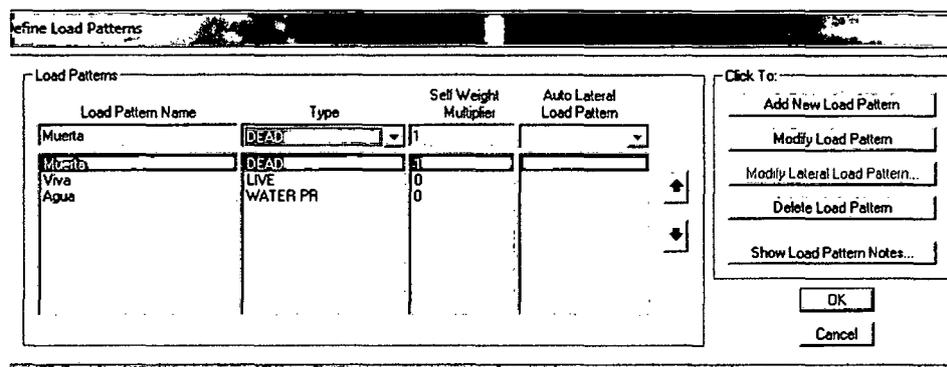


Fig. 2.8 Reservorio de concreto modelado



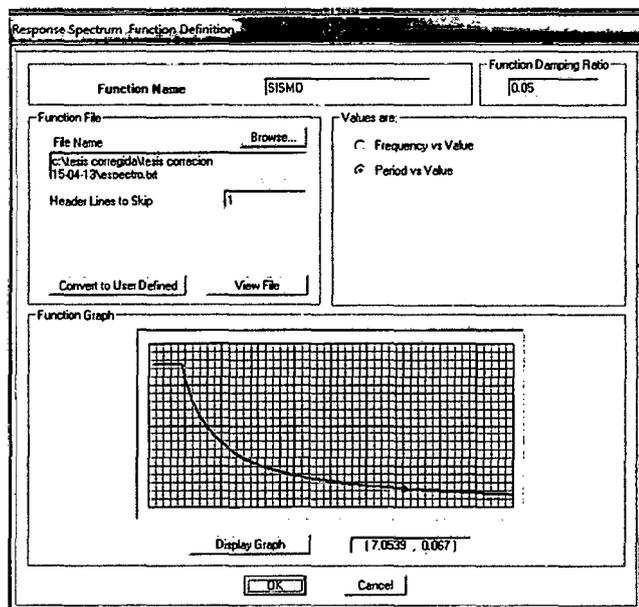
Para asignar las cargas en primer lugar definimos el patrón de cargas, luego los casos de carga y las combinaciones de carga. Para determinar el patrón de carga seleccionamos en el menú Define-Load Patterns se mostrará una ventana Define Load Patterns, donde se determinara el nombre y el tipo de carga, el factor de multiplicación del peso, así tenemos en nuestra tesis las cargas, carga muerta, carga viva, carga de agua, todas estas se definirán en la ventana Define load Patterns.

Fig. 2.9 Asignación de cargas reservorio de concreto



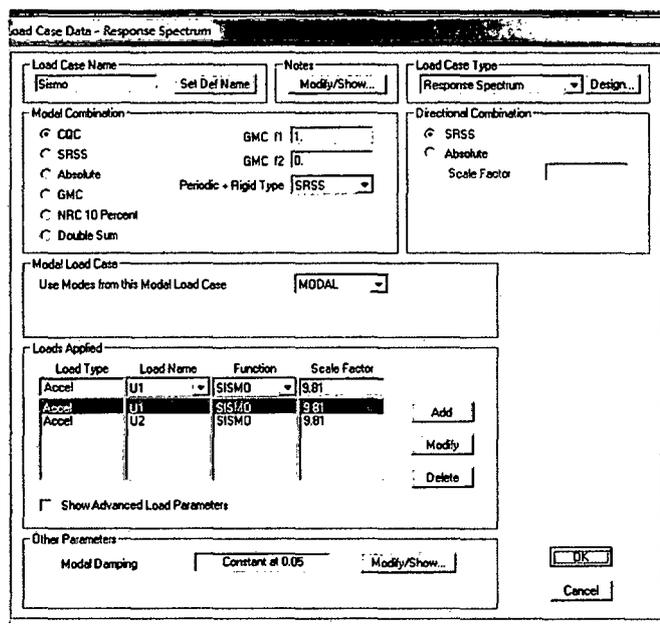
Para la carga de sismo la definiremos como un espectro respuesta, primero debemos generar el espectro de respuesta en una hoja de cálculo y exportar a un archivo de texto. Luego desde el SAP importaremos el archivo de texto para poder definir la función espectro. Seguidamente ingresamos a Define- Functions- Response spectrum, en la siguiente ventana seleccionamos la opción From File y luego presionamos Add new function, lo que significa que el espectro estará definido en base a nuestro archivo de texto. En la ventana Response Spectrum Function Defenition, seleccionamos Browse para indicar la ruta del archivo que contiene los daos del espectro generado.

Fig.2.10 Espectro de respuesta



Definiremos los casos de carga para el análisis, para lo cual ingresaremos a Define – Load cases- Add new load Case, en load case type seleccionaremos el caso de espectro respuesta en las combinaciones de loads applied adicionaremos la función SISMO y encogeremos los movimientos en las direcciones U1 y U2 el factor de escala de estos será 9.81. Ver figura 2.11

Fig. 2.11 Configuración de espectro de respuesta



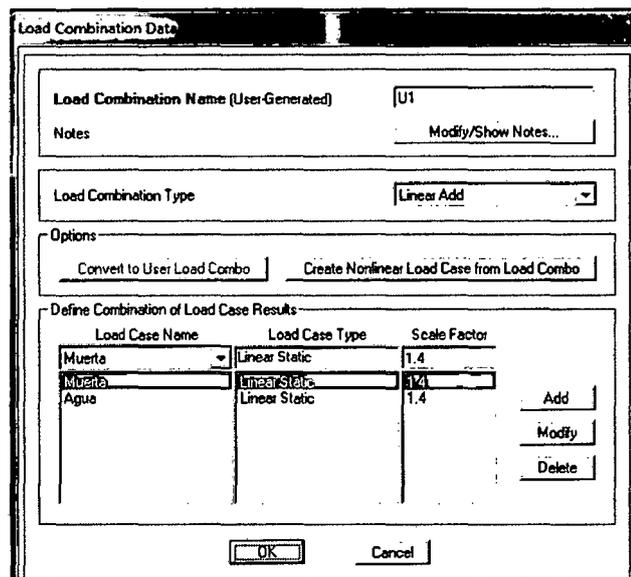
Para definir las combinaciones de carga a utilizarse en el análisis, vamos al menú Define – Load – Combinations, luego seleccionamos en el sub menú Load combinations se mostrará una ventana de definición de combinaciones de carga en esta ventana hacemos click en Add New Combo, en la que se mostrará la ventana para generar las combinaciones de carga.

Para ingresar la combinación, ingresamos primero el nombre de la combinación, luego en la sección Load Combination Type seleccionamos Linear Add. Finalmente, en la sección Load Combination of load case results, ingresamos el estado de carga con su factor de amplificación, de manera similar ingresamos las combinaciones de carga que mostramos en el ítem 1.2.7 estas combinaciones tomadas del reglamento ACI 350 - 06. Ver figura 2.12

U1=1.4 CM+1.4 CL
U2=1.2 CM+1.6 CV+1.2CL
US= CM+CV+CL+CS
Envolvente = U1 +U2+U3

Donde
 CM= Carga muerta
 CV= Carga viva
 CL= Carga de agua
 CS= Sismo

Fig. 2.12 Definición de combinaciones de carga



Para definir el sistema de carga estática (Presión de agua) , para definir este sistema de carga, vamos al menú Define – Load Patterns seguidamente aparecerá la ventana de definición de cargas en la que y definimos el estado de carga AGUA. Luego definiremos el patrón de nudos para esto vamos al menú Define - Joint Patterns aparecerá la ventana de definición de patrón de nudos, en la cual en la sección Patterns el nombre Presionagua, para luego hacer clic en el botón Add new Pattern Name finalizamos con un clic en ok.

Para asignar el patrón de nudos definido, primero seleccionamos el muro del reservorio luego vamos al menú Assign – Joint Patterns. Aparecerá la ventana de datos de los patrones, donde debemos indicar los valores de la función de presión hidrostática que será ejercida sobre el muro del reservorio, tal como se muestra en la figura 2.13. La altura a la cual se encontrará el máximo nivel de agua para nuestro reservorio de concreto es de 4.30 metros sobre la base. En la casilla Pattern Name seleccionamos el nombre previamente definido con Presionagua, la presión se expresa genéricamente en función de las tres coordenadas globales (X, Y, Z)

$$P = Ax + By + Cz + D$$

Al observar la presión del agua en las paredes del reservorio, note que no depende de las coordenadas X e Y, por lo cual las constantes A y B son iguales a cero (0), por lo tanto, la expresión de la presión se reduce a:

$$P = Cz + D$$

Hay dos incógnitas (C y D), por lo cual necesita dos datos, estos son:

- 1) La presión en la base es máxima (Z= 0, P= 4.3)
- 2) La presión en la parte superior del nivel de agua la presión es cero (Z= 4.3, P= 0)

De lo cual los valores de C y D son -1 y 4.3.

En la sección Restrictions, seleccionamos Zero Negative Values y finalizamos haciendo Ok para aceptar estos valores.

Fig. 2.13 Valores de altura de presión hidrostática

Pattern Data

Pattern Name: Presionagua

Pattern Assignment Type:

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = $Ax + By + Cz + D$)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume

Pattern Value = $Ax + By + Cz + D$

Constant A: 0

Constant B: 0

Constant C: -1

Constant D: 4.3

Restrictions:

- Use all values
- Zero Negative values
- Zero Positive values

Options:

- Add to existing values
- Replace existing values
- Delete existing values

OK Cancel

Luego vamos al menú Assign – Area Loads –Surface Pressure, en la ventana de carga de presión de superficie, primero debemos seleccionar el estado de carga donde está actuando la presión (Agua). Seguidamente, en la sección Pressure seleccionamos By Joint Pattern y desplegamos la ventana para seleccionar el patrón de nudos antes definido (Presionagua). Además en la sección Face, debe seleccionar en que cara estará actuando la presión (Bottom). Hacemos clic en Ok para aceptar los parámetros seleccionados. Ver figura 2.14

Fig. 2.14 Asignación de Presión hidrostática

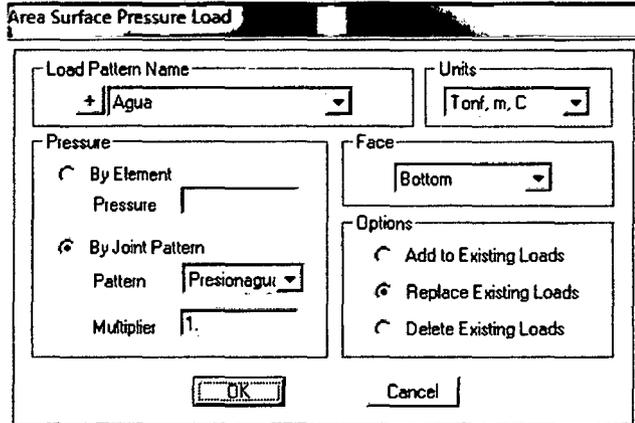
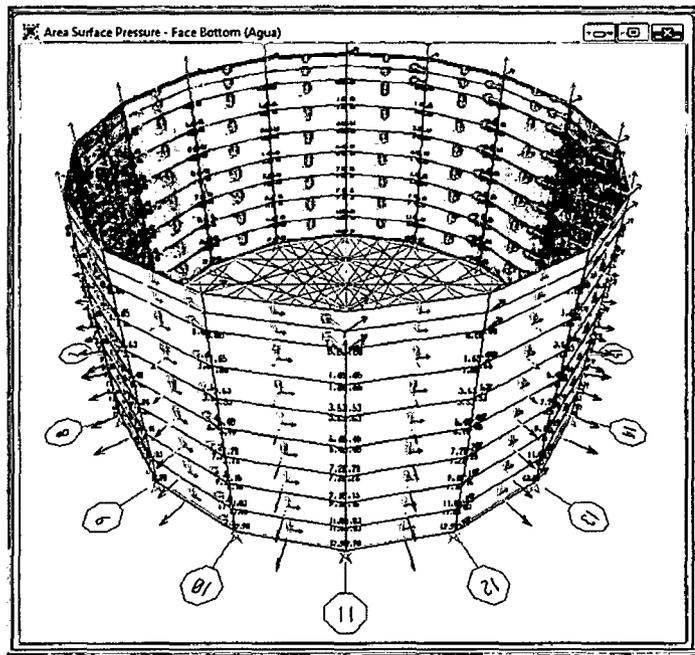
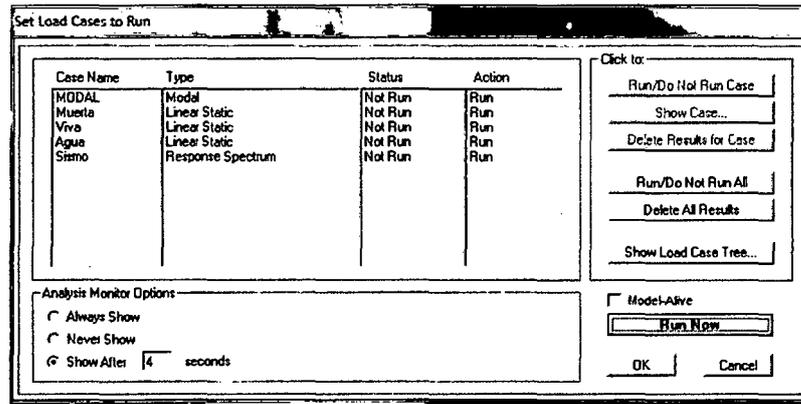


Fig. 2.15 Presión de agua en reservorio



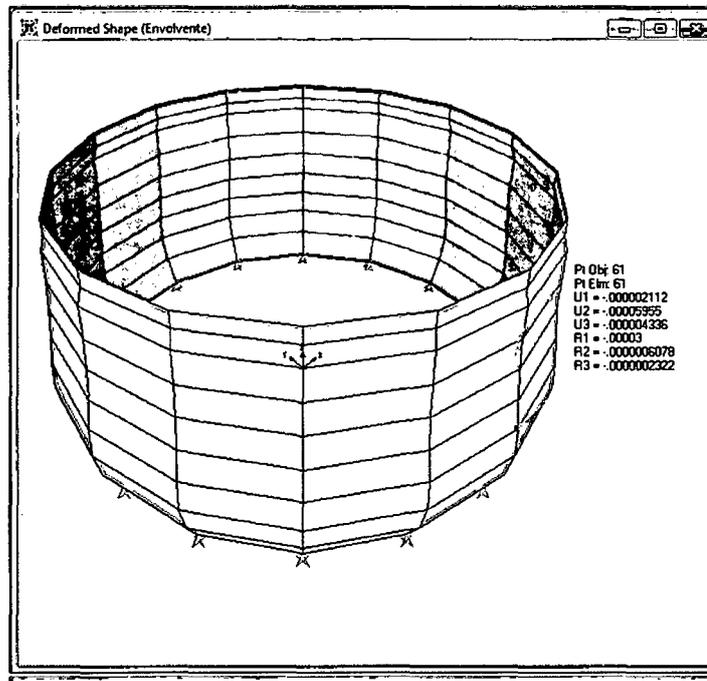
Luego de haber definido el modelo y cargado la estructura, procedemos al análisis estructural, para ello vamos al menú Analyze- Set Analysis Options, hacemos clic en la opción Space Frame, debido a que se está haciendo un análisis tridimensional. Seguidamente vamos al menú Analyze – Set Load Case to Run, donde se visualizara todos los casos cargados hacemos clic en Run Now, como se muestra en la figura 2.20

Fig. 2.16 Análisis de modelo estructural



Para observar los desplazamientos de los nudos primero se tiene que observar la deformada de la estructura para eso vamos al menú Display –Show Deformed Shape, en esta ventana seleccionamos cualquier combinación de carga ya generadas. Hacemos clic en OK y visualizamos la deformada generada.

Fig.2.17 Deformada de reservorio



2.2.2 Modelamiento reservorio de planchas de acero corrugado

Para el modelamiento del reservorio de planchas de acero corrugado, seguiremos el mismo procedimiento que el ítem 2.2.1 sólo tendremos en cuenta las características de este reservorio, se consideró un espesor de 0.008 metros y las características siguientes, estos tomados de la recolección de datos (Anexo 1)

Tabla 2.2 Cuadro de características del acero

Módulo de elasticidad	21414040 Tn/m ²
Módulo de corte " G"	823616 Tn/m ²
Coefficiente de poisson. "v"	0.3
Resistencia a la fluencia del acero s280gd	28552 Tn/m ²
Resistencia ultima de fluencia del acero s280gd	36709.79 Tn/m ²

Las combinaciones de carga consideradas están dadas de acuerdo a la normativa vigente NTE E 090 y presentadas en el ítem 1.2.7

$$U1=1.2 CM+1.6 CV$$

$$U2=1.2 CM+1.6CV+0.5CL$$

$$US= 1.2CM+0.5CV+0.2CL+CS$$

$$\text{Envolvente}= U1+U2+U3$$

Donde

CM= Carga muerta

CV= Carga viva

CL= Carga de agua

CS= Sismo

CAPITULO III: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 Resultados de la Investigación.

3.1.1 Reservorio de Concreto Armado.

3.1.1.1 Deformada debida a la presión del agua

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la presión de agua nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.00001643 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.1

Tabla 3.1 Deformaciones por presión de agua reservorio de concreto

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.00	0	0	0	-1.03E-20	0.00002	-4.41E-20
0.64	0.00001244	7.32E-22	-1.24E-07	5.76E-21	1.00E-05	-1.64E-19
1.29	0.00001642	8.22E-22	-4.12E-07	-7.66E-21	-3.92E-08	-2.20E-19
1.93	0.00001407	4.68E-21	-7.16E-07	-5.83E-21	-6.21E-06	-1.93E-19
2.57	9.841E-07	5.60E-21	-9.55E-07	3.63E-21	-6.83E-06	-1.47E-19
3.21	5.907E-06	7.20E-21	-1.12E-06	-9.62E-21	-5.67E-06	-1.03E-19
3.86	2.818E-06	1.07E-20	-1.2E-06	-9.05E-22	-4.18E-06	-6.55E-20
4.50	6.718E-07	1.33E-20	-1.23E-06	-7.09E-21	-2.72E-06	-3.72E-20
4.75	-1.736E-07	1.52E-20	-1.24E-06	-9.18E-22	-2.69E-06	-4.26E-20
5.00	-1.013E-06	1.73E-20	-1.23E-06	-9.57E-21	-2.68E-06	-4.95E-20

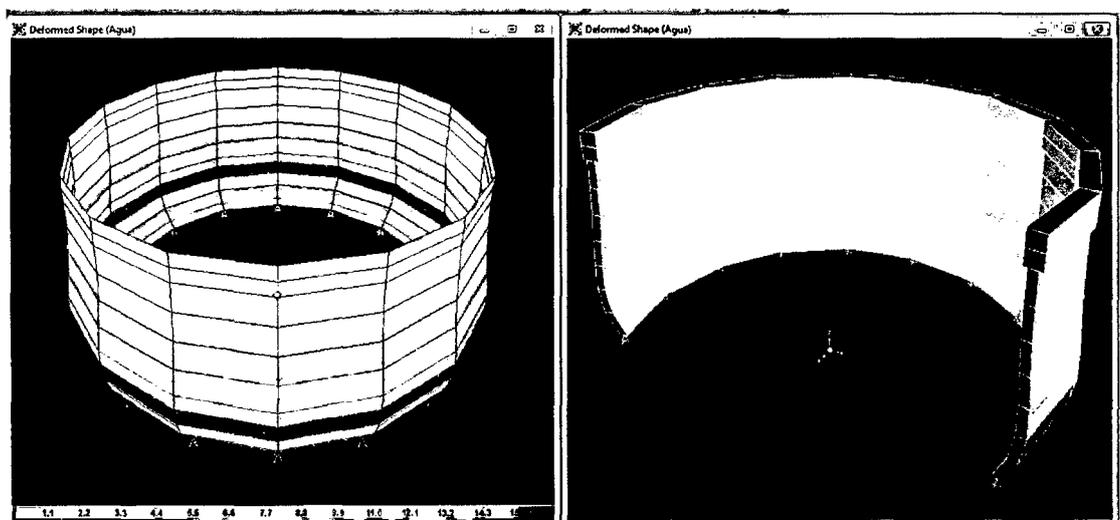


Fig. 3.1 Deformada presión de agua en reservorio de concreto

3.1.1.2 Esfuerzos debidos a la presión del agua

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -4.615 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 80.243 Tn/m².

Tabla 3.2 Esfuerzo por presión de agua dirección S11 del reservorio de concreto

Altura	Cara superior	Cara interior
	S11	S11
0.00	-0.4776	-0.8244
0.64	65.8539	47.7257
1.29	80.097	69.5963
1.93	65.1834	62.8908
2.57	44.2886	45.1996
3.21	26.1196	27.5638
3.86	11.9794	13.6031
4.50	2.6164	3.4254
4.75	-0.8339	-0.7449
5.00	-4.6513	-4.6507

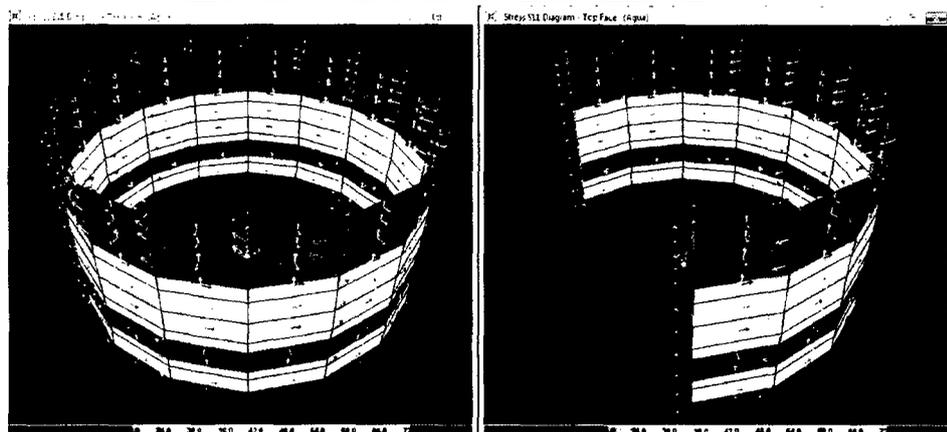


Fig. 3.2 Esfuerzo S11 cara superior-presión de agua del reservorio de concreto

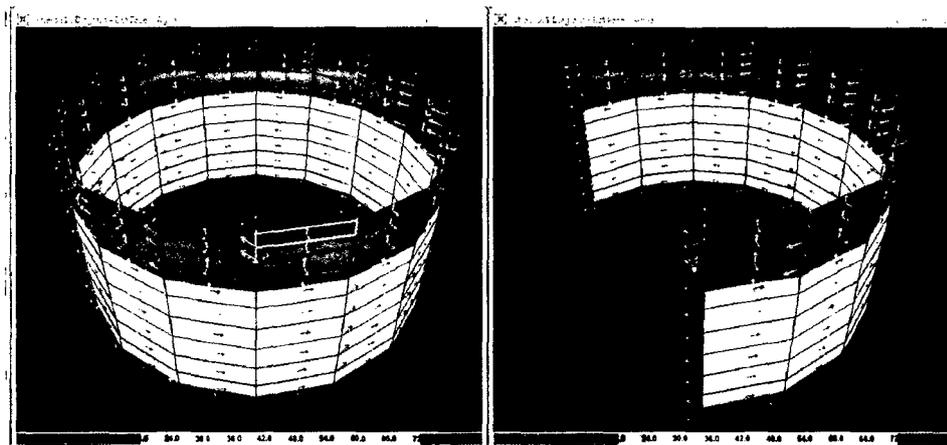


Fig. 3.3 Esfuerzo S11 cara inferior-presión de agua del reservorio de concreto

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -62.013 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 64.572 Tn/m².

Tabla 3.3 Esfuerzo por presión de agua dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0.00	-3.184	-5.4965
0.64	61.9028	-58.9522
1.29	36.1075	-33.8974
1.93	7.9699	-7.3144
2.57	-3.0882	2.9847
3.21	-4.9612	4.6666
3.86	-5.5766	5.2477
4.50	-2.9232	2.4693
4.75	-0.2977	0.2957
5.00	-0.2949	-0.2908

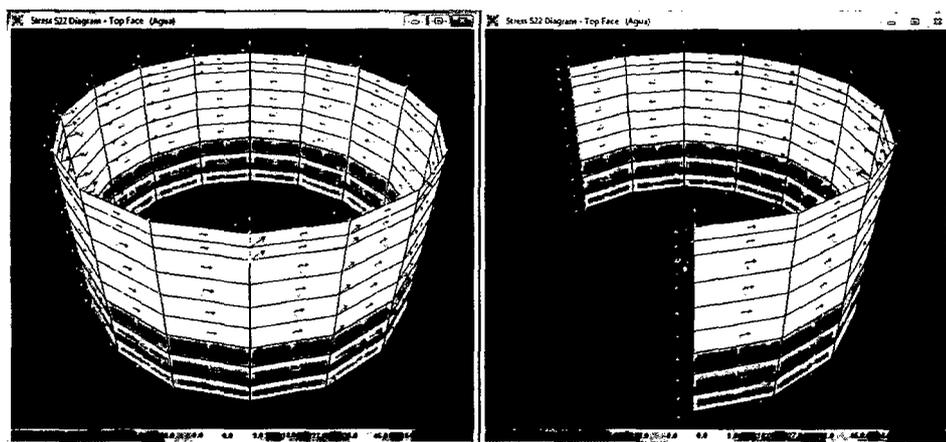


Fig. 3.4 Esfuerzo S22 cara superior-presión de agua del reservorio de concreto

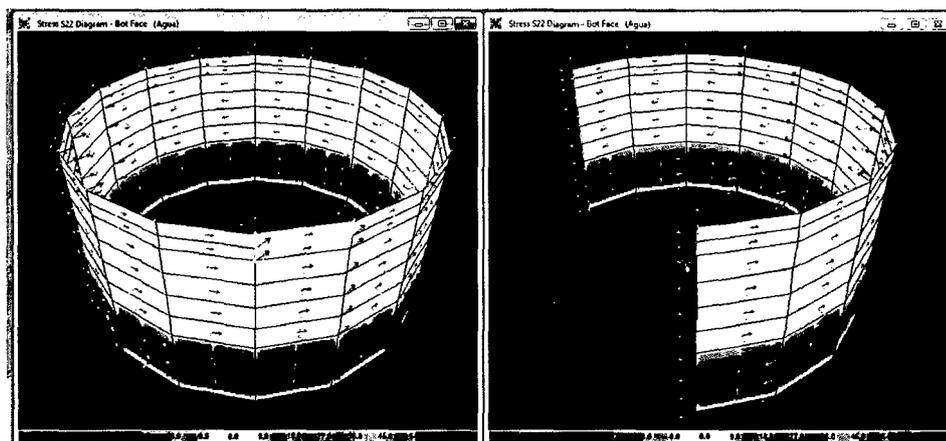


Fig. 3.5 Esfuerzo S22 cara inferior-presión de agua del reservorio de concreto

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -2.601 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 2.601 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -1.403 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.151 Tn/m^2 .

Tabla 3.4 Esfuerzo por presión de agua dirección S23 del reservorio de concreto

Altura	Cara superior	Cara interior
	S23	S23
0.00	3.1506	3.1506
0.64	0.9104	0.9104
1.29	-1.3661	-1.3661
1.93	-0.9751	-0.9751
2.57	-0.3222	-0.3222
3.21	-0.0683	-0.0683
3.86	-0.0019	-0.0019
4.50	0.0755	0.0755
4.75	0.0966	0.0966
5.00	0.078	0.078

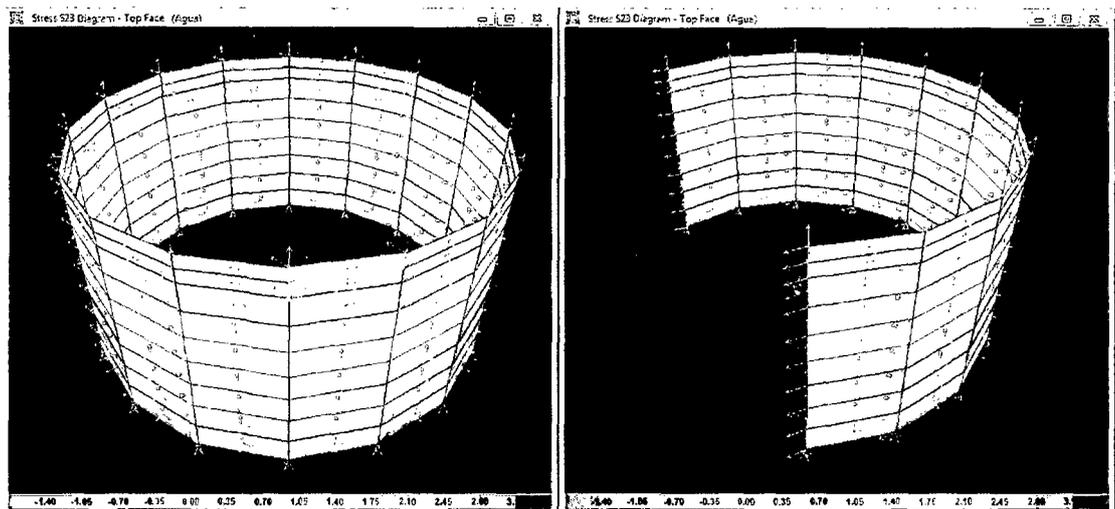


Fig. 3.6 Esfuerzo S23 cara inferior y superior-presión de agua del reservorio de concreto

3.1.1.3 Deformada debida a la carga combinación de carga U1

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga U1 nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.00002353 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.5

Tabla 3.5 Deformaciones por combinación de carga U1 del reservorio de concreto

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.00	0	0	0	5.41E-21	6.681E-07	8.31E-21
0.64	3.648E-07	-4.13E-22	-4.99E-07	-3.71E-21	4.20E-07	4.10E-21
1.29	4.948E-07	0.00E+00	-9.44E-07	7.60E-22	3.06E-08	1.19E-21
1.93	4.502E-07	1.07E-21	-1.33E-06	-4.81E-21	-1.38E-07	-1.38E-07
2.57	3.55E-07	2.83E-21	-1.65E-06	-2.00E-21	-1.54E-07	-1.54E-07
3.21	2.649E-07	-1.91E-06	-5.93E-21	-1.35E-07	-1.35E-07	-7.84E-21
3.86	1.815E-07	7.58E-21	-2.11E-06	-4.04E-21	-1.36E-07	-1.37E-20
4.50	9.198E-08	1.11E-20	-2.25E-06	-8.55E-21	-1.49E-07	-2.00E-20
4.75	4.526E-08	1.38E-20	-2.28E-06	-8.78E-21	-1.5E-07	-2.13E-20
5.00	-1.45E-09	1.65E-20	-2.28E-06	-8.75E-21	-1.5E-07	-2.24E-20

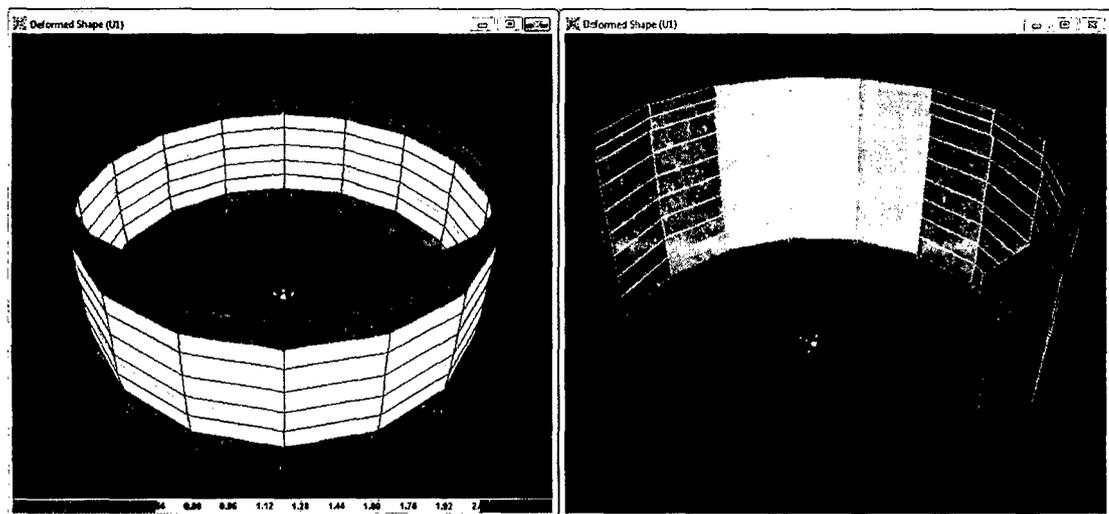


Fig. 3.7 Deformada cara inferior y superior – U1 del reservorio de concreto

3.1.1.4 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U1

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -6.60 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 112.458 Tn/m^2 .

Tabla 3.6 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S11 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0.00	-3.2843	-3.7798
0.64	91.6685	65.7851
1.29	112.4068	97.4162
1.93	91.5219	88.2524
2.57	62.1086	63.4071
3.21	36.5824	38.6184
3.86	16.7374	18.9948
4.50	3.6103	4.7366
4.75	-1.1193	-0.9945
5.00	-6.5995	-6.5988

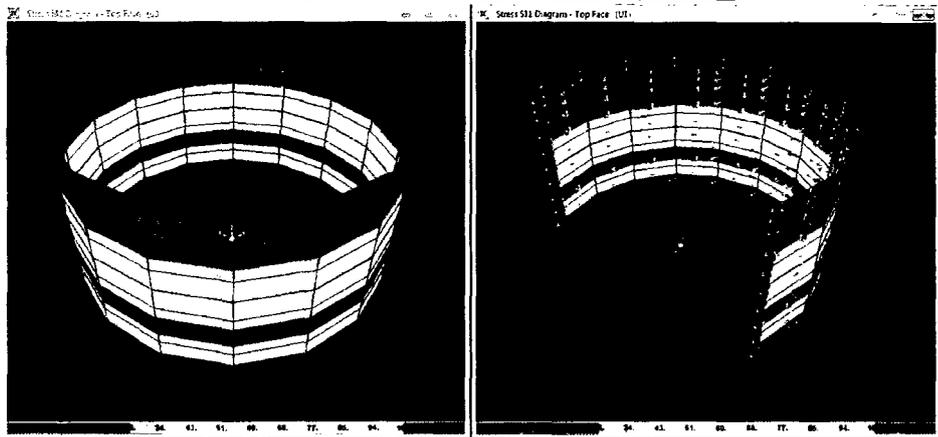


Fig. 3.8 Esfuerzo S11 cara superior –U1 del reservorio de concreto

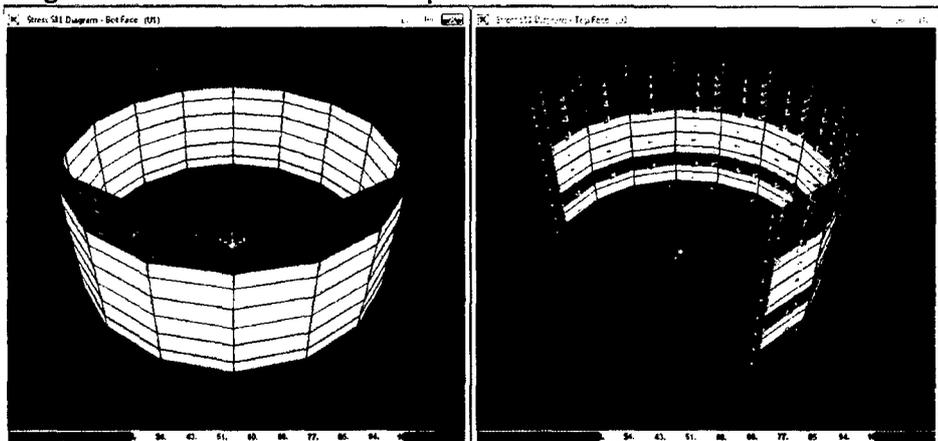


Fig. 3.9 Esfuerzo S11 cara inferior –U1 del reservorio de concreto

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -103.79 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 74.857 Tn/m^2 .

Tabla 3.7 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0.00	-21.8983	-25.2590
0.64	72.0903	-97.1398
1.29	37.3547	-64.2020
1.93	-0.7229	-25.7393
2.57	-14.3878	-8.8573
3.21	-14.8783	-3.9965
3.86	-13.5356	-0.7344
4.50	-7.2330	-0.6809
4.75	-1.4694	-1.5832
5.00	-0.9549	-0.9490

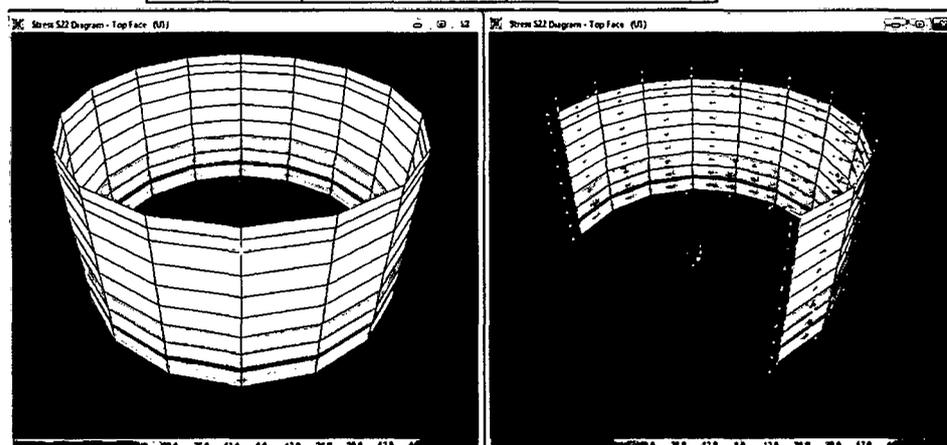


Fig.3.10 Esfuerzo S22 cara superior –U1 del reservorio de concreto

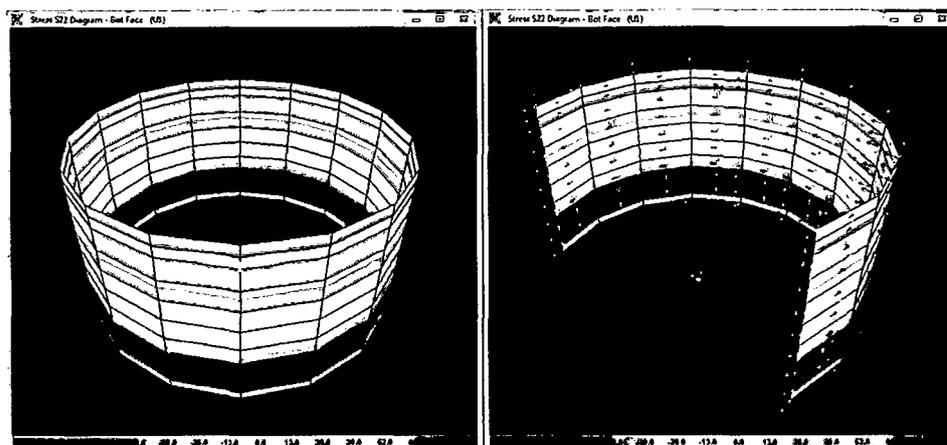


Fig.3.11 Esfuerzo S22 cara inferior –U1 del reservorio de concreto

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -3.714 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.714 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -2.003 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 4.499 Tn/m^2

Tabla 3.8 Esfuerzo por combinación de carga U1 dirección S23 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0.00	4.4985	4.4985
0.64	1.2997	1.2997
1.29	-1.9509	-1.9509
1.93	-1.3918	-1.3918
2.57	-0.4575	-0.4575
3.21	-0.0925	-0.0925
3.86	-0.0008	-0.0008
4.50	0.1042	0.1042
4.75	0.1344	0.1344
5.00	0.1095	0.1095

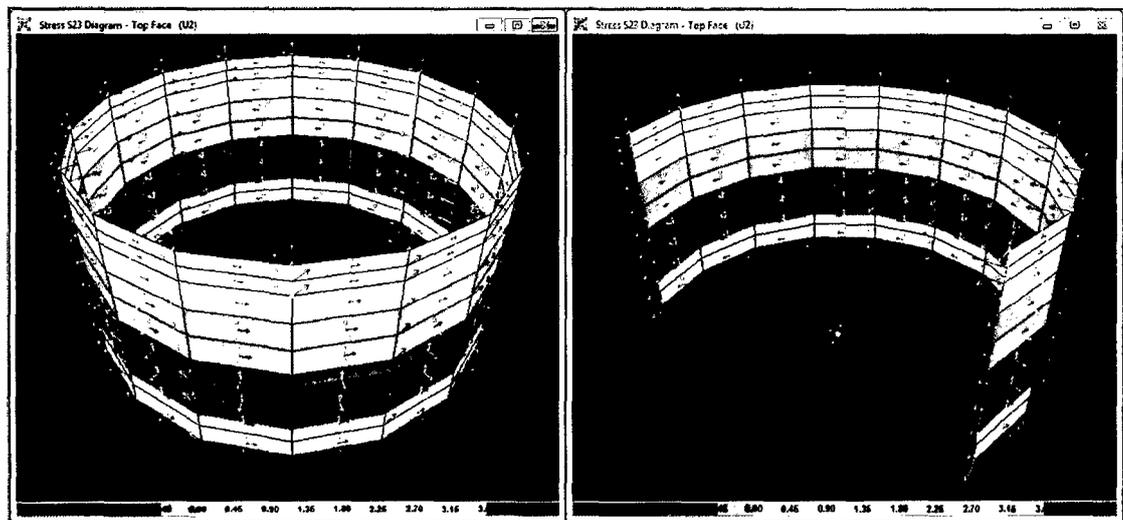


Fig.3.12 Esfuerzo S23 cara inferior y superior – U1 del reservorio de concreto

3.1.1.5 Deformada debida a la carga combinación de carga U2

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga U2 nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.00002017 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.5

Tabla 3.9 Deformaciones por combinación de carga U2 del reservorio de concreto

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.00	0	0	0	-8.97E-21	0.00003	-5.35E-20
0.64	1.778E-05	6.12E-22	-6.73E-07	4.36E-21	2.00E-05	-2.25E-19
1.29	2.349E-05	1.22E-21	-1.52E-06	-9.96E-21	-2.43E-08	-3.07E-19
1.93	2.015E-05	7.62E-21	-2.33E-06	-1.30E-20	-8.83E-06	-2.70E-19
2.57	1.413E-05	1.07E-20	-2.99E-06	3.09E-21	-9.72E-06	-2.10E-19
3.21	8.535E-06	1.20E-20	-3.47E-06	-1.94E-20	-8.07E-06	-1.52E-19
3.86	4.127E-06	2.25E-20	-3.79E-06	-5.30E-21	-5.99E-06	-1.05E-19
4.50	1.032E-06	2.97E-20	-3.98E-06	-1.85E-20	-3.96E-06	-7.22E-20
4.75	-1.98E-07	3.51E-20	-4.01E-06	-1.01E-20	-3.92E-06	-8.10E-20
5.00	-1.42E-06	4.07E-20	-4E-06	-2.22E-20	-3.91E-06	-9.17E-20

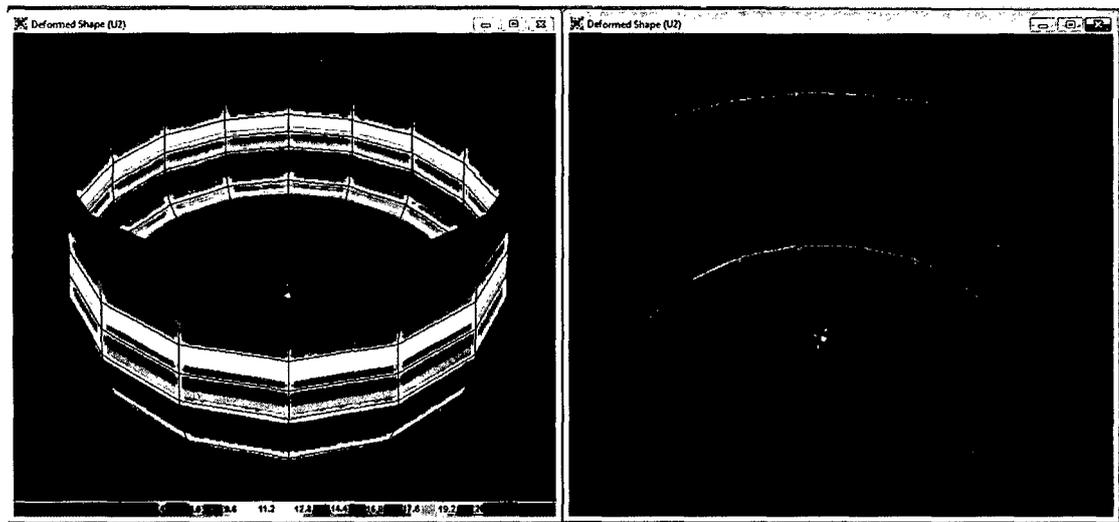


Fig.3.13 Deformada cara inferior y superior – U2 del reservorio de concreto

3.1.1.6 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U2

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -5.657 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 96.399 Tn/m^2

Tabla 3.10 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S11 del reservorio de concreto

Altura	Cara superior	Cara interior
	S11	S11
0.00	-2.8154	-3.2398
0.64	78.5730	56.3873
1.29	96.3486	83.4996
1.93	78.4473	75.6449
2.57	53.2360	54.3489
3.21	31.3563	33.1015
3.86	14.3463	16.2813
4.50	3.0946	4.0599
4.75	-0.9596	-0.8524
5.00	-5.6569	-5.6561

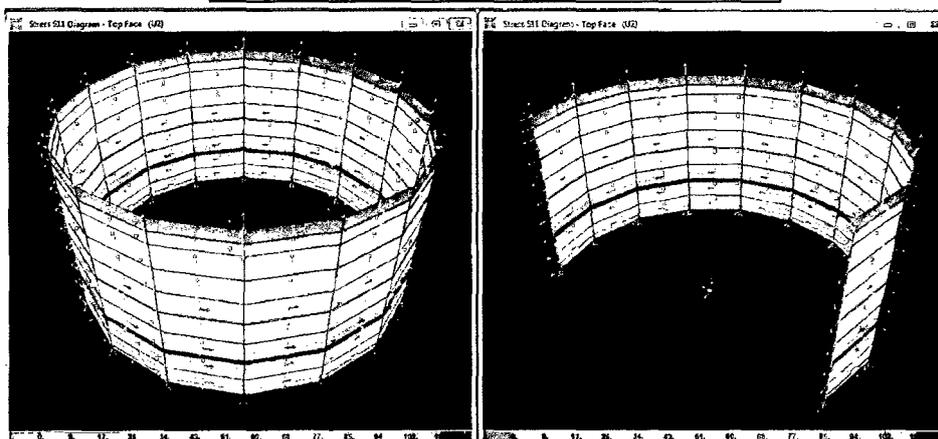


Fig.3.14 Esfuerzo S11 cara superior –U2 del reservorio de concreto

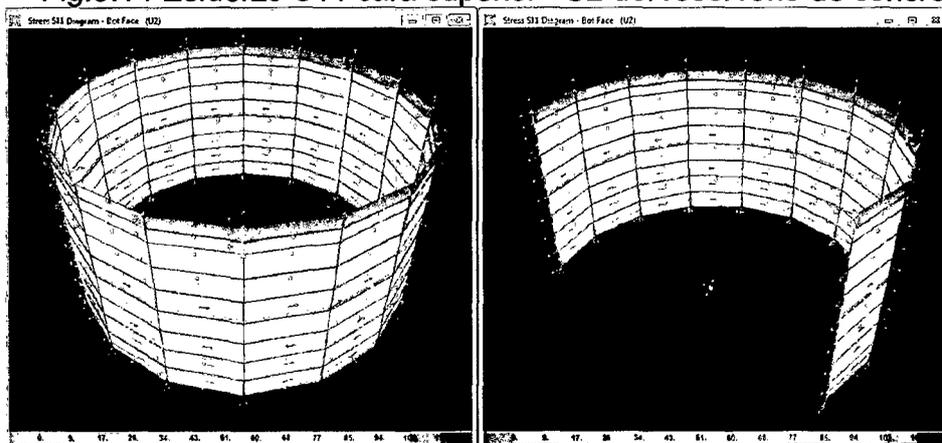


Fig.3.15 Esfuerzo S11 cara inferior –U2 del reservorio de concreto

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -88.963 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 64.163 Tn/m^2 .

Tabla 3.11 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0.00	-18.7699	-21.5992
0.64	61.7967	-86.1129
1.29	32.0183	-53.6419
1.93	-0.6196	-19.3025
2.57	-12.3324	-4.9126
3.21	-12.7528	-1.1182
3.86	-11.6019	1.2976
4.50	-6.1997	0.2359
4.75	-1.2594	-0.5450
5.00	-0.8185	-0.8134

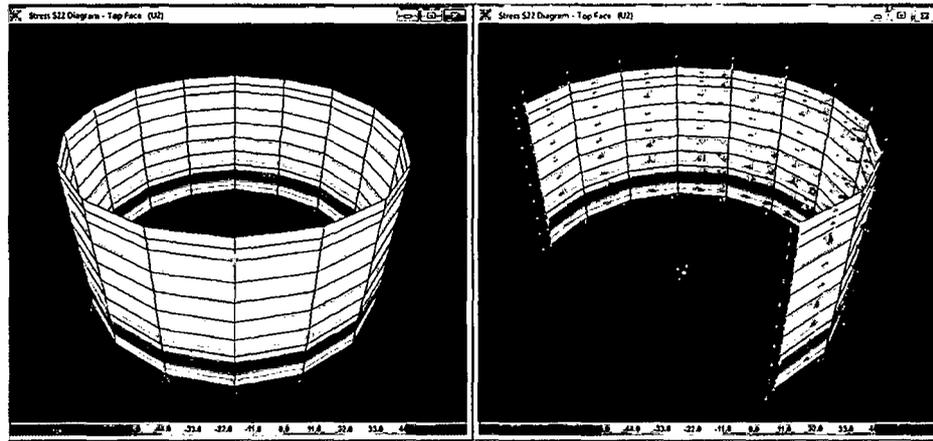


Fig.3.16 Esfuerzo S22 cara superior –U2 del reservorio de concreto

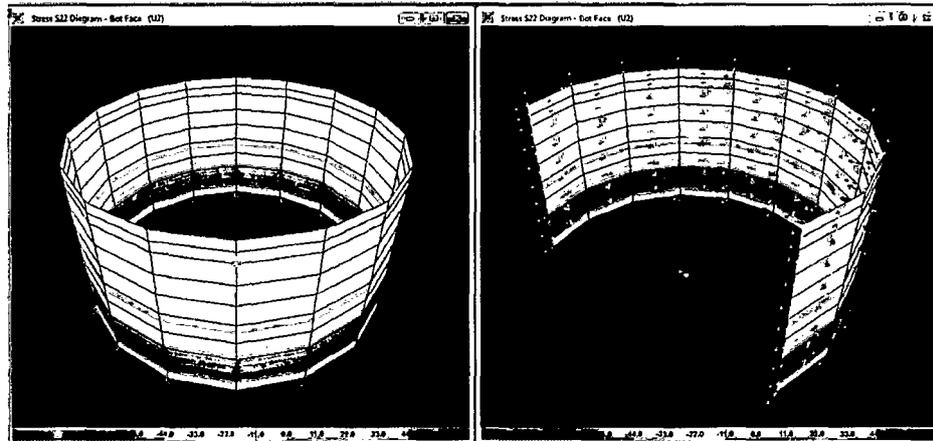


Fig.3.17 Esfuerzo S22 cara superior –U2 del reservorio de concreto

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -3.183 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.183 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -1.717 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.856 Tn/m^2

Tabla 3.12 Esfuerzo por combinación de carga U2 dirección S23 del reservorio de concreto de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0.00	3.8559	3.8559
0.64	1.1140	1.1140
1.29	-1.6722	-1.6722
1.93	-1.1930	-1.1930
2.57	-0.3921	-0.3921
3.21	-0.0793	-0.0793
3.86	-0.0007	-0.0007
4.50	0.0893	0.0893
4.75	0.1152	0.1152
5.00	0.0938	0.0938

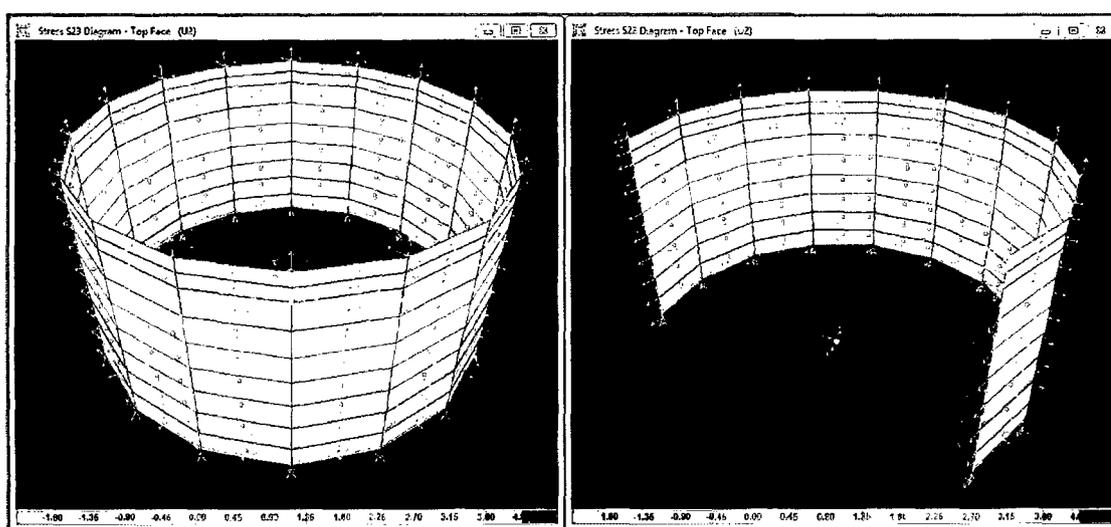


Fig.3.18 Esfuerzo S12 cara superior e inferior –U2 del reservorio de concreto

3.1.1.7 Deformada debida a la carga combinación de carga US

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga US nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.00001709 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.13

Tabla 3.13 Deformaciones por combinación de carga US del reservorio de concreto

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.00	0	0	0	-8.97E-21	0.0003	-5.35E-20
0.64	1.778E-05	6.12E-22	-6.73E-07	4.36E-21	2.00E-05	-2.25E-19
1.29	2.349E-05	1.22E-21	-1.52E-06	-9.96E-21	-2.43E-08	-3.07E-19
1.93	2.015E-05	7.62E-21	-2.33E-06	-1.30E-20	-8.83E-06	-2.70E-19
2.57	1.413E-05	1.07E-20	-2.99E-06	3.09E-21	-9.72E-06	-2.10E-19
3.21	8.335E-06	1.50E-20	-3.47E-06	-1.94E-20	-8.07E-06	-1.52E-19
3.86	4.127E-06	2.25E-20	-3.79E-06	-5.30E-21	-5.99E-06	-1.05E-19
4.50	1.032E-06	2.97E-20	-3.98E-06	-1.85E-20	-3.96E-06	-7.22E-20
4.75	-1.98E-07	3.51E-20	-4.01E-06	-1.01E-20	-3.92E-06	-8.10E-20
5.00	-1.42E-06	4.07E-20	-4E-06	-2.22E-20	-3.91E-07	-9.17E-20

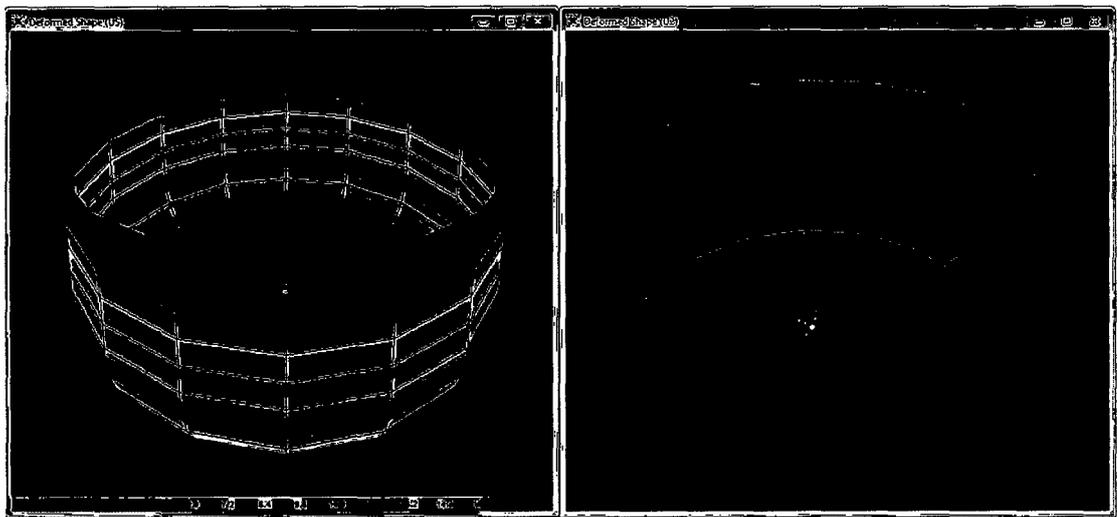


Fig.3.19 Deformada cara inferior y superior –US del reservorio de concreto

3.1.1.8 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga US

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -3.892 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 80.660 Tn/m².

Tabla 3.14 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S11 del reservorio de concreto

Altura	Cara superior	Cara interior
	S11	S11
0.00	-2.2082	-2.5763
0.64	65.624	47.0997
1.29	80.6191	69.8712
1.93	65.8271	63.4551
2.57	44.9239	45.811
3.21	26.7884	28.1931
3.86	12.6936	14.2473
4.50	3.3776	4.1048
4.75	0.0542	0.0542
5.00	-3.799	-3.8919

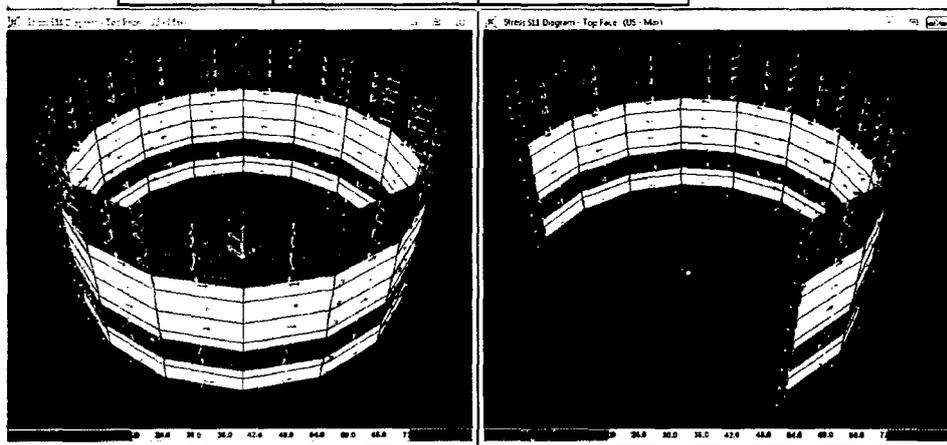


Fig.3.20 Esfuerzo S11 cara superior –US del reservorio de concreto

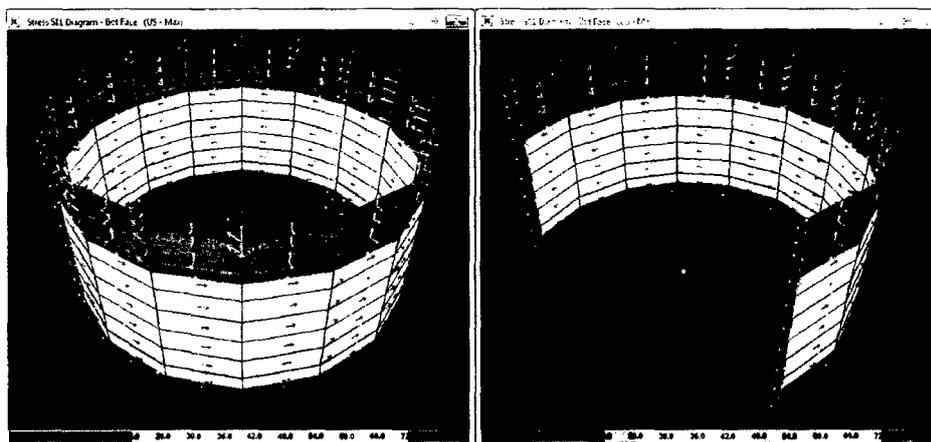


Fig.3.21 Esfuerzo S11 cara inferior –US del reservorio de concreto

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -73.316 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 54.207 Tn/m^2 .

Tabla 3.15 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0.00	-14.7154	-17.1315
0.64	52.2024	-70.856
1.29	27.2736	-43.9628
1.93	-0.0335	-15.5113
2.57	-9.9207	-3.6503
3.21	-10.3998	-0.5883
3.86	-9.5449	1.3412
4.50	-5.0807	0.3569
4.75	-0.9498	-0.3534
5.00	-0.6093	-0.658

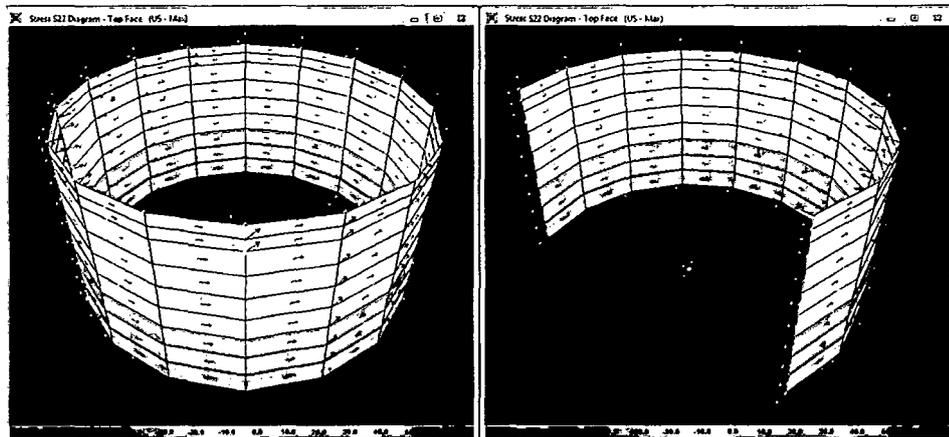


Fig.3.22 Esfuerzo S22 cara superior –US del reservorio de concreto

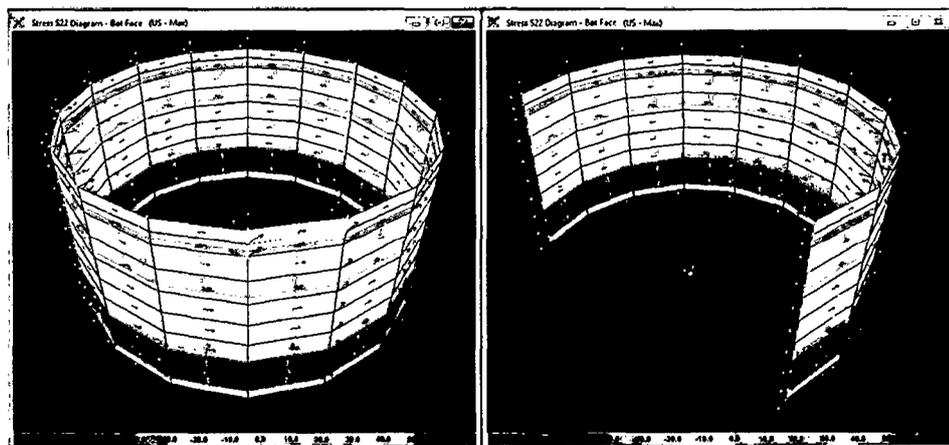


Fig.3.23 Esfuerzo S22 cara inferior –US del reservorio de concreto

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -1.630 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.767 Tn/m^2
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -1.408 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.239 Tn/m^2

Tabla 3.16 Esfuerzo por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0.00	3.2393	3.2393
0.64	0.9537	0.9537
1.29	-1.3698	-1.3698
1.93	-0.9725	-0.9725
2.57	-0.3075	-0.3075
3.21	-0.05	-0.05
3.86	0.0117	0.0117
4.50	0.1095	0.1095
4.75	0.1377	0.1377
5.00	0.1019	0.1019

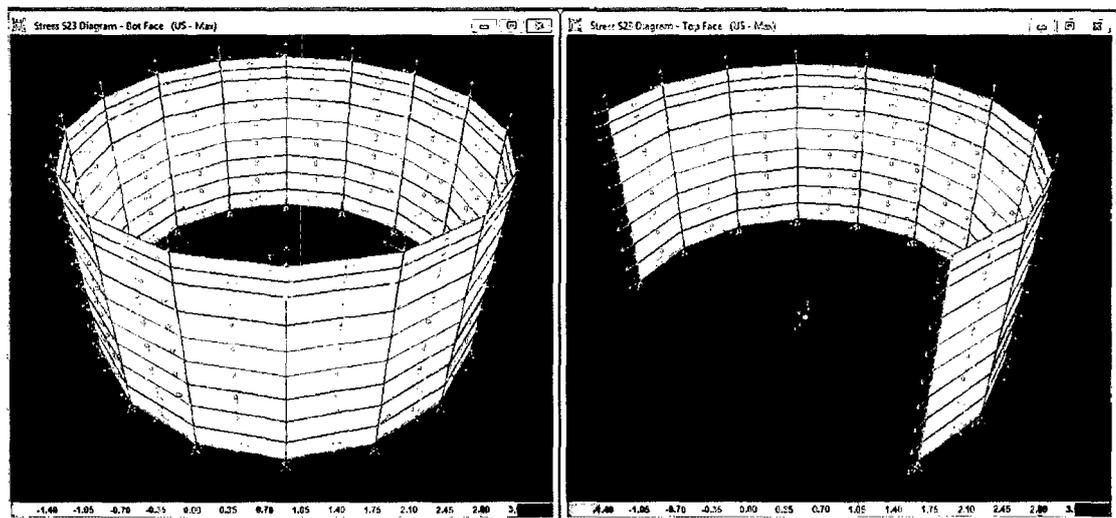


Fig.3.24 Esfuerzo S23 cara superior e inferior –US del reservorio de concreto

3.1.1.9 Deformada debida a la carga combinación de carga Envolvente

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga Envolvente nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.00002353 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.5

Tabla 3.17 Deformaciones por combinación de carga Envolvente del reservorio de concreto

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.00	0	0	0	5.41E-21	6.681E-07	8.31E-21
0.64	3.648E-07	-4.13E-22	-4.99E-07	-3.71E-21	4.20E-07	4.10E-21
1.29	4.948E-07	0.00E+00	-9.44E-07	7.60E-22	3.06E-08	1.19E-21
1.93	4.502E-07	1.07E-21	-1.33E-06	-4.81E-21	-1.38E-07	-1.38E-07
2.57	3.55E-07	2.83E-21	-1.65E-06	-2.00E-21	-1.54E-07	-1.54E-07
3.21	2.649E-07	-1.91E-06	-5.93E-21	-1.35E-07	-1.35E-07	-7.84E-21
3.86	1.815E-07	7.58E-21	-2.11E-06	-4.04E-21	-1.36E-07	-1.37E-20
4.50	9.198E-08	1.11E-20	-2.25E-06	-8.55E-21	-1.49E-07	-2.00E-20
4.75	4.526E-08	1.38E-20	-2.28E-06	-8.78E-21	-1.5E-07	-2.13E-20
5.00	-1.45E-09	1.65E-20	-2.28E-06	-8.75E-21	-1.5E-07	-2.24E-20

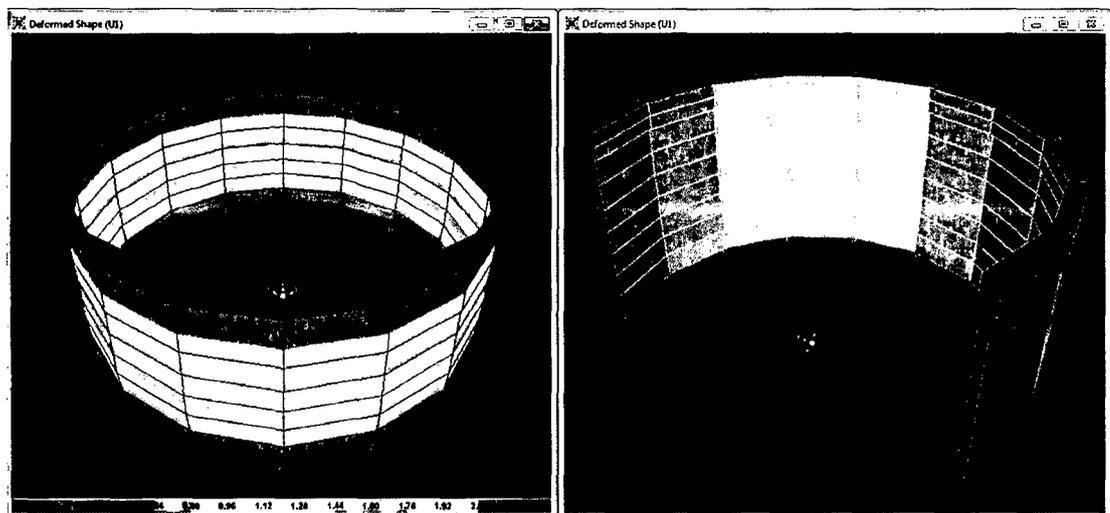


Fig. 3.25 Deformada cara inferior y superior – Envolvente del reservorio de concreto

3.1.1.10 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga Envoltente

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -6.60 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 112.458 Tn/m^2 .

Tabla 3.18 Esfuerzo por combinación de carga Envoltente dirección S11 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0.00	-3.2843	-3.7798
0.64	91.6685	65.7851
1.29	112.4068	97.4162
1.93	91.5219	88.2524
2.57	62.1086	63.4071
3.21	36.5824	38.6184
3.86	16.7374	18.9948
4.50	3.6103	4.7366
4.75	-1.1193	-0.9945
5.00	-6.5995	-6.5988

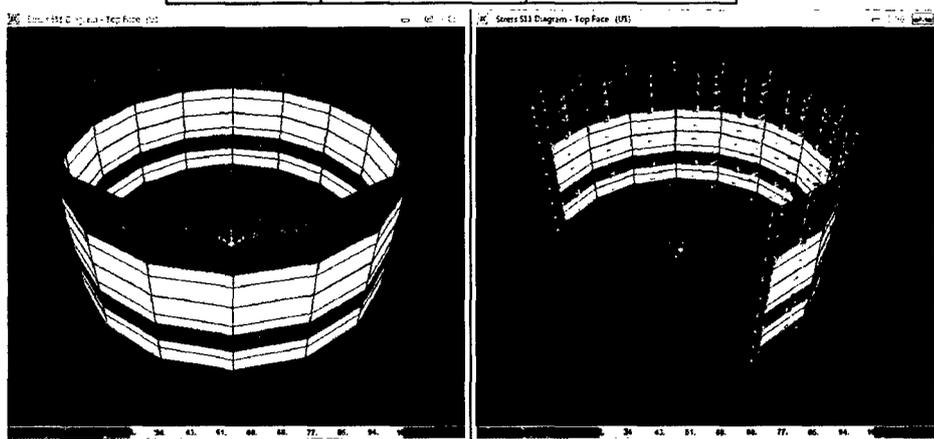


Fig. 3.26 Esfuerzo S11 cara superior – Envoltente del reservorio de concreto

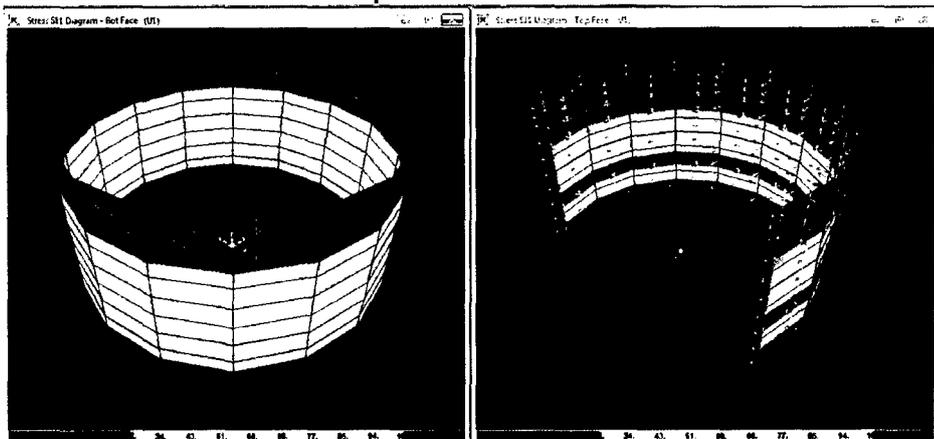


Fig. 3.27 Esfuerzo S11 cara inferior – Envoltente del reservorio de concreto

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -103.79 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 74.857 Tn/m^2 .

Tabla 3.19 Esfuerzo por combinación de carga Envolvente dirección S22 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0.00	-21.8983	-25.2590
0.64	72.0903	-97.1398
1.29	37.3547	-64.2020
1.93	-0.7229	-25.7393
2.57	-14.3878	-8.8573
3.21	-14.8783	-3.9965
3.86	-13.5356	-0.7344
4.50	-7.2330	-0.6809
4.75	-1.4694	-1.5832
5.00	-0.9549	-0.9490

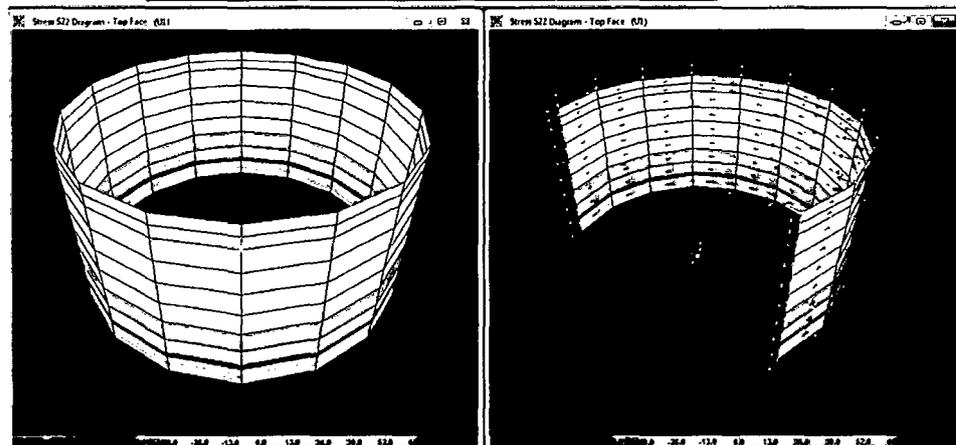


Fig.3.28 Esfuerzo S22 cara superior – Envolvente del reservorio de concreto

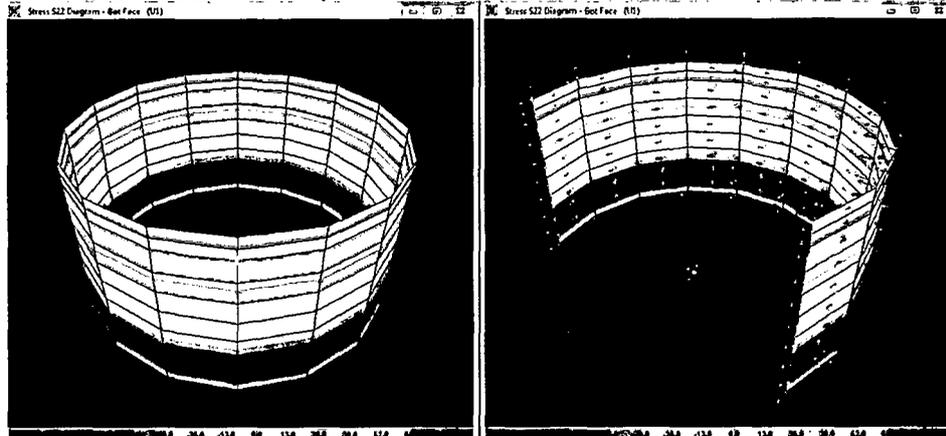


Fig.3.28 Esfuerzo S22 cara inferior – Envolvente del reservorio de concreto

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -3.714 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 3.714 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -2.003 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 4.499 Tn/m^2

Tabla 3.20 Esfuerzo por combinación de carga Envolvente dirección S23 del reservorio de concreto

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0.00	4.4985	4.4985
0.64	1.2997	1.2997
1.29	-1.9509	-1.9509
1.93	-1.3918	-1.3918
2.57	-0.4575	-0.4575
3.21	-0.0925	-0.0925
3.86	-0.0008	-0.0008
4.50	0.1042	0.1042
4.75	0.1344	0.1344
5.00	0.1095	0.1095

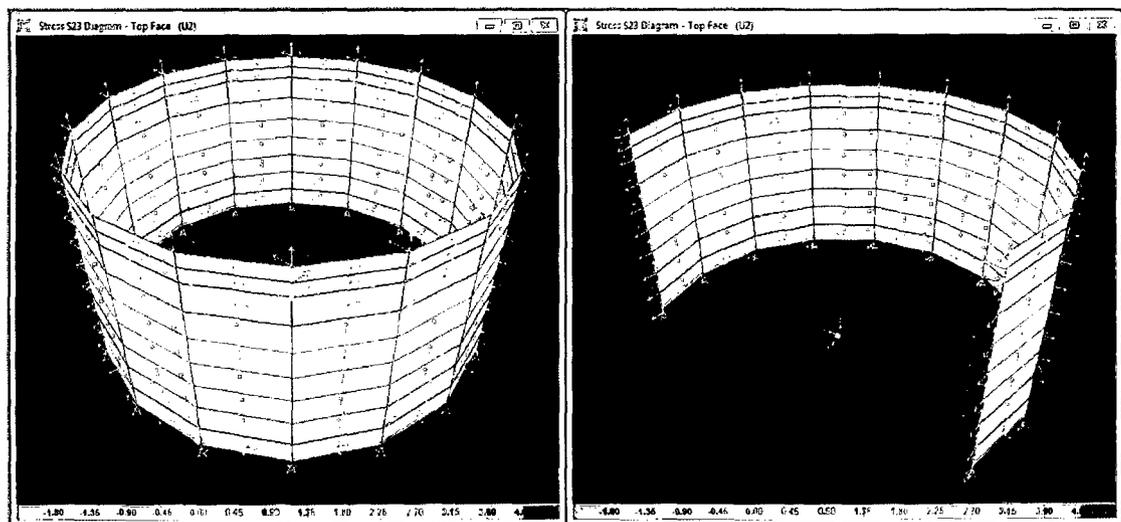


Fig.3.30 Esfuerzo S23 cara inferior y superior – Envolvente del reservorio de concreto

3.1.2 Reservorio de Acero Corrugado

3.1.2.1 Deformada debida a la presión del agua

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la presión del agua nos muestra una deformación mínima de 0.00 metros y una deformación máxima de 0.000568 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.17

Tabla 3.21 Deformaciones por presión del agua del reservorio de acero

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0	0	1.36E-17	0.00951	-6.72E-15
0.928	0.004	-1.31E-18	-0.0001	-1.05E-17	0.00169	-3.15E-14
1.856	0.0019	-1.17E-18	-0.0003	8.52E-18	-0.0022	-1.91E-14
2.784	0.0014	-4.04E-18	-0.0004	-1.82E-18	0.00095	-1.25E-14
3.712	0.0005	-5.15E-18	-0.0004	2.89E-18	-0.00256	-4.84E-15
4.64	-0.000005789	-6.56E-18	-0.0005	5.96E-19	0.00148	-7.12E+16

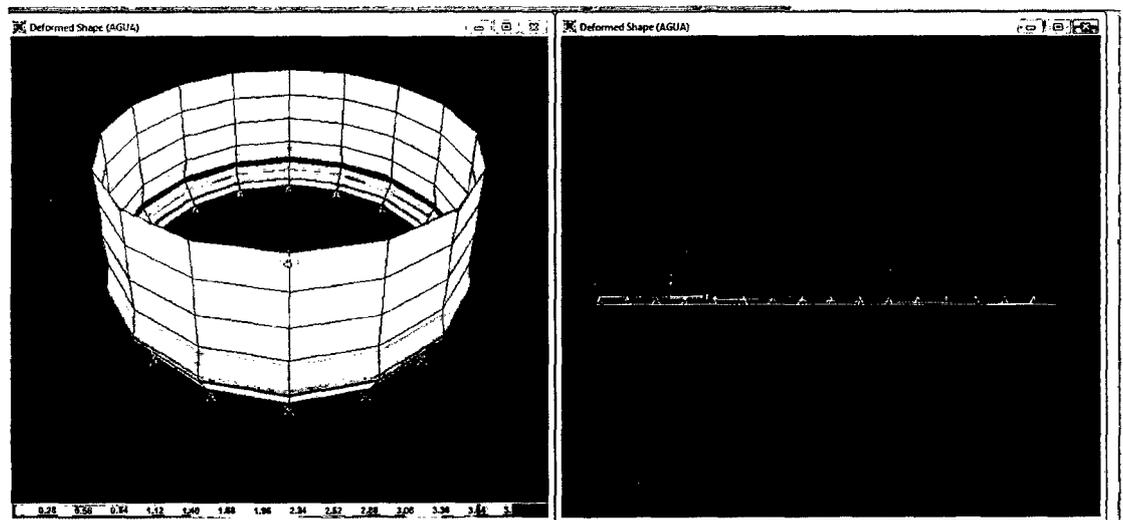


Fig.3.31 Deformada cara superior e inferior– Presión de agua del reservorio de acero

3.1.2.2 Esfuerzos debidos a la presión del agua

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -166.213 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 2771.721 Tn/m^2 .

Tabla 3.22 Esfuerzo por presión de agua dirección S11 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0	-89.6029	-166.2134
0.928	2716.3884	2650.4144
1.856	1224.0836	1242.7026
2.784	906.5021	901.1277
3.712	332.1584	336.7687
4.64	-38.6520	-2.8617

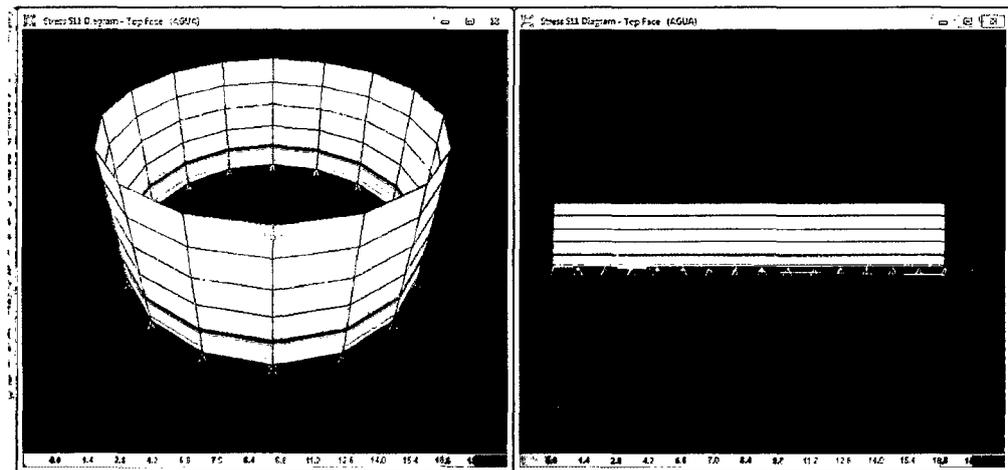


Fig.3.32 Esfuerzo S11 cara superior– Presión de agua del reservorio de acero

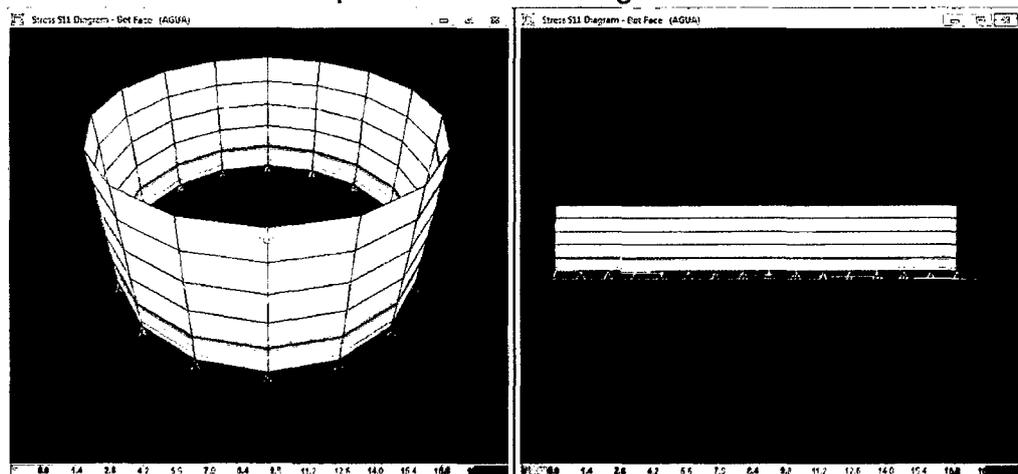


Fig.3.33 Esfuerzo S11 cara inferior– Presión de agua del reservorio de acero

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -554.045 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 617.127 Tn/m^2 .

Tabla 3.23 Esfuerzo por presión de agua dirección S22 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0	--298.6747	-554.0448
0.928	432.6852	212.7718
1.856	-111.0306	-48.9672
2.784	25.4844	7.5697
3.712	-25.4451	-9.8199
4.64	-116.2812	3.0197

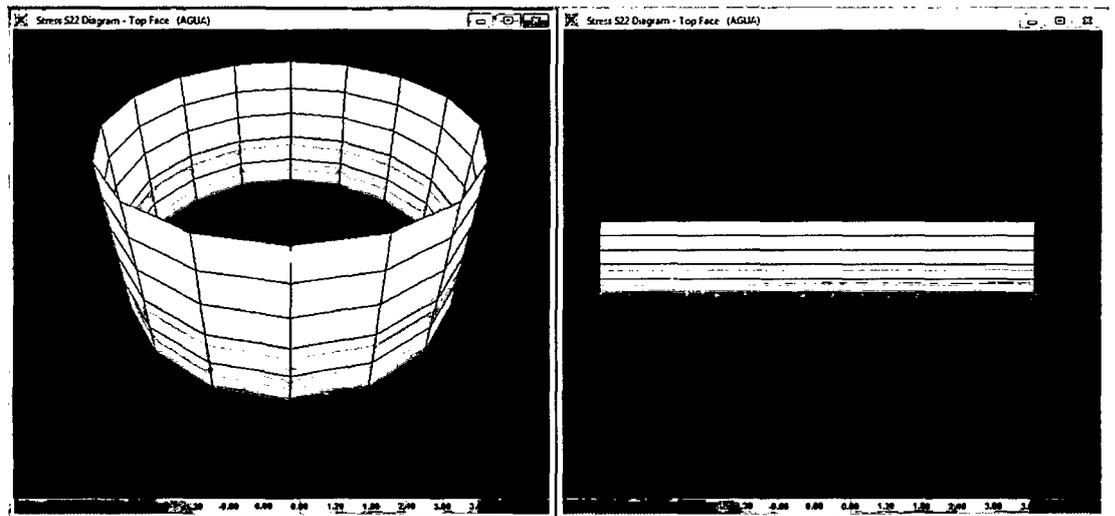


Fig.3.34 Esfuerzo S22 cara superior– Presión de agua del reservorio de acero

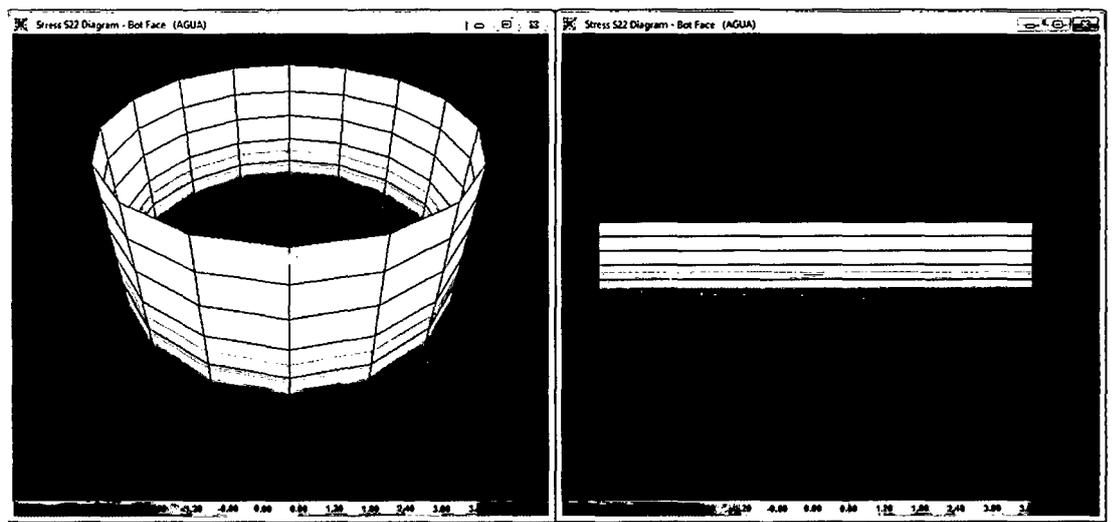


Fig.3.35 Esfuerzo S22 cara inferior– Presión de agua del reservorio de acero

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -84.907 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 84.907 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -0.063 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 0.091 Tn/m^2 .

Tabla 3.24 Esfuerzo por presión de agua dirección S23 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0	0.0906	0.0906
0.928	0.0138	0.0138
1.856	-0.0237	-0.0237
2.784	-0.0106	-0.0106
3.712	-0.0176	-0.0176
4.64	-0.0064	-0.0064

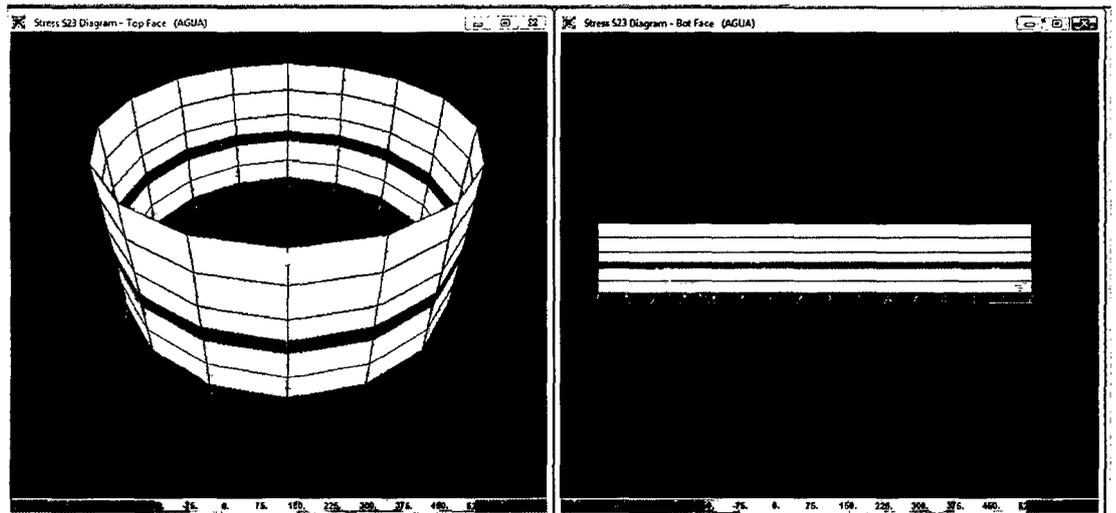


Fig.3.36 Esfuerzo S23 cara superior e inferior– Presión de agua del reservorio de acero

3.1.2.3 Deformada debida a la carga combinación de carga U1

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga U1 nos muestra una deformación mínima de 0.000 metros y una deformación máxima de 0.0006846 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.21

Tabla 3.25 Deformaciones por combinación de carga U1 del reservorio de acero

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0	0	-1.16E-03	0.00116	-2.25E-16
0.928	0.0005	5.00E-04	-2.18E-05	2.10E-04	-0.00021	-2.76E-16
1.856	0.0002	2.00E-04	-5.32E-05	2.70E-04	-0.00027	-2.49E-16
2.784	0.0002	2.00E-04	-7.09E-05	-1.20E-04	1.20E-04	-1.42E-16
3.712	6.37E-05	6.37E-05	-8.11E-05	0.00031	-3.10E-04	-5.71E-17
4.64	-5.88E-07	-5.88E-07	-8.4E-05	-1.80E-04	0.00018	-1.82E-17

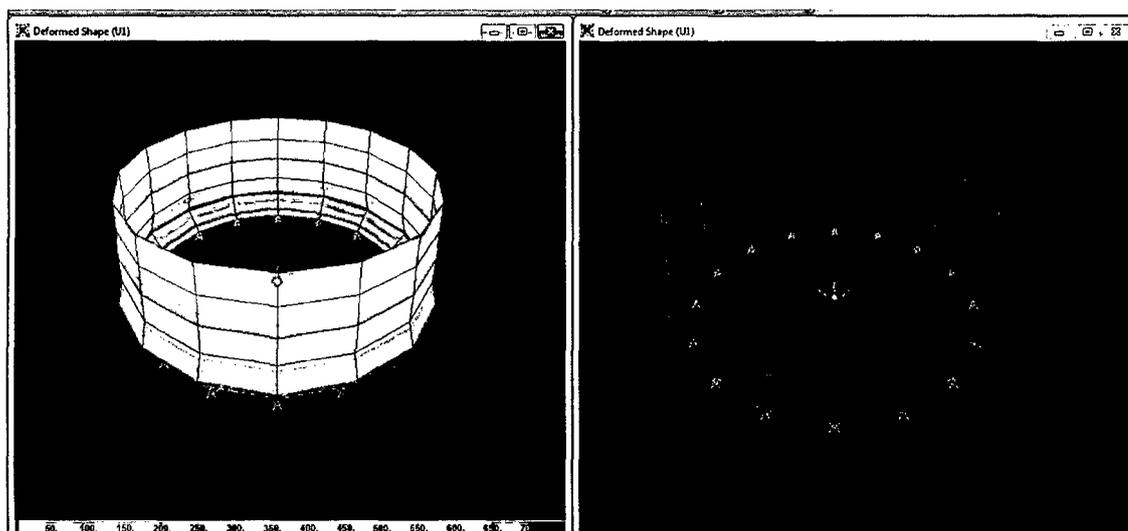


Fig. 3.37 Deformada cara inferior y superior – U1 del reservorio de acero

3.1.2.4 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U1

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -212.148 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 3329.155 Tn/m².

Tabla 3.26 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S11 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0	-119.8055	-212.1477
0.928	3263.7610	3184.2427
1.856	1467.9118	1490.3547
2.784	1088.0380	1081.5548
3.712	398.3494	403.9091
4.64	-47.1411	-3.9957

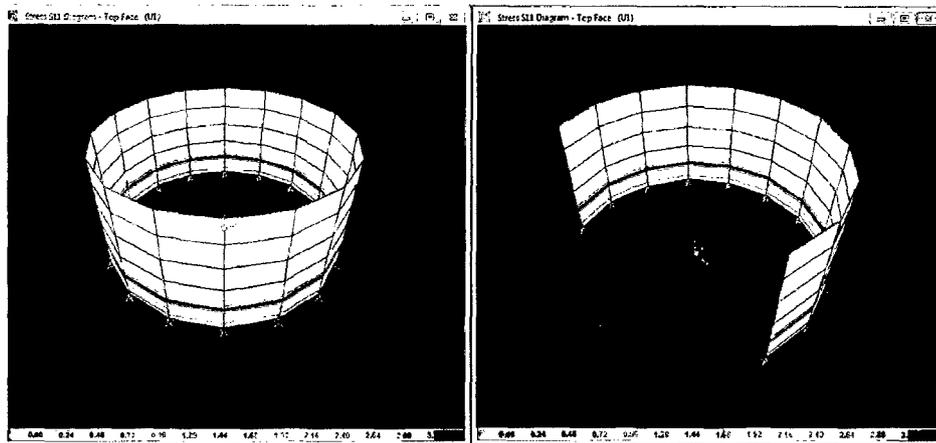


Fig. 3.38 Esfuerzo S11 cara superior – U1 del reservorio de acero

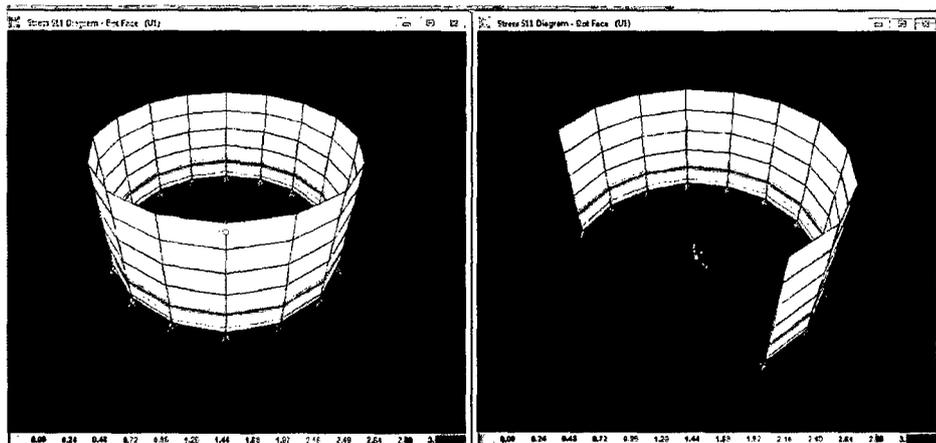


Fig. 3.39 Esfuerzo S11 cara inferior – U1 del reservorio de acero

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -707.159 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 704.530 Tn/m^2 .

Tabla 3.27 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S22 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0	-399.3517	-707.1592
0.928	486.5509	221.4898
1.856	-160.0552	-85.2455
2.784	13.2696	-8.3410
3.712	-39.4284	-20.8960
4.64	-144.5152	-0.6972

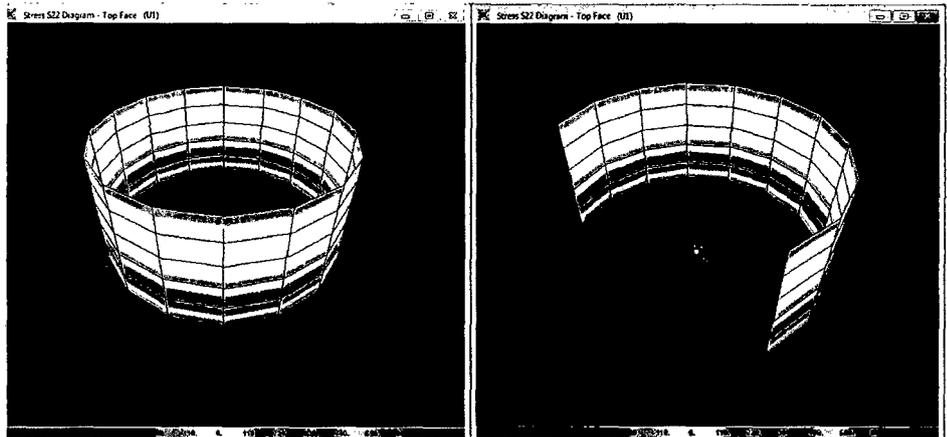


Fig. 3.40 Esfuerzo S22 cara superior – U1 del reservorio de acero

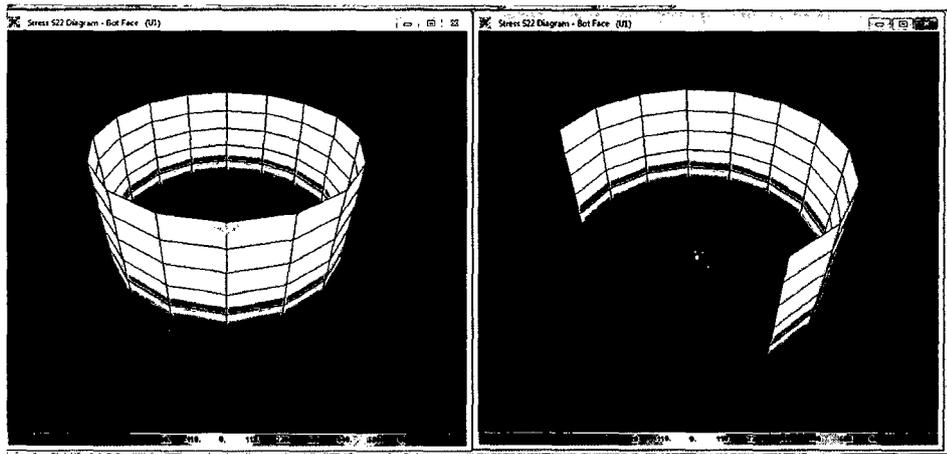


Fig. 3.41 Esfuerzo S22 cara inferior – U1 del reservorio de acero

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -102.344 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 102.344 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -0.076 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 0.109 Tn/m^2 .

Tabla 3.28 Esfuerzos por combinación de carga U1 dirección S23 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0	0.1092	0.1092
0.928	0.0166	0.0166
1.856	-0.0333	-0.0333
2.784	-0.0128	-0.0128
3.712	-0.0212	-0.0212
4.64	-0.0077	-0.0077

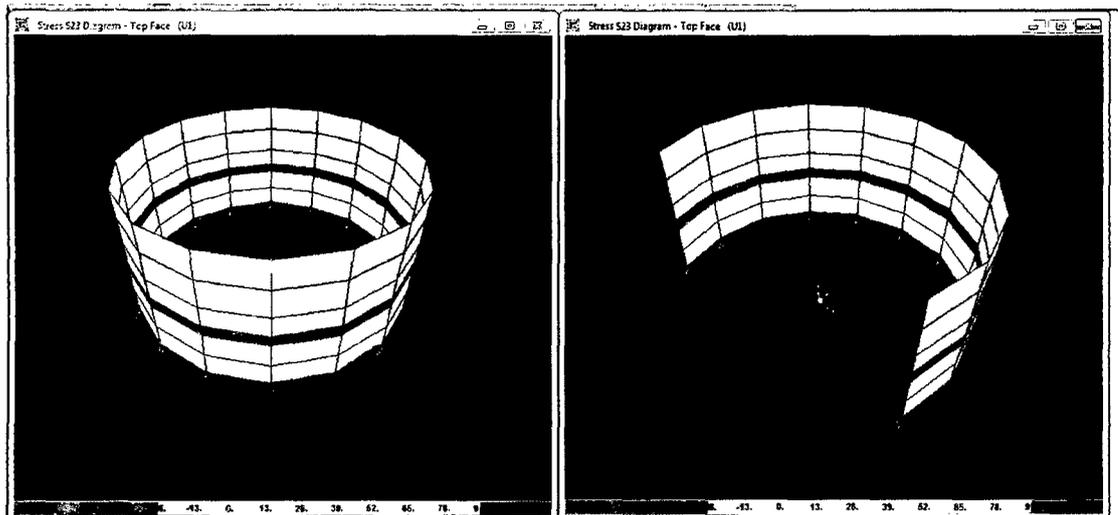


Fig. 3.42 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – U1 del reservorio de acero

3.1.2.5 Deformada debida a la carga combinación de carga U2

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga U2 nos muestra una deformación mínima de 0.000 metros y una deformación máxima de 0.00099686 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.25

Tabla 3.29 Deformaciones por combinación de carga U2 del reservorio de acero

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0	0	1.64E-03	-0.00164	5.80E-16
0.928	-0.0007	-7.00E-04	-3.02E-05	-2.90E-04	0.00029	1.13E-15
1.856	-0.0003	-3.00E-04	-7.41E-05	-3.80E-04	0.00038	9.15E-16
2.784	-0.0002	-2.00E-04	-9.88E-05	1.60E-04	-0.00016	5.06E-16
3.712	-9.00E-05	-9.00E-05	-0.0001	-4.40E-04	0.00044	2.20E-16
4.64	8.8E-07	8.8E-07	-0.0001	2.50E-04	0.00025	5.09E-17

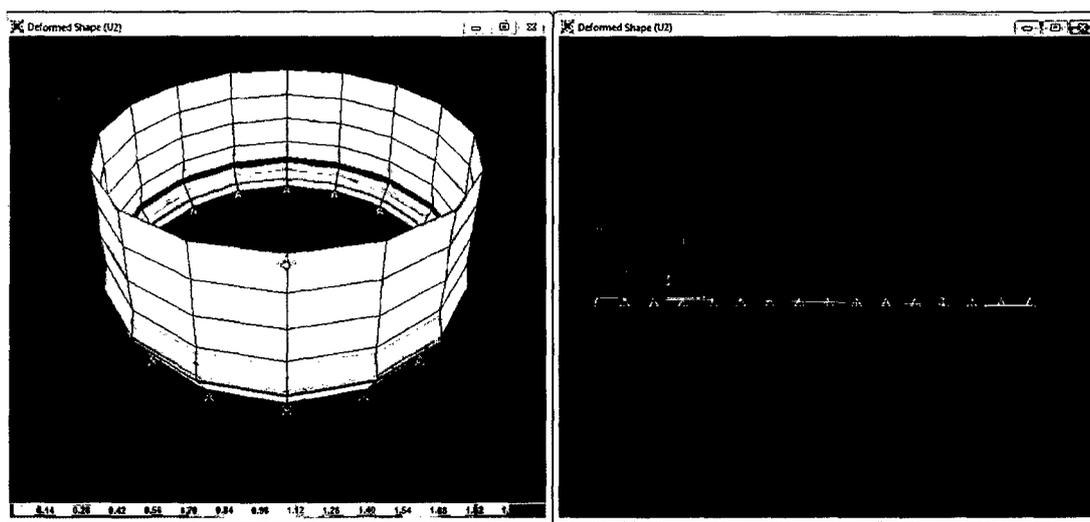


Fig. 3.43 Deformada cara inferior y superior – U2 del reservorio de acero

3.1.2.6 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga U2

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -295.255 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 4715.015 Tn/m²

Tabla 3.30 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S11 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0	-164.6067	-295.2545
0.928	4621.9552	4509.4499
1.856	2079.9536	2111.7060
2.784	1541.2891	1532.1187
3.712	564.4286	572.2935
4.64	-66.4671	-5.4266

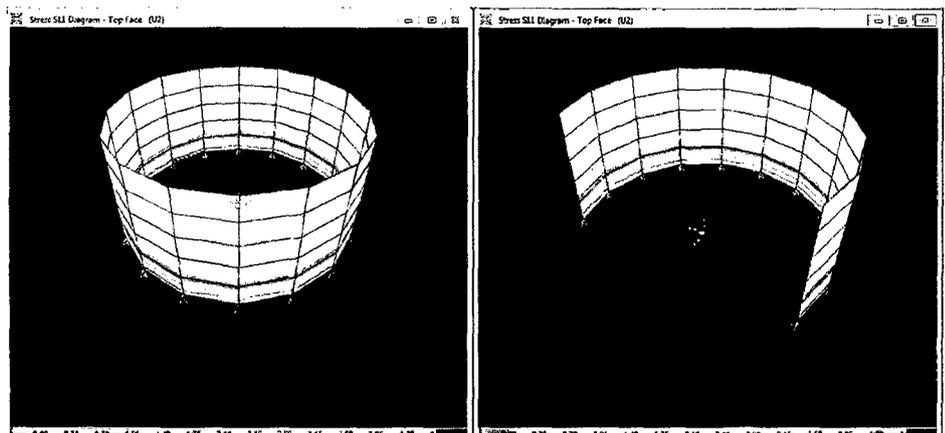


Fig. 3.44 Esfuerzo S11 cara superior – U2 del reservorio de acero

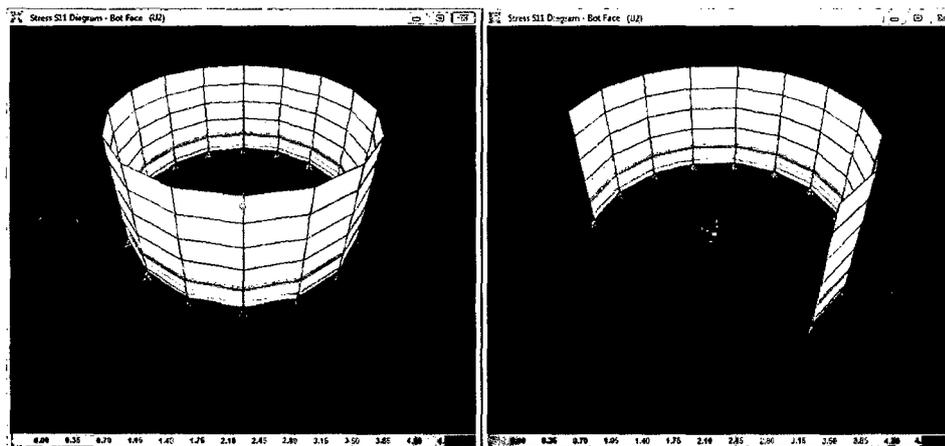


Fig. 3.45 Esfuerzo S11 cara inferior – U2 del reservorio de acero

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -984.182 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 1013.093 Tn/m^2 .

Tabla 3.31 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S22 del reservorio de acero

Altura	Cara superior	Cara interior
	S22	S22
0	-548.6891	-984.1816
0.928	702.8936	327.8757
1.856	-215.5705	-109.7291
2.784	26.0118	-4.5561
3.712	-52.1509	-25.9348
4.64	-202.6558	0.8126

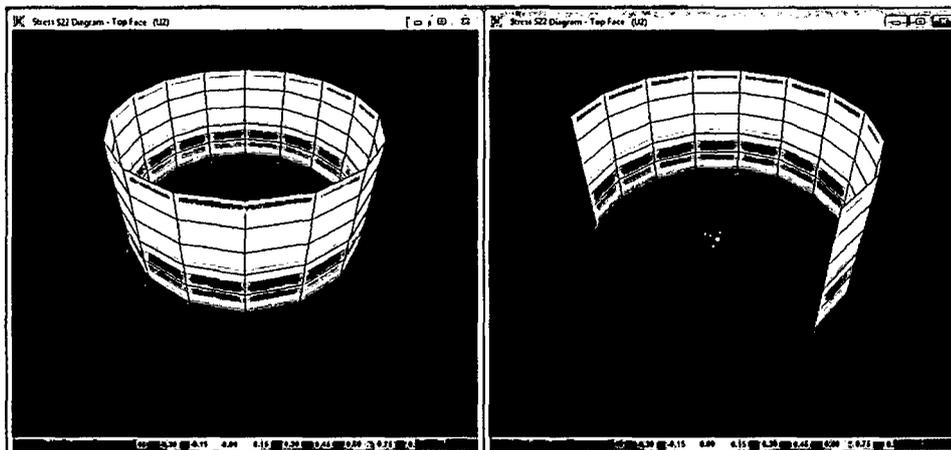


Fig. 3.46 Esfuerzo S22 cara superior – U2 del reservorio de acero

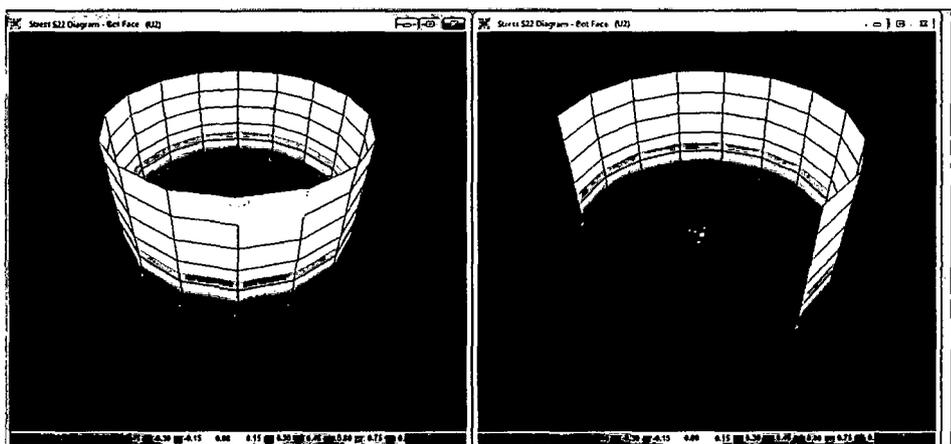


Fig. 3.47 Esfuerzo S22 cara inferior – U2 del reservorio de acero

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -144.797 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 144.797 Tn/m².
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de - 0.107 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 0.155 Tn/m².

Tabla 3.32 Esfuerzos por combinación de carga U2 dirección S23 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0	0.1545	0.1545
0.928	0.0235	0.0235
1.856	-0.0472	-0.0472
2.784	-0.0181	-0.0181
3.712	-0.0301	-0.0301
4.64	-0.0109	-0.0109

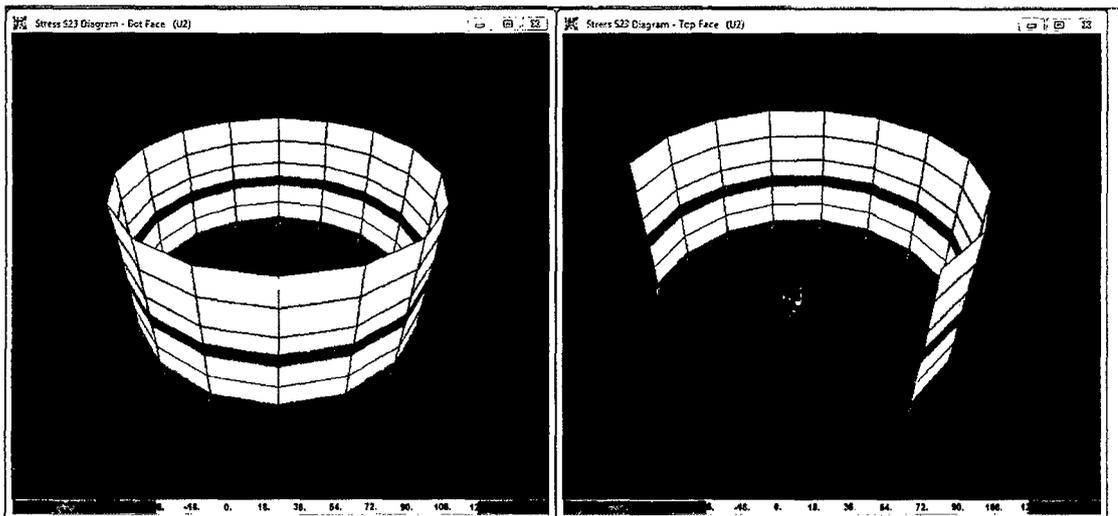


Fig. 3.48 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – U2 del reservorio de acero

3.1.2.7 Deformada debida a la carga combinación de carga US

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga US nos muestra una deformación mínima de 0.000 metros y una deformación máxima de 0.0007982 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.29

Tabla 3.33 Deformaciones por combinación de carga US del reservorio de acero

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0	0	2.70E-18	0.00191	-1.33E-15
0.928	0.0008	-2.65E-19	-0.0000251	-2.07E-18	-0.00034	-6.30E-15
1.856	0.0004	-2.33E-19	-0.0000615	1.67E-18	-0.00044	-3.81E-15
2.784	0.0003	-8.08E-19	-0.0000820	-3.27E-19	0.00019	-2.49E-15
3.712	0.0001	-1.03E-18	-0.0000939	5.34E-19	-0.00051	-9.69E-16
4.64	-9.965E-07	-1.31E-18	-0.0000971	1.57E-19	0.0003	-1.42E-16

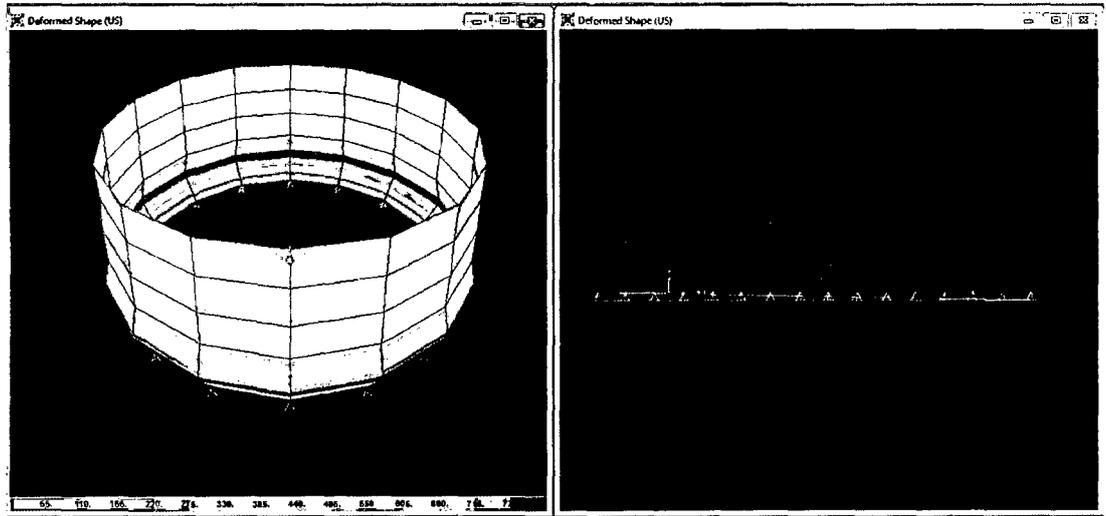


Fig. 3.49 Deformada cara inferior y superior – US del reservorio de acero

3.1.2.8 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga US

- ✓ **S11.** En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -245.390 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 3883.499 Tn/m².

Tabla 3.34 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S11 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0	-137.726	-245.3904
0.928	3807.0387	3714.3256
1.856	1712.7285	1738.8952
2.784	1269.3385	1261.7804
3.712	464.7811	471.2668
4.64	-54.8715	-4.5680

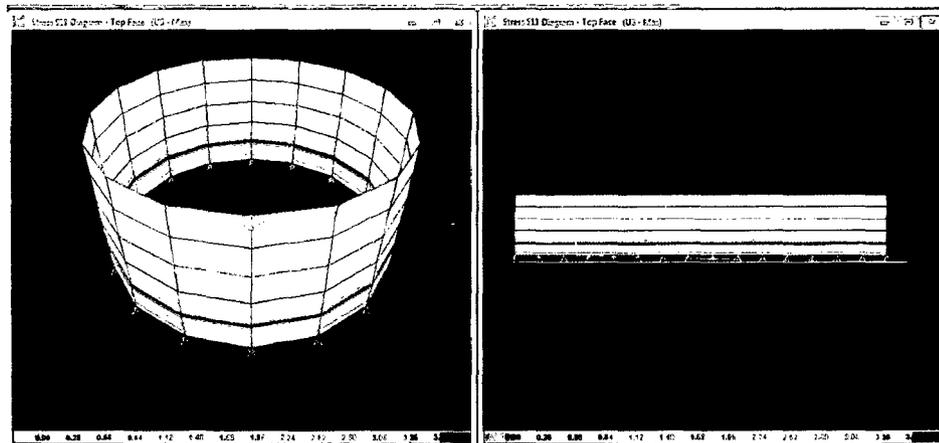


Fig. 3.50 Esfuerzo S11 cara superior – US del reservorio de acero

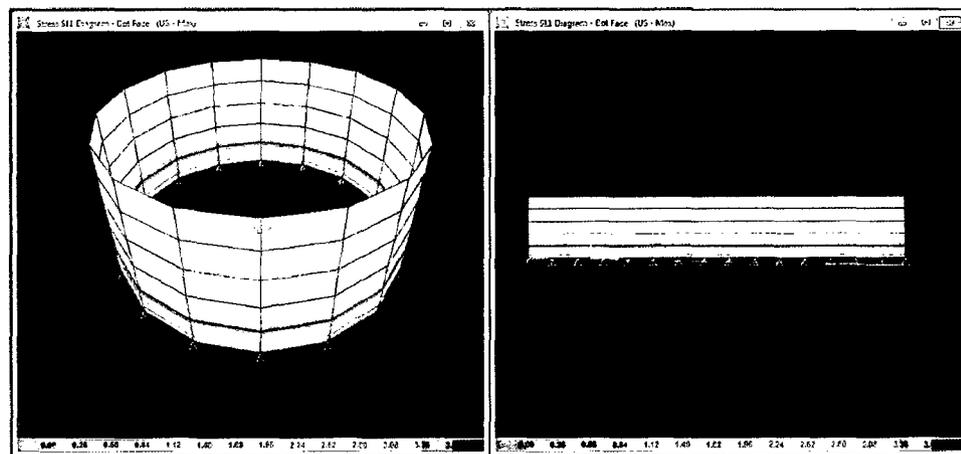


Fig. 3.51 Esfuerzo S11 cara inferior – US del reservorio de acero

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -817.968 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 827.955 Tn/m^2 .

Tabla 3.35 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S22 del reservorio de acero

Altura	Cara superior	Cara interior
	S22	S22
0	-459.0867	-817.9682
0.928	573.0880	264.0442
1.856	-182.2613	-95.0389
2.784	18.3665	-6.8270
3.712	-44.5174	-22.9116
4.64	-167.7715	-0.0932

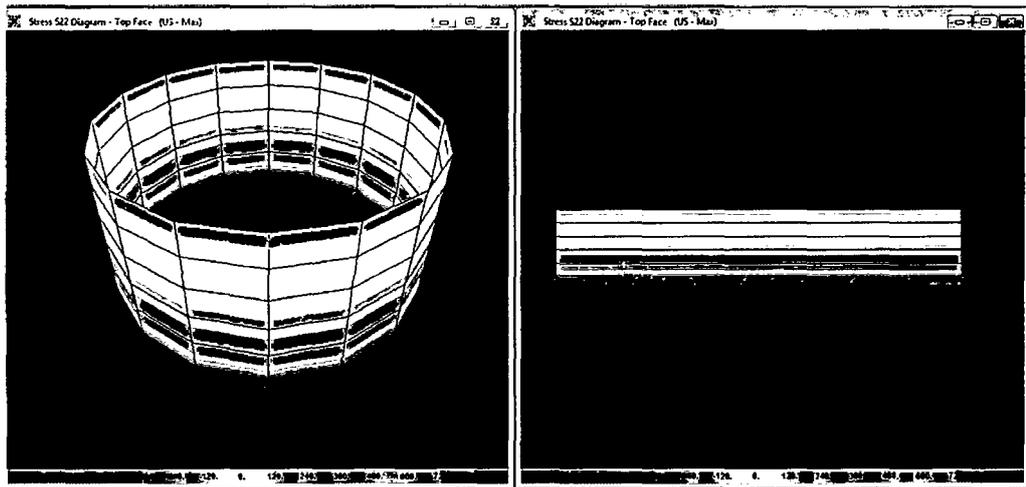


Fig. 3.52 Esfuerzo S22 cara superior – US del reservorio de acero

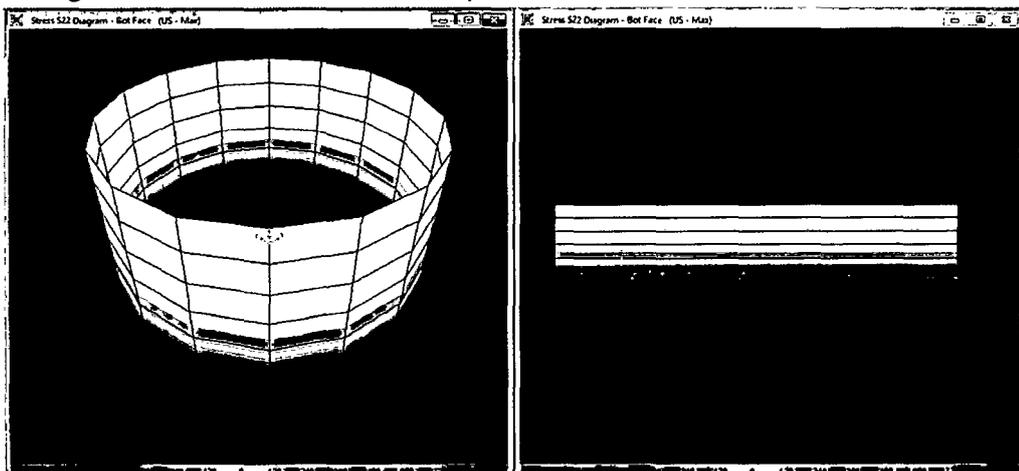


Fig. 3.53 Esfuerzo S22 cara inferior – US del reservorio de acero

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -119.325 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 119.325 Tn/m^2 .
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de -0.089 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 0.127 Tn/m^2 .

Tabla 3.36 Esfuerzos por combinación de carga US dirección S23 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0	0.1273	0.1273
0.928	0.0194	0.0194
1.856	-0.0389	-0.0389
2.784	-0.0149	-0.0149
3.712	-0.0248	-0.0248
4.64	-0.0089	-0.0089

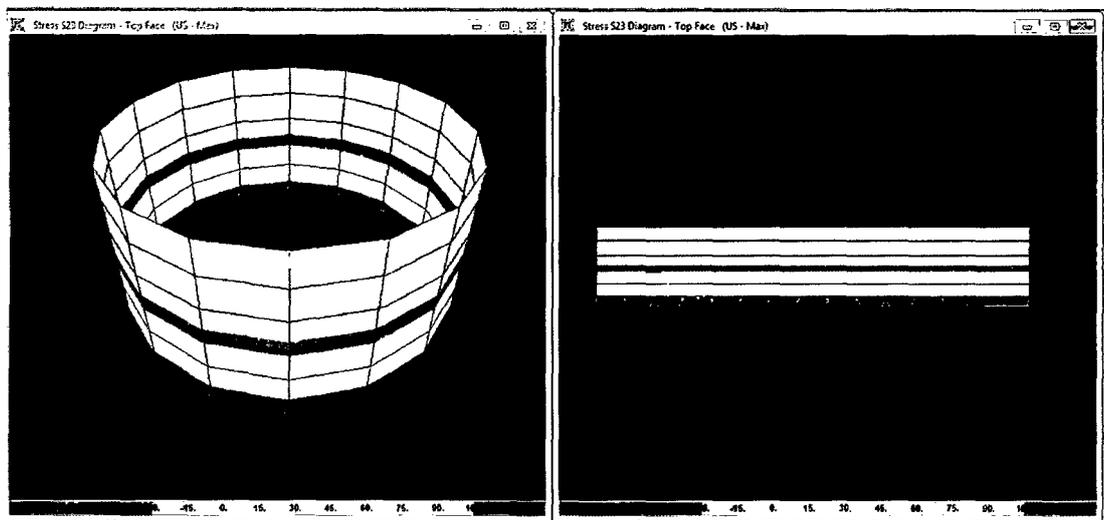


Fig. 3.54 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – US del reservorio de acero

3.1.2.9 Deformada debida a la carga combinación de Envoltente

La deformada obtenida debida a carga ejercida por la combinación de carga U2 nos muestra una deformación mínima de 0.000 metros y una deformación máxima de 0.00099686 metros, algunas de las deformaciones obtenidas se muestran en la tabla 3.25

Tabla 3.37 Deformaciones por combinación de carga Envoltente del reservorio de acero

Altura	U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0	0	1.64E-03	-0.00164	5.80E-16
0.928	-0.0007	-7.00E-04	-3.02E-05	-2.90E-04	0.00029	1.13E-15
1.856	-0.0003	-3.00E-04	-7.41E-05	-3.80E-04	0.00038	9.15E-16
2.784	-0.0002	-2.00E-04	-9.88E-05	1.60E-04	-0.00016	5.06E-16
3.712	-9.00E-05	-9.00E-05	-0.0001	-4.40E-04	0.00044	2.20E-16
4.64	8.8E-07	8.8E-07	-0.0001	2.50E-04	0.00025	5.09E-17

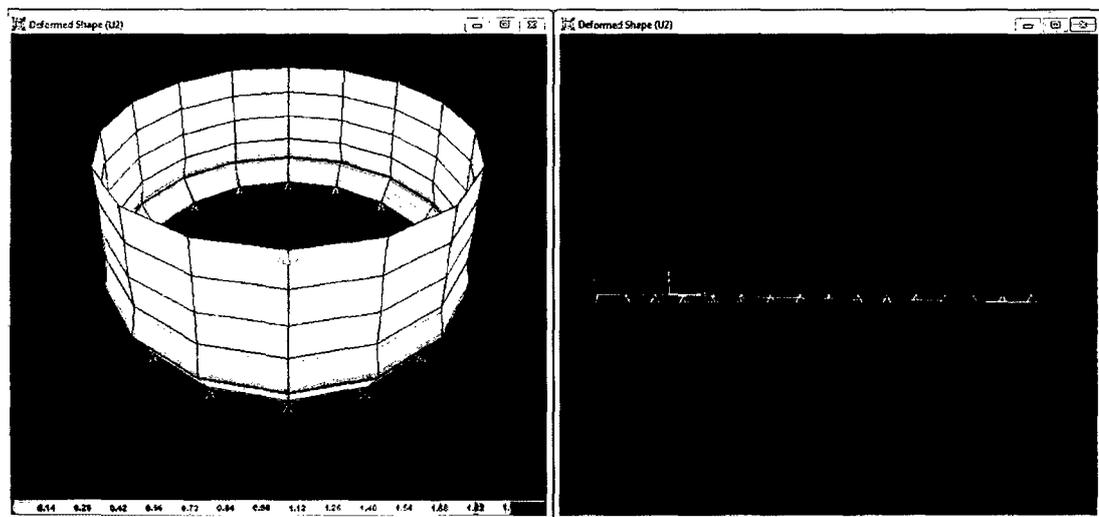


Fig. 3.55 Deformada cara inferior y superior – Envoltente del reservorio de acero

3.1.2.10 Esfuerzos debida a la carga combinación de carga Envoltente

- ✓ S11. En la dirección S11 tenemos un esfuerzo mínimo de -295.255 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 4715.015 Tn/m²

Tabla 3.38 Esfuerzos por combinación de carga Envoltente dirección S11 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S11	S11
0	-164.6067	-295.2545
0.928	4621.9552	4509.4499
1.856	2079.9536	2111.7060
2.784	1541.2891	1532.1187
3.712	564.4286	572.2935
4.64	-66.4671	-5.4266

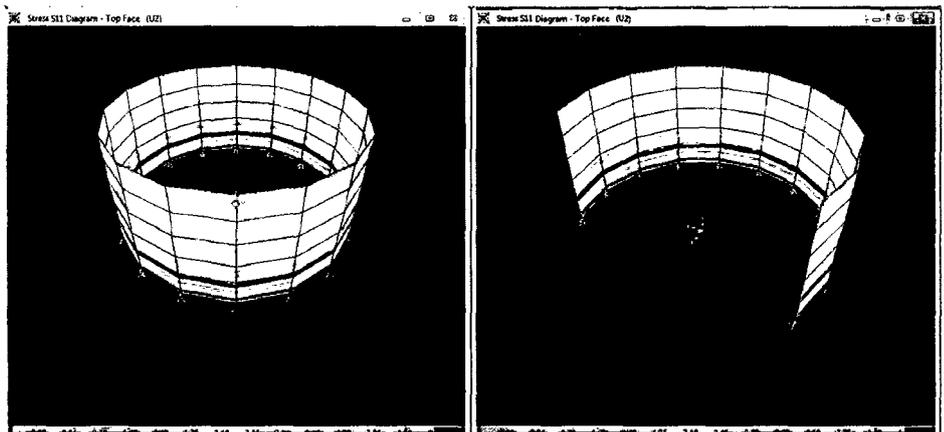


Fig. 3.56 Esfuerzo S11 cara superior – Envoltente del reservorio de acero

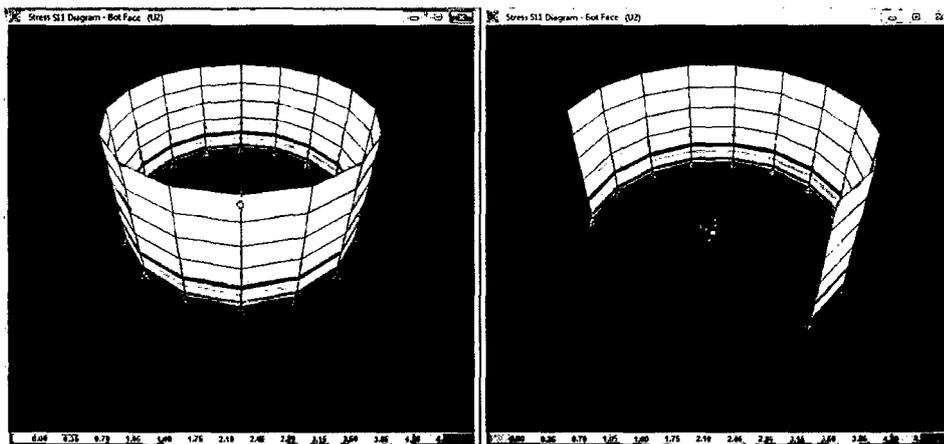


Fig. 3.57 Esfuerzo S11 cara inferior – Envoltente del reservorio de acero

- ✓ **S22.** En la dirección S22 tenemos un esfuerzo mínimo de -984.182 Tn/m^2 y un esfuerzo máximo de 1013.093 Tn/m^2 .

Tabla 3.39 Esfuerzos por combinación de carga Envolvente dirección S22 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S22	S22
0	-548.6891	-984.1816
0.928	702.8936	327.8757
1.856	-215.5705	-109.7291
2.784	26.0118	-4.5561
3.712	-52.1509	-25.9348
4.64	-202.6558	0.8126

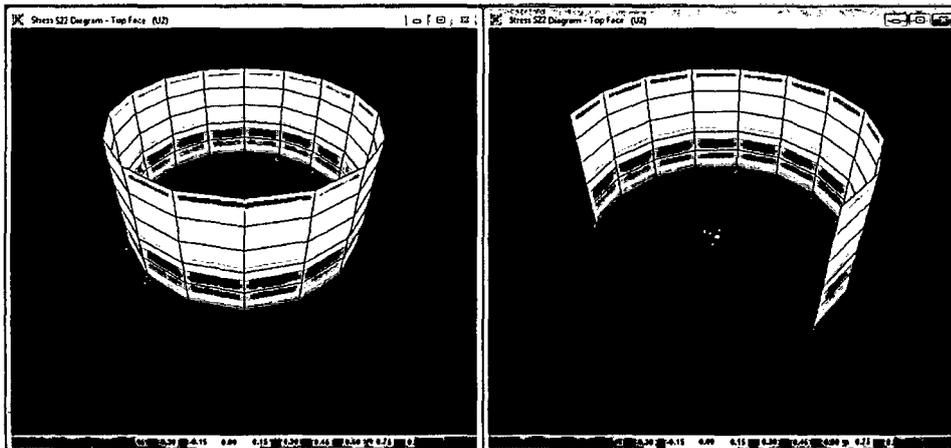


Fig. 3.58 Esfuerzo S22 cara superior – Envolvente del reservorio de acero

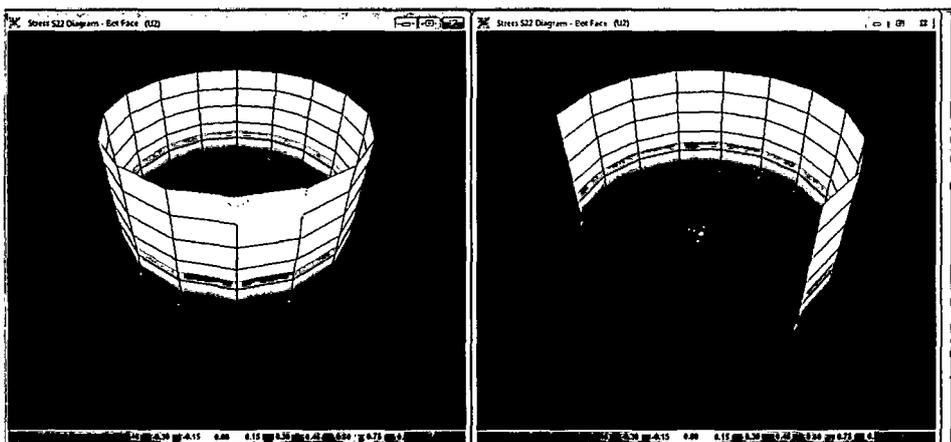


Fig. 3.59 Esfuerzo S22 cara inferior – Envolvente del reservorio de acero

- ✓ **S12.** En la dirección S12 tenemos un esfuerzo mínimo de -144.797 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 144.797 Tn/m².
- ✓ **S23.** En la dirección S23 tenemos un esfuerzo mínimo de - 0.107 Tn/m² y un esfuerzo máximo de 0.155 Tn/m².

Tabla 3.40 Esfuerzos por combinación de carga Envolvente dirección S23 del reservorio de acero

	Cara superior	Cara interior
Altura	S23	S23
0	0.1545	0.1545
0.928	0.0235	0.0235
1.856	-0.0472	-0.0472
2.784	-0.0181	-0.0181
3.712	-0.0301	-0.0301
4.64	-0.0109	-0.0109

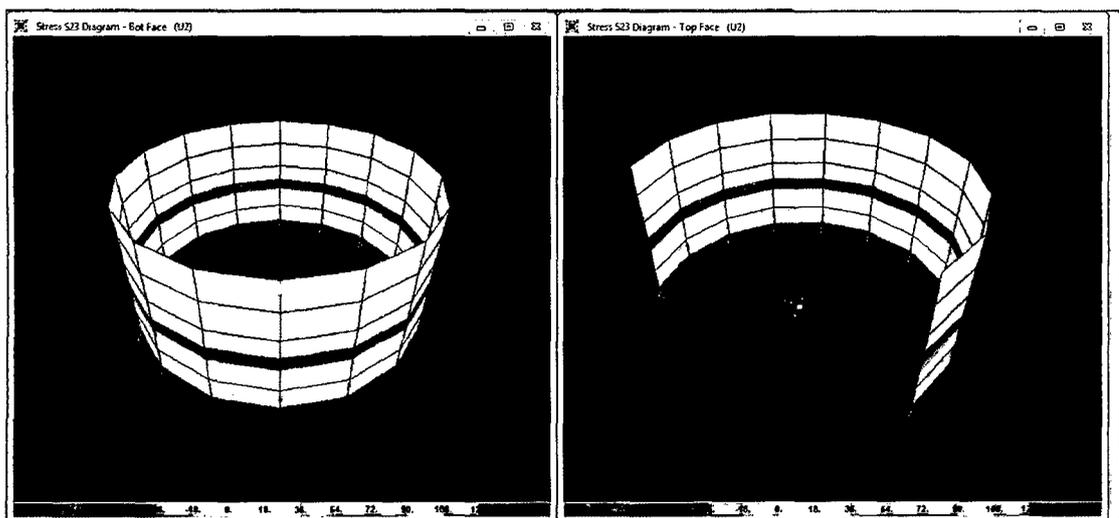


Fig. 3.60 Esfuerzo S23 cara superior e inferior – Envolvente del reservorio de acero

3.2 Análisis de la Investigación.

Después de realizar el análisis en el programa SAP2000 V.15 – Educacional y haber presentado los resultados en todas las combinaciones de carga propuestas en los ítem 1.2.7 y 1.2.8, presentaremos el análisis de las deformaciones y los esfuerzos mostrándolos en sus máximos valores y comparándolos entre ambos reservorios.

De la tabla 3.41 vemos que el reservorio de concreto tiene la menor deformación.

Tabla 3.41 Deformación máxima debida a la presión de agua

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	Presión del agua	Presión del agua
Deformación Máxima (m)	0.00001643	0.000568

De la tabla 3.42 vemos que el reservorio de concreto tiene la menor deformación.

Tabla 3.42 Deformación máxima debida a la combinación U1

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	U1=1.4 CM+1.4 CL	U1=1.2 CM+1.6 CV
Deformación Máxima (m)	0.00002353	0.0006846

De la tabla 3.43 vemos que el reservorio de concreto tiene la menor deformación.

Tabla 3.43 Deformación máxima debida a la combinación U2

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	U2=1.2 CM+1.6CV+1.2CL	U2=1.2 CM+1.6CV+0.5CL
Deformación Máxima (m)	0.00002017	0.00099686

De la tabla 3.44.vemos que el reservorio de concreto tiene la menor deformación.

Tabla 3.44 Deformación máxima debida a la combinación US

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	US= CM+CV+CL+CS	US= 1.2CM+0.5CV+0.2CL+CS
Deformación Máxima (m)	0.00001709	0.0007982

De la tabla 3.45.vemos que el reservorio de concreto tiene la menor deformación.

Tabla 3.45 Deformación máxima debida a la combinación Envolvente

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	Envolvente= U1+U2+U3	Envolvente= U1+U2+U3
Deformación Máxima (m)	0.00002353	0.00099686

De la tabla 3.46.vemos que el reservorio de concreto los esfuerzos actuantes son menores.

Tabla 3.46 Esfuerzos máxima debida a la presión del agua

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	Presión del agua	Presión del agua
Esfuerzo actuante máximo dirección S11 (tn/m2)	80.243	2771.721
Esfuerzo actuante máximo dirección S22 (tn/m2)	64.572	617.127
Esfuerzo actuante máximo dirección S12 (tn/m2)	2.601	84.907
Esfuerzo actuante máximo dirección S23 (tn/m2)	3.151	0.091

De la tabla 3.47.vemos que el reservorio de concreto los esfuerzos actuantes son menores.

Tabla 3.47 Esfuerzos máxima debida a la combinación U1

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	U1=1.4 CM+1.4 CL	U1=1.2 CM+1.6 CV
Esfuerzo actuante máximo dirección S11 (tn/m ²)	112.458	3329.155
Esfuerzo actuante máximo dirección S22 (tn/m ²)	74.857	704.53
Esfuerzo actuante máximo dirección S12 (tn/m ²)	3.714	102.344
Esfuerzo actuante máximo dirección S23 (tn/m ²)	4.499	0.109

De la tabla 3.48.vemos que el reservorio de concreto los esfuerzos actuantes son menores.

Tabla 3.48 Esfuerzos máxima debida a la combinación U2

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	U2=1.2 CM+1.6CV+1.2CL	U2=1.2 CM+1.6CV+0.5CL
Esfuerzo actuante máximo dirección S11 (tn/m ²)	96.399	4715.015
Esfuerzo actuante máximo dirección S22 (tn/m ²)	64.163	1013.093
Esfuerzo actuante máximo dirección S12 (tn/m ²)	3.183	144.797
Esfuerzo actuante máximo dirección S23 (tn/m ²)	3.856	0.155

De la tabla 3.49.vemos que el reservorio de concreto los esfuerzos actuantes son menores.

Tabla 3.49 Esfuerzos máxima debida a la combinación US

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	US= CM+CV+CL+CS	US= 1.2CM+0.5CV+0.2CL+CS
Esfuerzo actuante máximo dirección S11 (tn/m ²)	80.66	3883.499
Esfuerzo actuante máximo dirección S22 (tn/m ²)	54.207	827.955
Esfuerzo actuante máximo dirección S12 (tn/m ²)	3.767	119.325
Esfuerzo actuante máximo dirección S23 (tn/m ²)	3.239	0.127

De la tabla 3.50.vemos que el reservorio de concreto los esfuerzos actuantes son menores.

Tabla 3.50 Esfuerzos máxima debida a la combinación Envolverte

Reservorio	Concreto	Acero
Combinación de Carga	Envolverte= U1+U2+U3	Envolverte= U1+U2+U3
Esfuerzo actuante máximo dirección S11 (tn/m ²)	112.458	4715.015
Esfuerzo actuante máximo dirección S22 (tn/m ²)	74.857	1013.093
Esfuerzo actuante máximo dirección S12 (tn/m ²)	3.714	144.797
Esfuerzo actuante máximo dirección S23 (tn/m ²)	4.499	0.155

- ✓ Para el control del agrietamiento en el reservorio de concreto se considera la deformación de la combinación de carga por servicio;

US= CM+CV+CA+CS. La deformación máxima es de 0.00001709 metros.

3.3 Contrastación de la hipótesis

Hipótesis: Los reservorios de concreto armado tienen mejor comportamiento estructural que los reservorios de planchas de acero corrugado

El comportamiento estructural encontrado en la presente investigación fue teniendo en cuenta las variables de esfuerzo y deformación, ambas variables tuvieron un carácter cuantitativo. En los resultados obtenidos se encontró que la deformación del reservorio de concreto armado es menor a la deformación del reservorio con planchas de acero corrugado. La variable esfuerzo actuante en las diferentes combinaciones de carga estudiados encontramos que el reservorio de concreto armado tiene un mejor comportamiento que el reservorio de acero de planchas de acero corrugado.

Por lo tanto cabe concluir que la Hipótesis es Aceptable.

CONCLUSIONES

- ✓ En el tema central, se observó que el reservorio de concreto armado muestra una deformación de 0.00002353 y el reservorio de planchas de acero corrugado una deformación de 0.00099686 metros. Haciendo mostrar que el reservorio de concreto armado tiene un mejor comportamiento estructural.
- ✓ El esfuerzo máximo para el reservorio de concreto armado es de 112.458 Tn/m². en la dirección S11.
- ✓ El esfuerzo máximo para el reservorio de planchas de acero corrugado es de 4715.015Tn/m². en la dirección S11.
- ✓ El esfuerzo máximo para el reservorio de concreto armado es de 74.857 Tn/m². en la dirección S22.
- ✓ El esfuerzo máximo para el reservorio de planchas de acero corrugado es de 1013.093 /m². en la dirección S22.
- ✓ Los esfuerzos obtenidos de las diferentes combinaciones de cargas son menores en el reservorio o concreto armado, ver tabla 3.50
- ✓ La deformación máxima del reservorio de concreto de la combinación de carga por servicio es de 0.00001709 metros.

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover la investigación en el efecto dinámico en los reservorios de concreto armado y los reservorios de planchas de acero corrugado.
- ✓ Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover el estudio del comportamiento estático de los reservorios estudiados pero considerando la cobertura en ambos reservorios.
- ✓ Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover la investigación de la cimentación de los reservorios estudiados.
- ✓ No fue tema de estudio desarrollar un análisis económico de las diferencias provocadas por el uso de ambos material, por ello se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover la investigación de los rendimientos y costos en la instalación de los reservorios de planchas de acero corrugado.
- ✓ Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover la investigación en la comparación de los costos de instalación de los reservorios de concreto y planchas de acero corrugado.
- ✓ Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca promover la investigación en la comparación estructural con las diferentes combinaciones en la elaboración del espectro respuesta dentro del SAP2000 V.15 – Educacional.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ✓ Pavón, Víctor 2001. Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos
- ✓ Agúero, Roger 2004. Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados. Lima
- ✓ “Guía para el Diseño y Construcción de Reservorios Apoyados”, Organización Panamericana de la Salud, 2004.
- ✓ “Guía de diseño para captación del agua de lluvia”, Organización Panamericana de la Salud, 2004.
- ✓ Acero, José 2005. Análisis dinámico de reservorios superficiales, circulares y rectangulares. Ayacucho
- ✓ Hernández, Sergio 2007. Comparación del diseño sísmico de estanques de acero según normas norteamericana, neozelandesa y las recomendaciones Chilenas. Concepción -Chile
- ✓ Canchari, Edmundo 2009. Extensión para el modelamiento, análisis y diseño automatizado de reservorios circulares en sap2000. Chiclayo
- ✓ Herrera, Luis 2010. Estudio de alternativas, para el uso sustentable del agua de lluvia. México D.F
- ✓ Grupo Arivte. Análisis y diseño de un reservorio apoyado de concreto armado para una capacidad de 115 m³, fue desarrollado según los reportes del ACI 350. Consultado el 10 ene. 2013 Disponible en <http://es.scribd.com/doc/23535321/Analisis-y-Diseno-de-un-Reservorio-de-C%C2%BA-A%C2%BA-de-CAP-115-m3>
- ✓ Norma Técnica E.020 Cargas, 2006. Perú.
- ✓ Norma Técnica E.060 Concreto Armado, 2009. Perú.
- ✓ Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente, 2009. Perú.

- ✓ Norma Técnica E.090 Estructuras Metálicas, 2006. Perú.
- ✓ James G. MacGregor, 1997. Reinforced Concrete – Mechanics and Design. 3ra. Edición. Prentice Hall.
- ✓ José Calavera Ruiz, 1999. Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. Ediciones Intemac, Madrid.
- ✓ Gianfranco Ottazzi Pasino, 2004. Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado, Lima.
- ✓ Portland cement Association (PCA). “Circular Concrete Tanks Without Prestressing
- ✓ American Concrete Institute, 2007. Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-06)
- ✓ Programa SAP2000 - Educacional para Windows Versión 15
- ✓ Hurtado de Barrera, J. 2008. Notas del Módulo V: “La Investigación Holística”. Diplomado Internacional Proyectos de Investigación Científica y Humanística. Universidad Nacional de Cajamarca

ANEXOS



Consortio Mega-Manantial
A3SP

ANEXO 1

FLUOR 11A3SP11
DOC. NO. REC'D: 12-APR-2012
K-031-00760-1
EQUIP/TAG NUMBER
N/A

A3SP-K031-7140-IFC-55-SK-002-46
Ene-2012

SERVICIOS MINEROS INC.
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS
PROYECTO CONGA
ESTANQUE ANOXICO

REV.	FECHA	EMITIDO PARA	REA.	FIRMA	APR.	FIRMA
B	01/2012	Aprobación	T.L.B.	<i>[Signature]</i>	J.L.F.	<i>[Signature]</i>

A – PROCEED

FLUOR.

Authorization to proceed does not relieve Contractor/Supplier of its responsibility or liability under the Contract and or Purchase Order.

By Luis Bugueño R. at 8:09 am, 02 May 2012



ARCHIVO	: A3SP-K031-7140-IFC-55-SK-002-46
PROVEEDOR	: Manantial
EQUIPO	: Estanque Anóxico
Nº TAG	: 1800-TE-01/02/03/04
Nº UNIDADES	: 4
UBICACIÓN	: Radier Estanque Anóxico
MARCA	: Buwa Tanks
MODELO Y TIPO	: WSEAVC
FABRICANTE	: Buwa Tanks
PAIS FABRICACIÓN	: Holanda
SITIO DE FABRICACIÓN	: Almkerk
BREVE DESCRIPCIÓN	: Estanque modular metálico corrugado de 9,40 m de diámetro.
ESTANQUE MODULARES BUWATEC	: Panel corrugado galvanizado y recubiertos con Plastisol.
NORMAS DE FABRICACIÓN	: Norma Europea DIN-EN 10147 : CE (Norma Alemana B6-543-246) : Norma ISO 7253 y 3231
PARAMETROS DE DISEÑO	: Capacidad total: 322 m3 : Capacidad útil: 298 m3
DIMENSIONES	: Diámetro 9,40 m. Altura total: 4,64
MATERIALES	: Acero Galvanizado
ESPESOR DE LA PLANCHA	: 1.0 A 2.0 mm.
LINER (funda interior)	: HDPE espesor 0.5 mm
RECUBRIMIENTOS	: Protección de Zinc-Cobalto de alto



	grado por ambas caras.
VELOCIDAD DE FUNCIONAMIENTO	: N/A
CARACTERISTICAS ELÉCTRICAS	
Velocidad	: N/A
Voltaje	: N/A
Fases	: N/A
Frecuencia	: N/A
Aislamiento	: N/A
Potencia	: N/A
Factor de servicio	: N/A
otros datos relevantes	: N/A
ELEMENTOS TÉRMICOS INVOLUCRADOS	: N/A
CALIDAD DE CONTROL DE VIBRACIÓN	: N/A
PESO DE LAS COMPONENTES INDIVIDUALES	:
CAPACIDADES DE TRABAJO Y OPERACIÓN	: continua
MANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	: No
ELEMENTOS DE REPOSICIÓN NECESARIOS	: N/A
REPUESTOS REQUERIDOS	: Según manual de operación
FRECUENCIA DE REPOSICIÓN	: Sobre 20 a 30 AÑOS
REQUERIMIENTOS DE MANTENCIÓN	: Según manual de operación
FRECUENCIA DE MANTENCIÓN	: Según manual de operación



Mega Manantial

Consortio Mega-Manantial
A3SP

A3SP-K031-7140-IFC-55-SK-002-46
Ene-2012

SISTEMA DE CONTROL	: N/A
INCLUYE	: Colchonetas de protección en la base y contorno interior : Kit de instalación : Certificados de origen

