

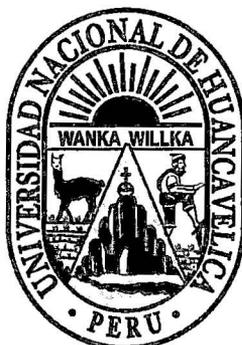
"AÑO DE LA DIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA

(Creada por Ley N°. 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL - AMBIENTAL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



[Handwritten signature]
V.B

TESIS

"DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO DE RESERVORIO CIRCULAR DE 250 M³
PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE
PAUCARA, PROVINCIA DE ACOBAMBA, REGIÓN DE HUANCVELICA"

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
ESTRUCTURAS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. LAZO JURADO, Gloria Denisse

ASESOR:

Lic. SURICHAQUI GUTIERREZ, Franklin

LIRCAY - HUANCVELICA

2015



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELLA
CERTIFICO: QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL
DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA
HUANCAYELLA

[Signature]
ING. VICTOR ROBERTO MAMANI MACHACA
Secretario General



ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS
19 AGO. 2015

EN LA FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS CIVIL AMBIENTAL EN
EL PORMINPIO DE LA FIMCA, ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA
CIVIL - LIRCAY, A LOS NUEVE DIAS DEL MES DE JULIO DEL AÑO 2015,
SIENDO LAS 10.00 A.M, SE INSTALO LOS MIEMBROS DEL JURADO EN BASE
A LA RESOLUCION DE CONSEJO DE FACULTAD N° 046-2015-FIMCA-UMH DE
FECHA 24 DE JUNIO DEL 2015 EN LA CUAL SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO: APROBAR LA FECHA Y HORA PARA LA SUSTENTACION
DE TESIS POR SEGUNDA VEZ PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL CUYO TITULO ES " DISEÑO Y ANALISIS SISMICO DE
RESERVOIRO CIRCULAR DE 250M³ PARA EL ABASTECIMIENTO DE OBUA
POTABLE EN EL DISTRITO DE PAUCORA, PROVINCIA DE ALOSOMBA, REGION
DE HUANCAYELLA " SIENDO EL RESPONSABLE DEL PROYECTO EL BACHILLER
LAZO JURADO, GLORIA DENISSE Y MIEMBROS DEL JURADO:

ING. ENRIQUE RICARDO CAMAC OTERO COMO PRESIDENTE, ING. NARUI
NARUI CASPA COMO SECRETARIO Y EL ING. ANDRES NADHU CASPAR COMO
VOCAL, CON LA FINALIDAD DE EVALUAR LA SUSTENTACION DE LA
TESIS REFERIDA, INMEDIATAMENTE DESPUES SE PROCESO CON LA
SUSTENTACION Y LA INTERVENCION DEL PRESIDENTE DANDO LAS
INDICACIONES CORRESPONDIENTES PARA DAR LUGAR A LA SUSTENTACION,
DANDO EL TIEMPO DE TREINTA MINUTOS PARA LA SUSTENTACION,
SEGUIENTEMENTE TERMINANDO LA SUSTENTACION, SE PROCESO A LA
FORMULACION DE PREGUNTAS PERTINENTES, LAS CUALES FUERON RESUELTAS
POR EL TESISISTA.

LOS MIEMBROS DEL JURADO DESPUES DE UN INTENTO OBRADO SE RESUELVE
APROBAR LA SUSTENTACION DE TESIS POR UNANIMIDAD SIENDO LAS 11.00 A.M
DEL DIA 9 DE JULIO DEL 2015 EN SENAL DE CONFORMIDAD FIRMAN
AL PIE DEL PRESENTE.

[Signature]
ING. ENRIQUE CAMAC OTERO
PRESIDENTE

[Signature]
ING. NARUI NARUI CASPA
SECRETARIO

[Signature]
ING. NARUI CASPAR A.
VOCAL

DEDICATORIA

A Dios, que con su infinita, bondad y amor, ha iluminado mi camino en los momentos de debilidad y me ha brindado una vida llena de aprendizajes, experiencias y felicidad.

A la memoria de mi padre A.R.L.P., que con su ejemplo y sabiduría, me regalo los días más felices de mi vida.

A mi madre, por su apoyo incondicional en cada etapa de mi formación profesional y por la confianza que me brinda en todo aspecto.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por cuidarme y protegerme de las malas influencias y darme la oportunidad de haber logrado esta meta.

A mis padres Teófila Jurado y Ángel Lazo (†), por inculcarme siempre buenos valores, haberme guiado cuando lo necesité, cuidarme como lo han hecho y darme todo su amor; sin el apoyo y la confianza de ustedes no creo que hubiese llegado hasta aquí, gracias por ser mis padres los quiero mucho.

A la Universidad Nacional de Huancavelica, que por medio de la Facultad De Ingeniería Escuela Profesional De Ingeniería Civil me formo profesionalmente para asumir los retos de la vida cotidiana a través de sus tres pilares: la investigación, la formación y la proyección social.

A todos los amigos y compañeros que me apoyaron en el desarrollo de la presente tesis.

INDICE GENERAL

PORTADA

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

INDICE GENERAL

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

RESUMEN

INTRODUCCION

CAPITULO I: PROBLEMA..... 16

 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:..... 16

 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 20

 1.2.1. PROBLEMA GENERAL..... 20

 1.2.2. PROBLEMA ESPECIFICOS 20

 1.3. OBJETIVOS: 20

 1.3.1. OBJETIVO GENERAL:..... 20

 1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:..... 20

 1.4. JUSTIFICACIÓN:..... 21

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO 23

 2.1. ANTECEDENTES..... 23

 2.1.1. A NIVEL INTERNACIONAL 23

 2.1.2. A NIVEL NACIONAL..... 24

 2.2. BASES TEORICAS 26

 2.2.1. CÓDIGOS Y NORMAS EN LAS QUE SE BASARA LA INVESTIGACIÓN 26

 2.2.2. ESTUDIO HIDRAÚLICO Y DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO..... 28

- 2.2.3. ANALISIS ESTRUCTURAL Y SISMICO..... 41
- 2.2.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL RESERVORIO: 84
- 2.3. HIPOTESIS 104
 - 2.3.1. HIPOTESIS GENERAL..... 104
 - 2.3.2. HIPOTESIS ALTERNA 104
 - 2.3.3. HIPOTESIS NULA..... 104
- 2.4. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES 104
 - 2.4.1. VARIABLES INDEPENDIENTES 104
 - 2.4.2. VARIABLES DEPENDIENTES 104
- CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO 105
 - 3.1. AMBITO DE ESTUDIO 105
 - 3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN 107
 - 3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN 107
 - 3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN 107
 - 3.5. DISEÑO DE INVESTIGACION 107
 - 3.6. POBLACION MUESTRA Y MUESTREO 108
 - 3.6.1. POBLACIÓN..... 108
 - 3.6.2. MUESTRA 108
 - 3.6.3. MUESTREO 108
 - 3.7. TECNICA E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:..... 109
 - 3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS 109
 - 3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS..... 110
 - 3.9.2.1. CALCULO DE VOLUMEN DE RESERVORIO Y
PREDIMENSIONAMIENTO..... 111
 - 3.9.2.2. PROCESO GENERAL DE ACUERDO AL REGLAMENTO ACI 350.3-06112
 - 3.9.2.3. TABULACION DE DATOS:..... 146
 - 3.9.2.4. GRÁFICOS DE FUERZAS Y MOMENTOS..... 147

3.9.2.5. DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	158
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	169
4.1. PRESENTACION DE RESULTADOS:	169
4.1.1. VOLUMEN DE RESERVORIO:	169
4.1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y SISMICO:.....	171
4.1.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES:	173
4.1.4. DESPLAZAMIENTOS DETERMINADOS:.....	199
4.1.5. CIMENTACION:.....	201
4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS:.....	204
CONCLUSIONES.....	206
RECOMENDACIONES.....	208
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	209
ARTICULO CIENTIFICO	211
ANEXOS.....	217

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: (a) Reparación de Grietas Tanque Elevado de 500m3. Gujarat, India 17

Figura 2: Incendio en Reservoirio de Almacenamiento de Petróleo por Sismo, Japón 18

Figura 3: Tanque Elevado Dañado 1,500m3. Data de 1960..... 18

Figura 4: Tanque elevado en la sede central de EMAPICA..... 19

Figura 5: Ubicación del Reservoirio en estudio 29

Figura 6: Tipos de Reservoirios: Apoyados sobre el terreno y elevados..... 31

Figura 7: Reservoirio Elevado con Fondo Intze..... 32

Figura 8: Reservoirios Elevados con fondo Intze 33

Figura 9: Componentes de un Fondo Intze 42

Figura 10: Losa de Fondo Esférico..... 43

Figura 11: Viga de Fondo Circular 44

Figura 12: Anillo Circular Inferior 44

Figura 13: Anillo Circular Superior 45

Figura 14: Pared Cilíndrica 46

Figura 15: Cúpula Esférica 46

Figura 16: Chimenea de Acceso..... 47

Figura 17: Elementos del Reservoirio Elevado..... 48

Figura 18: Cuba con fondo Intze y dimensiones..... 49

Figura 19: Cuba con fondo Intze y volúmenes 50

Figura 20: Esquema del análisis de un Reservoirio Elevado..... 51

Figura 21: Dibujo Esquemático de la Presión de agua 53

Figura 22: Movimiento del fluido dentro del Reservoirio,..... 55

Figura 23: Sistema Mecánico Equivalente de Housner, 56

Figura 24: Modelo Dinámico de masas y resortes en un Reservoirio Elevado..... 57

Figura 25: Zonificación Sísmica del Territorio Peruano 58

Figura 26: Ubicación de los pesos de agua..... 66

Figura 27: Formas de Modo de 360 Reservoirios Elevados 70

Figura 28: Ejemplo de espectro de Pseudoaceleración en reservoirios 72

Figura 29: Distribución de fuerzas en un Elemento Cascarón	77
Figura 30: Elementos mecánicos (fuerzas) en un elemento cascarón	78
Figura 31: Elementos mecánicos (momentos) en un elemento cascarón	78
Figura 32: Esquema de fuerzas en Tracción	79
Figura 33: Esquema de fuerzas en Compresión	80
Figura 34: Esquema de fuerzas en Flexión	81
Figura 35: Esquema de fuerzas en Corte	81
Figura 36: Esquema de fuerzas en Torsión	82
Figura 37: Vigas-columnas(1). (a) Sujetas a carga excéntrica; (b) Sujetas a carga axial y transversal; (c) Sujetas a carga axial y momentos de extremo	83
Figura 38: Flexión Compuesta.....	83
Figura 39: Diagrama de Interacción.....	95
Figura 40: Pilotes para Cimentación.....	96
Figura 41: Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla.	99
Figura 42: Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote.....	101
Figura 43: Aplicación del método λ en suelo estratificado.....	102
Figura 44: Variación aproximada del valor de σ	103
Figura 45: Mapa Político de Huancavelica - Mapa Político del Perú	106
Figura 46: Mapa Político de Paucara.....	106
Figura 47: Definición de Materiales en SAP2000 para concreto $f'_c=280$ kg/cm ²	114
Figura 48: Definición de Materiales en SAP2000 para acero $f_y=4200$ kg/cm ²	114
Figura 49: Definición de sección fuste cilíndrico en SAP2000	115
Figura 50: Viga Circular de fondo en SAP2000	115
Figura 51: Muro Troncocónico en SAP2000	116
Figura 52: Cúpula Inferior en SAP2000	116
Figura 53: Cuba cilíndrica en SAP2000.....	117
Figura 54: Anillo Inferior en SAP2000.....	117
Figura 55: Anillo Superior en SAP2000	118
Figura 56: Cúpula Superior en SAP2000.....	118
Figura 57: Definición de coordenadas mediante grillas, en el programa SAP2000	119
Figura 58: Representación de las coordenadas en el SAP2000.....	119

Figura 59: Extrusión de líneas a áreas	120
Figura 60: Extrusión de líneas a áreas en forma polar para cúpula.....	120
Figura 61: Modelamiento visto en 3D SAP2000	121
Figura 62: Restricciones tipo empotrado, en base de reservorio.....	121
Figura 63: Nos muestra las restricciones en la base	122
Figura 64: Definición de Tipos de carga	122
Figura 65: Sobrecarga en Cúpula Superior	123
Figura 66: Definición de rigidez en SAP2000	123
Figura 67: Definición e introducción de valores de Rigidez	124
Figura 68: Dibujar el resorte con el comando Draw.....	125
Figura 69: Replicar el resorte en el programa SAP2000	125
Figura 70: Definición de Peso convectivo.....	126
Figura 71: Definición de Peso Impulsivo.....	127
Figura 72: Peso impulsivo, en las paredes del reservorio	127
Figura 73: Asignar un nuevo tipo de cargaFUENTE: Elaboración propia en SAP2000 ...	128
Figura 74: Asignar Fuente de masa.....	128
Figura 75: Definición de Empuje Hidrostático.....	130
Figura 76: Definición de Empuje Hidrostático, mediante una ecuación	130
Figura 77: Asignar a las paredes el empuje hidrostático	131
Figura 78: Definición del empuje hidrostático	131
Figura 79: Se muestra la presión en las paredes	132
Figura 80: Se muestra la variación de la Presión	132
Figura 81: Definición de presión sobre la cúpula inferior	133
Figura 82: Se muestra la presión ejercida por el agua hacia la cúpula inferior.....	133
Figura 83: Se muestra la variación de la Presión	134
Figura 84: Multiplicación de las paredes por el factor de reducción	134
Figura 85: Espectro de Respuesta	135
Figura 86: Definición de función para espectro	135
Figura 87: Incorporación del Espectro al programa sap2000	136
Figura 88: Se muestra el espectro en el programa sap2000	136
Figura 89: Incorporar el espectro como caso de carga.....	137

Figura 90: Definición del Número de modos.....	137
Figura 91: Correr el programa SAP2000, con los casos definidos	138
Figura 92: Ventana De Progreso De Calculo.....	138
Figura 93: Muestra el valor de la cortante calculado en el programa	139
Figura 94: Definición de la combinación de servicio	140
Figura 95: Definición Combinación 1	141
Figura 96: Combinación 2.....	141
Figura 97: Combinación 3.....	142
Figura 98: Combinación 4.....	142
Figura 99: Combinación 5.....	143
Figura 100: Combinación Envolvente	143
Figura 101: Combinación Tracción	144
Figura 102: Combinación Flexión y Corte.....	144
Figura 103: Procesamiento del Programa SAP2000	145
Figura 104: Definición de cortante en la base	145
Figura 105: Relación: Altura-Desplazamiento	146
Figura 106: Alturas y desplazamientos.....	147
Figura 107: F11 Máximos valores (+)	148
Figura 108: F11 Mínimos valores (-).....	150
Figura 109: F22 Máximos valores (+)	151
Figura 110: F22 Mínimos valores (-).....	152
Figura 111: M11 Máximos valores.....	154
Figura 112: M11 Mínimos valores.....	155
Figura 113: M22 Máximos valores.....	156
Figura 114: M22 Mínimos valores.....	158
Figura 115: Definición de coordenadas circulares, en el programa SAP2000.....	164
Figura 116: Asignación de "Area Section" Zapata circular	164
Figura 117: Figura 116: Asignación de "Area Section" Fuste cilíndrico	165
Figura 118: Definición de cargas "Pilotes"	165
Figura 119: Modelo resultante ver pilotes.....	166
Figura 120: Definición de combinaciones de Carga	166

Figura 121: Proceso de cálculo en el SAP2000.....	167
Figura 122: Secciones de un Reservoirio Elevado	171
Figura 123: Fuerzas Horizontales distribuidos en cada masa	172
Figura 124: Cortante Dinámico mayor que el 80% del Cortante Estático	173
Figura 125: (F22) Fuerza en cúpula en dirección del Meridiano.....	174
Figura 126: (F11) Fuerza en cúpula en dirección anular	174
Figura 127: (F11) Fuerza en cúpula inferior Dirección anular.....	178
Figura 128:(F22) Fuerza en cúpula inferior dirección del Meridiano	178
Figura 129: (F11) Fuerza en cuba cilíndrica, dirección Anular.....	180
Figura 130: (F22) Fuerza en cuba cilíndrica, dirección meridional	181
Figura 131: (M22) Flexión en cuba cilíndrica	181
Figura 132: (F11) Fuerza en fondo cónico dirección anular	185
Figura 133: (F22) Fuerza en fondo cónico, dirección del meridiano	186
Figura 134: Esfuerzo en anillo circular superior, dirección horizontal	188
Figura 135: Esfuerzo en anillo circular inferior, dirección horizontal	190
Figura 136: Esfuerzo de Viga Circular de fondo, dirección horizontal	192
Figura 137: Fuerzas y momentos calculados en fuste cilíndrico.....	196
Figura 138: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 0m-2.88m	198
Figura 139: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 2.88m-7.20m	198
Figura 140: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 7.20m-11.5m	199
Figura 141: Desplazamientos determinados por el programa SAP2000	200
Figura 142: Fuerza de Cortante (Anillo de Cimentación).....	201
Figura 143: Fuerza en Dirección 1 y en Dirección 2.....	202
Figura 144: Momento flector en dirección 1 y dirección 2.....	202
Figura 145: Valores de área de acero según SAP2000.....	203
Figura 146: Detalle de Pilotes y Anillo de Cimentación:	203

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cálculo de Población Futura.....	36
Tabla 2: Secciones asumidas de los elementos del reservorio	48
Tabla 3: Secciones determinadas de los elementos del reservorio	51
Tabla 4: Factores de Zona.....	58
Tabla 5: Parámetros del Suelo	59
Tabla 6: Categoría de las Edificaciones	60
Tabla 7: Factor de Modificación de la respuesta R_w	61
Tabla 8: Límites para desplazamientos laterales	73
Tabla 9: Elemento de reservorio y esfuerzo actuante.....	84
Tabla 10: Recubrimientos Mínimos	86
Tabla 11: Cuantía Mínima	87
Tabla 12: Esfuerzo Permisible.....	87
Tabla 13: Reforzamiento Mínimo en fuste de Reservorio elevado	95
Tabla 14: Técnicas e Instrumentos.....	109
Tabla 15: Procedimiento de Recolección de Datos	109
Tabla 16: Técnicas de Procesamiento.....	110
Tabla 17: Optimización del Volumen de Reservorio	111
Tabla 18: Predimensionamiento de reservorio	112
Tabla 19: Desplazamientos Obtenidos	146
Tabla 20: Relación Altura-Desplazamiento.....	146
Tabla 21: Fuerza Anular (F11) valores máximos	147
Tabla 22: Fuerza Anular (F11) valores mínimos.....	149
Tabla 23: Fuerza Meridional (F22) valores máximos.....	150
Tabla 24: (F22) fuerza meridional valores mínimos.....	151
Tabla 25: M11 Valores máximos. Dirección horizontal	153
Tabla 26: M11 valores mínimos.....	154
Tabla 27: M22 valores máximos.....	155
Tabla 28: M22 valores mínimos.....	157

Tabla 29: Reservorios existentes	170
Tabla 30: Numero de reservorios existentes y en proyecto	170
Tabla 31: Calculo de Fuerzas Horizontales distribuidos en cada masa.....	172
Tabla 32: Cúpula Superior: Esfuerzos y momentos.....	175
Tabla 33: Cúpula Inferior: Esfuerzos y momentos	178
Tabla 34: Fuerzas y momentos calculados en cuba cilíndrica.....	181
Tabla 35: Acero Calculado en cuba cilíndrica.....	184
Tabla 36: Fondo Conico, Esfuerzos y momentos	185
Tabla 37: Anillo Circular Superior, Esfuerzos y momentos	188
Tabla 38: Anillo Circular Inferior, Esfuerzos y momentos	190
Tabla 39: Viga Circular de Fondo, esfuerzos y momentos	193
Tabla 40: Fuerzas y momentos, calculados en chimenea de acceso	194
Tabla 41: Acero calculado en chimenea de acceso.....	194
Tabla 42: Fuste Cilíndrico, Esfuerzos y momentos.....	196
Tabla 43: Fuerzas, momentos y acero calculado en fuste cilíndrico.....	197
Tabla 44: Desplazamientos calculados en el Reservorio	200
Tabla 45: Desplazamientos permitidos según el RNE 030 Diseño Sismo resistente	201

RESUMEN

La presente tesis denominada "DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO DE RESERVORIO CIRCULAR, DE 250 M³ PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE PAUCARA, PROVINCIA DE ACOBAMBA, REGION DE HUANCVELICA", da a conocer el análisis sísmico y el diseño de reservorios elevados, desde sus conceptos teóricos, dados por diferentes autores tanto nacionales e internacionales, los códigos y reglamentos, que nos brinda pautas para el estudio, en la etapa de desarrollo se hace referencia al método, que se usa para el análisis y cálculo, en mi caso el desarrollo lo realice mediante hojas de cálculo Excel y modelamiento en el programa SAP2000 V17.1.1. Posteriormente la incorporación del espectro, para el análisis dinámico.

En resultados, se detalla, el dimensionamiento del reservorio elevado, las secciones de cada elemento estructural, la cortante estática calculada por el método estático, la cortante dinámica calculada por el método dinámico de combinación espectral y por último el diseño en acero.

INTRODUCCION

Los reservorios son elementos estructurales cuya función principal es el almacenamiento de líquidos, esto les da utilidad en varias ramas de la ingeniería civil, es así que se utilizan en procesos como purificación de agua, en las fases de almacenamiento, control de caudales y distribución así como también en varios procesos del tratamiento de aguas residuales como sedimentadores, floculadores, almacenamiento y control de caudales. También son utilizados en edificaciones para el almacenamiento y distribución de agua potable y fosas sépticas.

Debido a que últimamente se observa los daños efectuados por los sismos en reservorios, principalmente elevados, y actualmente el diseño de los elementos de reservorios, se hace de manera muy empírica, obviando muchas veces el análisis dinámico, se vio por conveniente, el desarrollo de este tema, como una manera de impulsar el análisis y cálculo adecuado, por otro lado el propio interés que tuve desde mis años en la universidad, cuando pude constatar que solo se imparte las consideraciones adecuadas para el análisis sísmico de una edificación, y no se tiene en cuenta otro tipo de edificaciones más interesantes, como es el caso de los denominados reservorios elevados con fondo Intze, donde se analiza no solo la parte estructural sino la parte hidráulica.

La presente tesis detalla los aspectos más importantes para el análisis y cálculo de un reservorio elevado con fondo intze, y estructura cilíndrica de soporte.

CAPITULO I: PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

El Perú es un país en vías de desarrollo es por esa razón que en estos últimos años busca alcanzar los estándares de los países desarrollados mediante la construcción de infraestructura que permita a la población mejorar su calidad de vida. Entre las diferentes estructuras de las que carece nuestro país y por ende Huancavelica son los sistemas de agua potable, donde uno de los elementos estructurales de mayor importancia son los reservorios que son los encargados de garantizar el normal abastecimiento de agua y deben funcionar para servir las emergencias de los pobladores tras la ocurrencia de eventos sísmicos severos.

Desde la antigüedad el hombre ha tratado de mantener el curso del agua en estanque de almacenamiento los cuales inicialmente eran agujeros hechos en la superficie de la tierra y que posteriormente fueron mejorados con la utilización de nuevos materiales como el cemento, eso dieron paso a reservorios apoyados en el suelo o soportados mediante estructuras de soporte, lo cual aumento la vulnerabilidad ante la acción de sismos, como consecuencia se acelera la masa de agua, la cual se comporta como dos masas independientes: la masa convectiva y la masa impulsiva, debido a estas dificultades el ACI crea normas convenientes para el análisis de tanques contenedores en como es el ACI 350, en la cual da alcances necesarios para el análisis de reservorios de agua circulares y rectangulares.

De acuerdo al reglamento E.030 los reservorios son estructuras esenciales, esto quiere decir que deben seguir funcionando después de una sollicitación sísmica, en nuestro medio es muy común tener frecuentemente sismos de mediana magnitud

esto debido a la cercanía de nuestro país a la placa de Nazca que es una zona de subducción en la que se producen fenómenos de rozamiento con la placa sudamericana, acumulando gran cantidad de energía que se disipa como movimientos sísmicos.

En la actualidad a nivel internacional y nivel de Perú, se viene ejecutando construcciones de reservorios sin un previo estudio de diseño adecuado y el análisis sísmico se toma poca importancia, las cuales a posterior presentaran problemas de fisuras y por lo tanto filtraciones, deterioro del concreto, e inclusive el colapso total de la estructura, por ello es la necesidad de realizar el previo estudio de diseño y su análisis dinámico respectivo, y evitar futuros problemas en la vida de servicio de esta estructura. Algunas evidencias de daños causados por eventos sísmicos en reservorios, se muestran en las siguientes figuras:

Figura 1: (a) Reparación de Grietas Tanque Elevado de 500m³. Gujarat, India
(b) Tanque de agua colapsado de 265 m³ Chobari, India



(a)

(b)

Fuente: Ing. Nuñez, Luis. 2012. Propuesta tecnológica para el mejoramiento del Comportamiento sísmico de reservorio elevado con Estructura de soporte tipo marco caso: reservorio Bisambra –Nazca-Ica-Perú. UPC. Lima

Figura 2: Incendio en Reservorio de Almacenamiento de Petróleo por Sismo, Japón



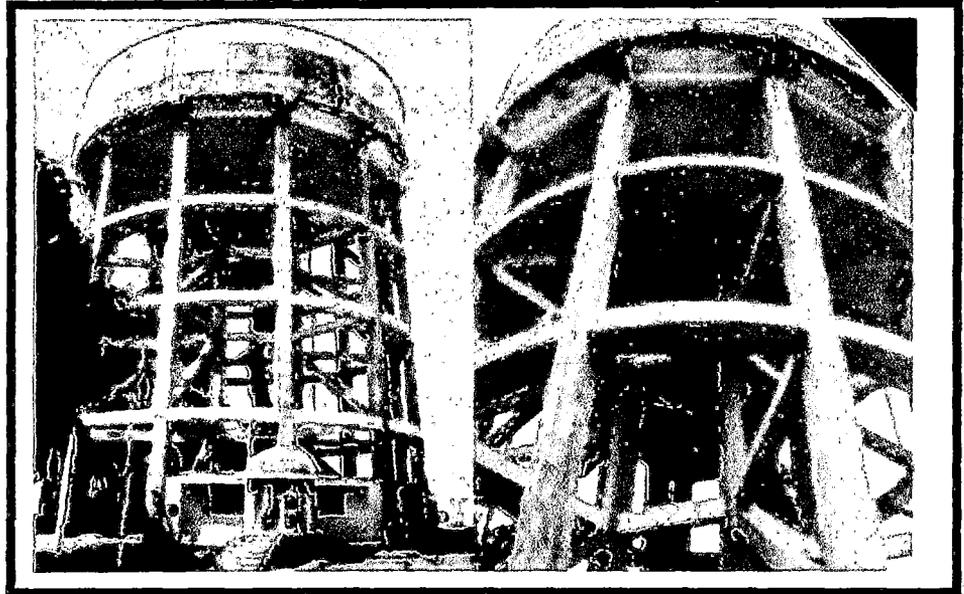
Fuente: Ing. Quispe, Ebherlin. 2012. Análisis y Diseño Sísmico de un Reservorio Elevado Tipo Intze de 600m³. Universidad Nacional De San Agustín. Arequipa. Perú

Figura 3: Tanque Elevado Dañado 1,500m³. Data de 1960 fue el reservorio más afectado tras el sismo 2007 Pisco



Fuente: Ing. Quispe, Ebherlin. 2012. Análisis y Diseño Sísmico de un Reservorio Elevado Tipo Intze de 600m³. Universidad Nacional De San Agustín. Arequipa. Perú

Figura 4: Tanque elevado en la sede central de EMAPICA con daños en extremos de vigas y columnas. Está fuera de servicio Sismo 15 Agosto 2007 Pisco (J. Kuroiwa 2012)



Fuente:Ing. Nuñez, Luis. 2012. Propuesta tecnológica para el mejoramiento del Comportamiento sísmico de reservorio elevado con Estructura de soporte tipo marco caso: reservorio Bisambra –Nazca-Ica-Perú. UPC.Lima

Por lo tanto, dada la necesidad de que continúen operando después de un evento sísmico, hace que sea importante el estudio de su comportamiento estructural frente a eventos sísmicos, y la necesidad de incorporar el diseño sísmico para reservorios de concreto enterrados en el suelo, apoyados sobre este y con más importancia reservorios elevados, para los cuales se proponen modelos dinámicos que consideran las presiones impulsivas y convectivas generadas en el fluido por el movimiento vibratorio del terreno.

El abastecimiento de agua en el distrito de Paucara se viene dando de forma irregular y deficiente debido a que no cuenta con un sistema adecuado y principalmente porque carece de un reservorio de capacidad optima, adecuada para la población que va aumentando significativamente, esto debido al deficiente sistema de abastecimiento de agua, que actualmente se viene observando en este distrito, al no contar con los reservorios que deberían cubrir la capacidad demandada por la población.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es el diseño y análisis sísmico de un reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica, que cumpla con los requisitos de diseño del Código ACI350.3-06?

1.2.2. PROBLEMA ESPECIFICOS

- *¿Cuál es el comportamiento estructural de un reservorio circular, para diversas condiciones de carga, en servicio y operación, y en condiciones extremas por sismo?*
- *¿Cómo es la modelación de un reservorio circular, por medio del software SAP2000, para obtener resultados concretos y confiables?*

1.3. OBJETIVOS:

1.3.1. OBJETIVO GENERAL:

Realizar el diseño y análisis sísmico de un reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica, que cumpla con los requisitos de diseño del Código ACI350.3-06

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- **Evaluar el comportamiento estructural de los reservorios circulares, para diversas condiciones de carga, en servicio y operación, y en condiciones extremas por sismo.**
- **Realizar una modelación de un reservorio circular por medio del software SAP2000, y obtener resultados concretos y confiables.**

1.4. JUSTIFICACIÓN:

Nuestro medio es propenso a sismos los cuales traen como consecuencia el deterioro y en otros casos el colapso de infraestructuras tales como edificaciones, reservorios y otras obras de gran magnitud, en reservorios, debido a la gran capacidad que algunos de ellos albergan tendría consecuencias de pérdidas de vidas humanas, debido a que muchos proyectistas desconocen qué tipo de comportamiento presentan frente a las sollicitaciones sísmicas.

Los reservorios dentro de un sistema de agua son gran de importancia esto debido a que de los mismos depende el normal funcionamiento del abastecimiento de agua potable el cual es un elemento fundamental para la vida diaria y se ha determinado que en los lugares donde se produjo eventos sísmicos, estos han sufrido colapso o agrietamiento en zonas de sobreesfuerzo permitiendo la fuga de agua, además en ciertos lugares ha ocasionado pérdida de vidas humanas y de infraestructuras aledañas.

Concluimos que los reservorios, deben ser analizados y diseñados sísmicamente, para evitar este tipo de problemas, es así que se necesita plantear un análisis dinámico, sin embargo este tipo de análisis , es muy pocas veces difundido en nuestro medio, prueba de esto es que nuestra Norma Sismorresistente E-030 (NTE-30), no dispone o no se contempla una reglamentación para ejecutar el análisis sísmico de reservorios y que por tanto los pocos diseños y análisis sísmicos que se realizan, son basados en otros códigos internacionales donde sí se otorgan la reglamentación correspondiente.

El código ACI en su capítulo 350.3, crea normas convenientes para el análisis de reservorios contenedores, en la cual da alcances necesarios para el análisis de reservorios de agua circulares y rectangulares.

Por otro lado, el análisis sísmico de reservorios, del cual el ACI 350.3 toma varios puntos, se encuentra basado en el Sistema Mecánico Equivalente de George Housner que en 1963 analiza la interacción hidrodinámica líquido estructura llegando a varias conclusiones sobre el comportamiento estructural en situaciones sísmicas. El estudio de esta teoría es muy interesante, sin embargo no conocido, debido a esto, en la actualidad no es muy difundida.

Mediante la presente tesis, se permitirá establecer y dar a conocer el análisis y diseño que se presentan en un reservorio elevado, la selección de este tipo de estructura se hace debido a que no es común encontrarla en la bibliografía, ejemplos detallados de análisis, diseño y comparación de métodos, esto debido a las razones antes expuestas.

Si habría estudios concretos del análisis sísmico de este tipo de reservorios, su diseño, empleo y posteriormente construcción se harían más difundidos llegando a ser una gran alternativa para reservorios de grandes capacidades tanto elevados, apoyados en la superficie o enterrados.

Se espera que los resultados obtenidos ayuden a seleccionar un método conveniente según la situación que se presente, tratando de difundir el estudio y análisis de este tipo de reservorios, evitar pérdidas innecesarias de materiales, lo que lleva a una reducción del precio constructivo, y con mayor hincapié evitar el riesgo de pérdidas humanas.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. A NIVEL INTERNACIONAL

COMITÉ ACI 350 (2007), **DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-06) Y COMENTARIOS (350.3R-06)**.

Este documento describe el procedimiento para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos sometidas a cargas sísmicas. Estos procedimientos deben ser usados de acuerdo con el capítulo 21 de ACI 350-06.

Este documento entrega pautas para el diseñador de estructuras de hormigón armado contenedoras de líquido para ingresar (computar) las fuerzas sísmicas que deben ser aplicadas en una estructura en particular. El diseñador también debe considerar los efectos de las fuerzas sísmicas en los componentes externos indicados en los alcances de este documento, como los equipos de tuberías (por ejemplo, mecanismos clarificadores), y pasarelas, donde los movimientos verticales y horizontales entre estructuras adjuntas o rellenos de "rodeo", pueden influir negativamente en la habilidad de la estructura de funcionar apropiadamente. Además, las fuerzas sísmicas aplicadas en la interfase de tuberías o pasarelas con la estructura, pueden introducir además, flexiones apreciables por tensiones de corte en dichas conexiones.

Ing. Gilberto Lacayo Bermudez (2010) **PROBLEMAS DE SISMORRESISTENCIA - DISEÑO SÍSMICO DE RESERVORIOS**. En el artículo publicado, presenta el fenómeno que ocurre en reservorios, cuando son sometidos a fuerzas sísmicas, describe las presiones impulsivas que se asocian, con las fuerzas inerciales producidas por movimientos impulsivos proporcionales a la aceleración de las paredes del tanque.

Las presiones convectivas que son generadas por las oscilaciones del fluido y por ende son consecuencia de las presiones impulsivas.

Emplea un modelo equivalente con dos grados de libertad en traslación definidos por los desplazamientos laterales x_l y x_c de las masas rígidas y fijas y la masa del tanque y la estructura de soporte en el caso de tanques elevados sobre torres. Las posiciones de las masas quedan determinadas por la localización del centro de gravedad de sus componentes. Esta fundamentado en la Norma ACI 350.3-06 DE DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-06) Y COMENTARIOS (350.3R-01).

Sergio M. Hernández Castillo (2007) **COMPARACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTANQUES DE ACERO SEGÚN NORMAS NORTEAMERICANA, NEOZELANDESA Y LAS RECOMENDACIONES CHILENAS**. Proyecto de Tesis, donde se pretende complementar en la norma chilena que incluya especificaciones que estén acorde con la realidad de nuestro país, abrir nuevas líneas de investigación y determinar una serie de diferencias entre las normas que ayudarán a la seguridad de las estructuras, personas, medio ambiente y líquidos que se guardan en los tanques. Y de conclusiones determino que: 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.

2.1.2. A NIVEL NACIONAL

Ing. Chacaltana Uribe Fernando-Diplomado en diseño estructural, **DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO TIPO FUSTE**, Realiza un análisis general sobre el diseño de resevorio tipo fuste, el análisis sísmico considerado es realizado con el código americano ACI 350 Seismic Design of Liquid.Containing Concrete Structures

22

(ACI 350.3-06) and Commentary (350.3R-06), considera como método de análisis el análisis hidrodinámico, que representa el comportamiento dinámico del conjunto líquido-estructura durante una perturbación sísmica.

Considera también la determinación de la Aceleración Pseudo Espectral para Reservorios, emplea los parámetros sísmicos: factor de zona (Z), Factor de suelo (S), factor de uso (U), factor de modificación de respuesta (R).

Ing Julio Rivera Feijo (1991), **DISEÑO SÍSMICO DE RESERVORIOS ELEVADOS CON ESTRUCTURA TUBULAR DE SOPORTE**, propone una metodología para el diseño sísmico de reservorios elevados y presenta una serie de ayudas de diseño.

Ing. Jose Roberto Salinas Saavedra (1999), **ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UN RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA CILINDRICA DE SOPORTE**, realiza una descripción sobre los elementos a considerar en el diseño de reservorios elevados.

Ing. Oscar Llasa Funes, **ANALISIS SISMICO DE RESERVORIOS**, el artículo analiza los impactos del agua contra las paredes del tanque, que se traducen en presiones impulsivas y convectivas inicia el estudio como la Interacción Hidrodinámica líquido – estructura, y como es lógico pensar, tales efectos hidrodinámicos deben ser considerados de manera adicional con los esfuerzos provenientes de la interacción hidrostática que genera en este caso el agua estancada o en reposo, y no solo como un efecto comparativo.

Para tomar en cuenta los esfuerzos provocados por la interacción Hidrodinámica Líquido-Estructura, el Código ACI 350.3-06, otorga modelos dinámicos con el uso de masas y resortes, todo ello basándose en el conocido Sistema Mecánico Equivalente (S.M.E.) 1963 de George W. Housner (1910-2008).

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

2.2. BASES TEORICAS

2.2.1. CÓDIGOS Y NORMAS EN LAS QUE SE BASARA LA INVESTIGACIÓN

En cuanto a la evaluación de cargas de Sismo, y esto es lo más importante, debe entenderse que nuestra Norma Sismorresistente E-030 (NTE-30), no dispone o no se contempla una reglamentación para ejecutar el análisis sísmico de Reservorios y que por tanto debemos recurrir a otros códigos internacionales donde si se otorgan la reglamentación correspondiente.

a) Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de líquidos (Aci 350.3-06) y comentarios (350.3r-06)

Este documento describe el procedimiento para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos sometidas a cargas sísmicas. Estos procedimientos deben ser usados de acuerdo con el capítulo 21 de ACI 350-06.

Este documento entrega pautas para el diseñador de estructuras de hormigón armado contenedoras de líquido para ingresar (computar) las fuerzas sísmicas que deben ser aplicadas en una estructura en particular. El diseñador también debe considerar los efectos de las fuerzas sísmicas en los componentes externos indicados en los alcances de este documento, como los equipos de tuberías (por ejemplo, mecanismos clarificadores), y pasarelas, donde los movimientos verticales y horizontales entre estructuras adjuntas o rellenos de "rodeo", pueden influir negativamente en la habilidad de la estructura de funcionar apropiadamente.

Además, las fuerzas sísmicas aplicadas en la interfase de tuberías o pasarelas con la estructura, pueden introducir además, flexiones apreciables por tensiones de corte en dichas conexiones.

b) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Aci 318s-05) y comentario (Aci 318sr-05)

Este reglamento proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida según los requisitos del reglamento general de construcción legalmente adoptado, del cual este reglamento forma parte. En lugares en donde no se cuente con un reglamento

de construcción legalmente adoptado, este reglamento define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

Para el concreto estructural f_c no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica del reglamento. Nuestro objetivo es usar nuestro criterio para poder "compatibilizar" los Códigos Extranjeros con los parámetros NTE-030 peruanos de tal manera que se pueda obtener un correcto estudio sísmico para Reservorios Apoyados y Elevados, utilizando los modelos dinámicos establecidos en el código ACI 350.3-06 y sus comentarios.

c) Diseño Sismorresistente RNE E.030

Las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones se elaboran a través de Comités Técnicos Especializados, conformados por representantes de diversas instituciones involucradas en el tema materia de la norma en cuestión. Prioritariamente forman parte de estos comités, representantes de las universidades, institutos de investigación y consultores de reconocido prestigio en el país

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios de sismo resistencia. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento

sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

2.2.2. ESTUDIO HIDRAÚLICO Y DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO

2.2.2.1. DEFINICION DE RESERVORIOS

Los reservorios son estructuras cuya función es almacenar líquidos, con el fin de mantener una presión constante de suministro y actuar como pulmón para compensar los picos de consumo horarios y/o estacionales frente a caudales promedio y constantes de producción por parte de las bombas, así como paradas programadas de mantenimiento, operación o bien de emergencia.

Los reservorios deben proyectarse y construirse buscando garantizar su hermetismo. Esto se consigue controlando el fisuramiento del concreto, ubicando, diseñando y detallando juntas, distribuyendo convenientemente el refuerzo, etc. Para el diseño, **algunos autores recomiendan emplear el método elástico**. De este modo, controlan directamente el esfuerzo de trabajo del acero manteniéndolo en límites que no agudicen el agrietamiento del concreto. Sin embargo, **el ACI recomienda tanto el método de diseño a la rotura como el método elástico**, presentando algunos criterios adicionales a ser tomados en cuenta en este tipo de estructuras.

Los reservorios circulares a diferencia de los otros reservorios de diferentes formas, tiene las siguientes ventajas:

- a) Presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen determinado
- b) Toda ella está sometida a esfuerzo de tensión y compresión simples, lo cual se refleja en menores espesores.

Su mayor desventaja estriba en aspectos de construcción, lo cual obliga a encofrados de costos elevados.

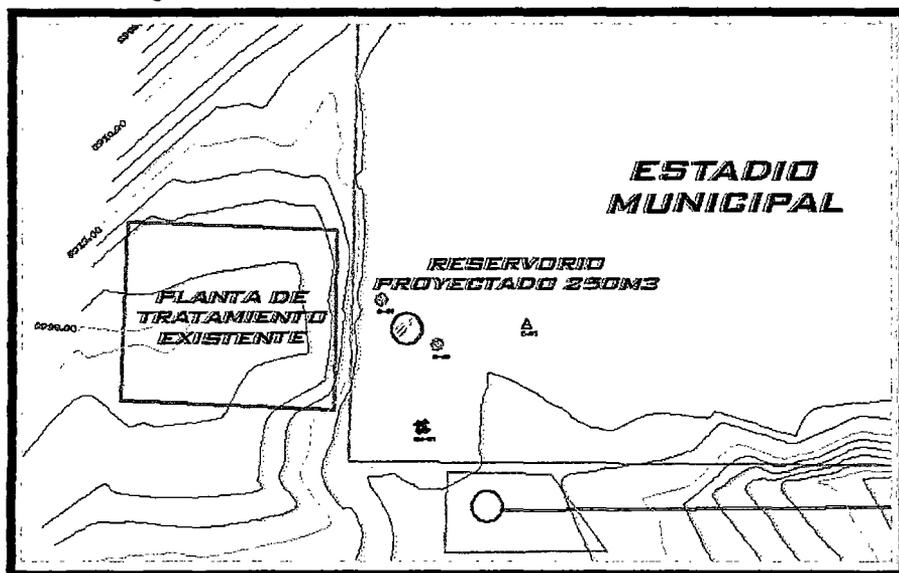
2.2.2.2. UBICACIÓN DE RESERVORIO:

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas, sin embargo debe priorizarse el criterio de ubicación tomando en cuenta la ocurrencia de desastres naturales.

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

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la Fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad. El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

Figura 5: Ubicación del Reservorio en estudio



Fuente: Elaboración Propia

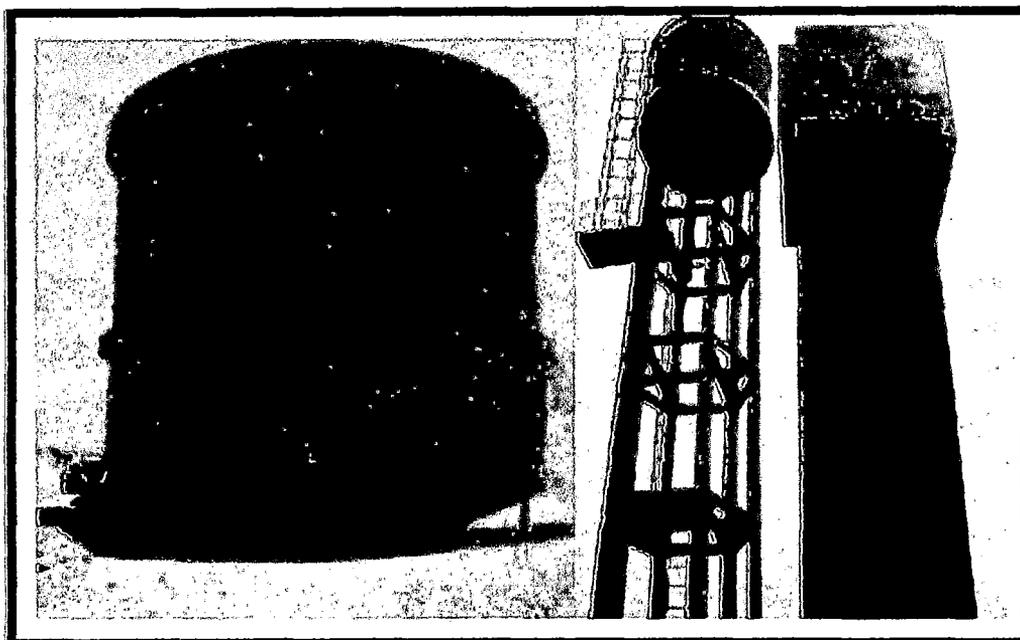
El RNE, en su capítulo OS 050 "Redes de distribución de agua para consumo humano" ítem 4.8 menciona que: La presión máxima estática no será mayor de 50 m en cualquier punto de la red. En condiciones de demanda máxima horaria, la presión dinámica no será menor de 10 m.

2.2.2.3. TIPOS DE RESERVORIO:

Pueden ser de concreto armado y acero. Son de tres tipos: enterrados, superficiales o elevados.

- ❖ **ENTERRADOS**, Normalmente denominados cisternas, es un tipo de estructura de almacenamiento que no está ligada directamente con el sistema de distribución de una red de agua, en casi la totalidad de casos es un almacenamiento primario el cual deriva a otra estructura de regulación, son de forma rectangular y circular. El estado crítico de estos tanques es cuando se encuentra vacío, es decir cuando el terreno presiona sobre las paredes
- ❖ **SUPERFICIALES O APOYADOS**, Son aquellos que están apoyados sobre la superficie del terreno y son utilizados como una alternativa a los reservorios enterrados cuando el costo de la excavación del terreno es elevado o cuando se desea mantener la altura de presión por la topografía del terreno, tienen forma rectangular y circular.
- ❖ **ELEVADOS**, que pueden tomar la forma circular, cilíndrica, y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc; se emplean cuando se necesita elevar la altura de presión del agua para su distribución. Son de diferentes tamaños dependiendo del volumen de líquido que almacenarán y esto condiciona su forma como se mostrará más adelante.

Figura 6: Tipos de Reservorios: Apoyados sobre el terreno y elevados



Fuente:Articulo: "Análisis sísmico de Reservorios"-Oscar Llasa Funes

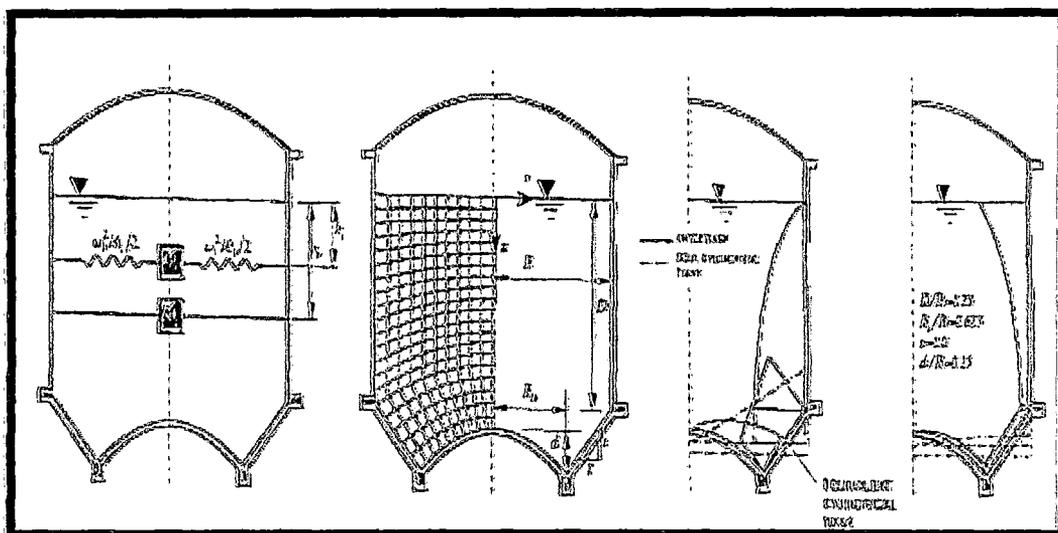
En el caso de la presente tesis, se eligió realizar el estudio con un **reservorio tipo elevado**, ya que este asegura la presión mínima que exige el RNE para cubrir toda la distribución, en su capítulo RNE OS 050 "Redes de distribución de agua para consumo humano" Item 4.8 exige la presión mínima será de 10m.

2.2.2.4. RESERVORIO ELEVADO INTZE

La forma del reservorio tipo Intze, en honor al ingeniero hidráulico alemán Otto Intze, realiza una disposición geométrica de los elementos estructurales procurando que todos los elementos trabajen a compresión, esto permite optimizar la capacidad de almacenamiento y espesores de los elementos.

Los parámetros de los modelos masa resorte (es decir, m_i , m_c , h_i , h_c , k) están disponibles sólo para tanques circulares y rectangulares. Para tanques de otras formas, el valor de l deberá corresponder a la de un tanque circular equivalente del mismo volumen y diámetro los parámetros se miden desde la parte superior del nivel del líquido.

Figura 7: Reservoirio Elevado con Fondo Intze



Fuente: Ing. Quispe, Ebherlin. 2012. Análisis y Diseño Sísmico de un Reservoirio Elevado Tipo Intze de 600m³. Universidad Nacional De San Agustín. Arequipa. Perú

El depósito está conformado, por 3 partes bien definidas: la losa de fondo, la cuba o cuerpo y la cobertura o techo:

La losa de fondo, puede ser plana, soportada sobre vigas, que transmiten la carga a las columnas; cuando los volúmenes son considerables mayores a 200 m³, los fondos planos pueden presentar denominaciones considerables, con llevando a disponer de mayor número de apoyos; en estos casos cuanto más se recomienda secciones abovedadas apoyándose depósito en un anillo, que está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica debido al peso del agua. Losa de fondo. Es de tipo INTZE con viga de borde circular y chimenea central de acceso de 1.0 m de diámetro interior. Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo de forma mixtas llamadas FONDOS DE INTZE, están compuestas por dos partes, la interior esférica y la exterior cónica, respectivamente, las cuales produce esfuerzos de compresión al anillo circular, compensando de esta manera los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal.

Figura 8: Reservorios Elevados con fondo Intze



Fuente: Ing. Quispe, Eberlin. 2012. Análisis y Diseño Sísmico de un Reservorio Elevado Tipo Intze de 600m³. Universidad Nacional De San Agustín. Arequipa. Perú

2.2.2.5. REQUISITOS PREVIOS:

Los estudios básicos, técnicos y socioeconómicos, que deben ser realizados previamente al diseño de un reservorio de almacenamiento de agua, son los siguientes:

- Evaluación del sistema del abastecimiento de agua existente.
- Determinación de la población a ser beneficiada: actual, al inicio del proyecto y al final del proyecto.
- Determinación del consumo promedio de agua y sus variaciones.
- Estudio geológico del lugar donde será ubicado el reservorio, para determinar las posibles fallas geológicas.
- Estudios geotécnicos para determinar las condiciones y estabilidad del suelo del lugar de emplazamiento del reservorio.

2.2.2.6. PARAMETROS DE DISEÑO:

a. Población de diseño:

Según la RNE OS.100: La población futura para el período de diseño considerado deberá calcularse:

a) Tratándose de asentamientos humanos existentes, el crecimiento deberá estar acorde con el plan regulador y los programas de desarrollo regional si los hubiere; en caso de no existir éstos, se deberá tener en cuenta las características de la ciudad, los factores históricos, socioeconómico, su tendencia de desarrollo y otros que se pudieren obtener.

b) Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de 6 hab/ vivienda.

➤ Métodos para el cálculo de Población Futura:

El proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para ello datos censales y proyecciones oficiales u otra Fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

La forma más conveniente para determinar la población de proyecto o futura de una localidad se basa en su pasado desarrollo, tomado de los datos estadísticos. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como son:

1) Aritmético:

Método de proyección completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. En la estimación de la población de diseño, a través de este método, sólo se necesita el tamaño de la población en dos tiempos distintos.

La población futura a través de este método se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$P_f = P_o + rt \dots\dots\dots(2.1)$$

Donde:

Pf = Población futura (hab.)

Po = Población actual (hab.)

r = Tasa de crecimiento (%)

t = Período de diseño (años)

2) Geométrico:

Mediante este método, se asume que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el usado para el método aritmético. Con la siguiente fórmula se calcula la población futura a través del método geométrico:

$$Pf = Po \left(1 + \frac{r}{100}\right)^t \dots\dots\dots(2.2)$$

Donde:

Pf = Población futura (hab.)

Po = Población actual (hab.)

r = Tasa de crecimiento (%)

t = Período de diseño (años)

3) Método Exponencial:

Para el uso de este método, se asume que el crecimiento de la población se ajusta al tipo exponencial y la población de diseño se puede calcular con la ecuación siguiente. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos, ya que para el cálculo del valor de k promedio se requieren al menos de dos valores.

$$Pf = Po (e)^{k.t} \dots\dots\dots(2.3)$$

Donde:

Pd = Población futura (hab.)

Po = Población actual (hab.)

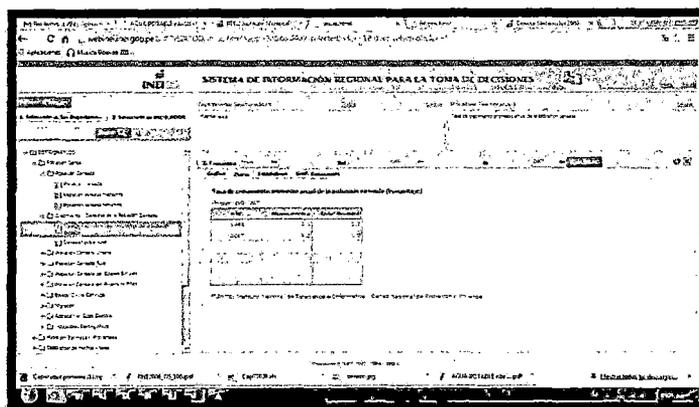
k = Constante

t = Período de diseño (años).

En la presente tesis, el cálculo poblacional se ha efectuado tomando como información básica los datos resultantes de los Censos efectuados por el INEI de los años 1981, 1993, 2005 y 2007. Dando los siguientes datos:

Los datos oficiales del INEI son:

- Al año 2014: **5637 hab.** en el distrito de Paucara (centro Urbano)
Fuente: Población 2000 al 2015 pag web INEI
- Tasa de crecimiento: **2.2%**



Fuente: Tasa de Crecimiento poblacional pag web INEI

- El método de cálculo de la población futura será el método geométrico.

Tabla 1: Cálculo de Población Futura

A.- POBLACION ACTUAL	Po =	5637	hab. 2014-ditrño de Paucara (centro urbano)	INEI
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r =	2.20	%	INEI
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t =	20		OMS
D.- POBLACION FUTURA				
	$Pf = Po (1 + r/100)^t$	Pf =	8711	hab Metodo Geometrico

Fuente: Elaboración Propia

La población futura será **8711** habitantes

b. Periodo de diseño:

Es la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el período de diseño, se consideran factores como: Durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

Considerando los siguientes factores:

- Vida útil de la estructura de almacenamiento.
- Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura.
- Crecimiento poblacional.
- Economía de escala.

Es recomendable adoptar los siguientes periodos de diseño:

- Reservorio de almacenamiento: 20 años.
- Equipos de bombeo : 10 años.
- Tubería de impulsión : 20 años.

La Organización Panamericana de la salud considera un período de diseño de 20 años, el cual será considerado en la presente tesis.

c. Dotación de Agua:

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. El consumo diario anual servirá

para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

Según el RNE OS100: Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/d, en clima frío y de 220 l/hab/d en clima templado y cálido.

Al no contar con estudio de demanda de agua se tomara de acuerdo RNE para zonas frías una dotación de 180 l/Hab/día. El cual se considerara en el estudio presente.

d. Variaciones Periódicas:

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación de consumo está influenciada por diversos factores, tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

➤ **Consumo promedio diario anual (Qp)**

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s.).

$$Qp = \frac{Pf \cdot dotacion(d)}{86400 \text{ s/dia}} \dots\dots\dots(2.4)$$

Donde:

Qp: Consumo promedio diario (l/s)

Pf: Población futura (Hab)

D: Dotación (lt/Hab/día)

$$Qp = \frac{8711 * 180}{86400 \text{ s/día}}$$

$$Qp = 18.15 \text{ lt/seg}$$

➤ **Consumo máximo diario (Qmd) y horario (Qmh)**

El consumo máximo diario corresponde al máximo volumen de agua consumido en un día a lo largo de los 365 días del año; mientras que el consumo máximo horario, es el máximo caudal que se presenta durante una hora en el día de máximo consumo.

Es recomendable asumir los siguientes coeficientes de variación de consumo, referidos al promedio diario anual de las demandas:

- Para el consumo máximo diario, se considerará un valor de 1,3* veces el consumo promedio diario anual.

$$Qmd = 1.3 * Qm \dots\dots\dots(2.5)$$

$$Qmd = 23.59 \text{ lt/seg}$$

- Para el consumo máximo horario, se considerará un valor que oscila entre 1.8 a 2.5 veces*(Según RNE) el consumo promedio diario anual.

$$Qmh = 2.5 * Qm \dots\dots\dots(2.6)$$

$$Qmh = 45.37 \text{ lt/seg}$$

En el caso del consumo máximo horario (Qmh) se considerara con el 100% del promedio diario (Qm). Para poblaciones concentradas o cercanas a poblaciones urbanas se recomienda tomar valores no superiores al 150% según RNE vigente. En este caso de determinar aplicando la siguiente formula:

$$k = 2.75 - \frac{0.75 * Pf}{1000} \dots\dots\dots(2.7)$$

Donde:

K: factor de consumo máximo horario

(%) Pf: Población futura

Entonces:

$$Q_{mh} = k * Q_m \dots\dots\dots(2.8)$$

2.2.2.7. VOLUMEN DEL RESERVORIO:

Según el Reglamento Nacional de edificaciones (RNE) OS 0.30, el volumen de almacenamiento estará conformado por el volumen de regulación, el volumen contra incendio y el volumen de reserva

a) Volumen de regulación:

El volumen de regulación será calculado con el diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la Fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro.

b) Volumen contra Incendio:

En los casos que se considere demanda contra incendio, deberá asignarse un volumen mínimo adicional de acuerdo al siguiente criterio, 50 m3 para áreas destinadas netamente a vivienda.

c) Volumen de Reserva:

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

En nuestro caso, justificaremos un volumen por perdida q pueda existir en algún caso eventual en el funcionamiento del reservorio.

Los cálculos realizados en la presente tesis nos dieron volumen de 250 m3 (VER RESULTADOS, ANEXOS)

2.2.3. ANALISIS ESTRUCTURAL Y SISMICO

2.2.3.1. ELEMENTOS DE UN RESERVORIO ELEVADO:

Son estructuras en las cuales se puede distinguir 2 elementos fundamentales, los cuales detallaremos a continuación:

a) La estructura de soporte o fuste.

Es el primer elemento de soporte, se le aplican las cargas muertas y vivas de todos los elementos descritos en líneas siguientes, se diseña por cargas de tracción y compresión.

Está relacionada con la altura de nivel de agua para obtener la presión hidrostática requerida con la finalidad de poder abastecer al centro poblado en estudio. Esta estructura su función primordial es recibir la carga de del depósito incluido el peso del líquido. Dentro de las más usadas, podemos encontrar que están compuestas por fustes cilíndricas, por columnas, arriostradas por vigas circulares a placas, formando así un castillo de vigas y columnas a las tubulares conformadas por una estructura cilíndrica de sección recta a variable. Deberá ser cilíndrica con una puerta de ingreso a nivel ± 0.00 , de 1,20 x 2,10 m. y ventanas de iluminación interna.

b) La Cuba.

Es el recipiente que contiene el volumen del líquido almacenado y su capacidad esta función de la demanda existente. La geometría de los depósitos varia, desde los más comunes (cuadrados, rectangulares, cilíndricos), hasta los más complejos, dependiendo de la propuesta arquitectónica. Será cilíndrica debiendo tener vigas de borde inferior y superior para su arriostramiento.

El depósito está conformada par 3 partes bien definidas, la losa de fondo, la cuba o cuerpo y la cobertura o techo, que describiremos a continuación:

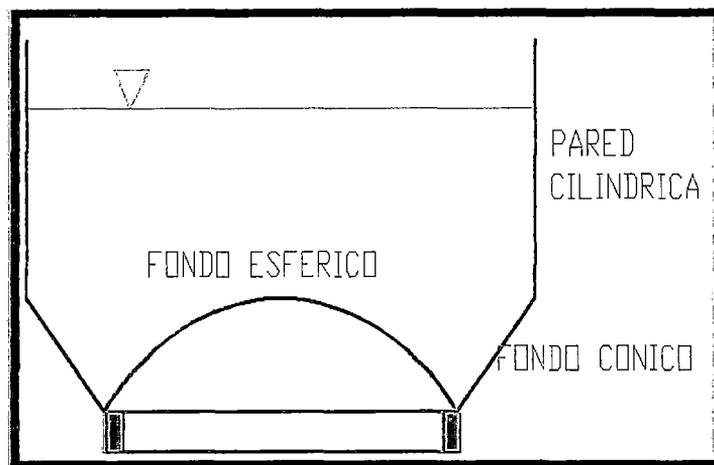
1º La losa de fondo.-

Este elemento puede ser plana, apoyada sobre vigas, que transmiten la carga a las columnas; cuando los volúmenes son considerables mayores de 200 M3, los fondos planos pueden presentar denominaciones considerables, con llevando a disponer de mayor número de apoyos; en estos casos cuanto más

se recomienda secciones abovedadas apoyándose depósito en un anillo, que está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica debido al peso del agua.

Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo de forma mixtas llamadas FONDOS DE INTZE, están compuestas por dos partes, la interior esférica y la exterior cónica, respectivamente, las cuales produce esfuerzos de compresión al anillo circular.

Figura 9: Componentes de un Fondo Intze



FUENTE: Análisis y Diseño Sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte-José Salinas Saavedra

Son compuestas por:

➤ **Losa de Fondo Cónico**

Es el fondo en voladizo del depósito cuya superficie es plana e inclinada. Se diseña mediante los esfuerzos de tracción, verificando por flexión.

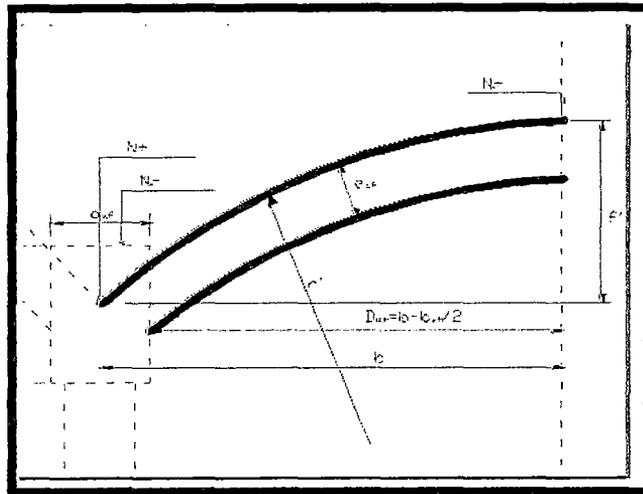
Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

3. Losa de Fondo Esférico o Cúpula Inferior

Es el fondo interno del depósito el cual generará las mismas presiones horizontales que el fondo cónico sobre la viga de fondo. Se diseña mediante los esfuerzos de tracción, verificando por flexión y por pandeo en el apoyo.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

Figura 10: Losa de Fondo Esférico



**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

2º Anillos circulares:

Estos elementos estructurales ayudan a compensar los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por una fuerza longitudinal.

Algunos depósitos (siguiendo éste mismo criterio) están constituidos por un casquete esférico rodeado de una a más superficies CONICAS.

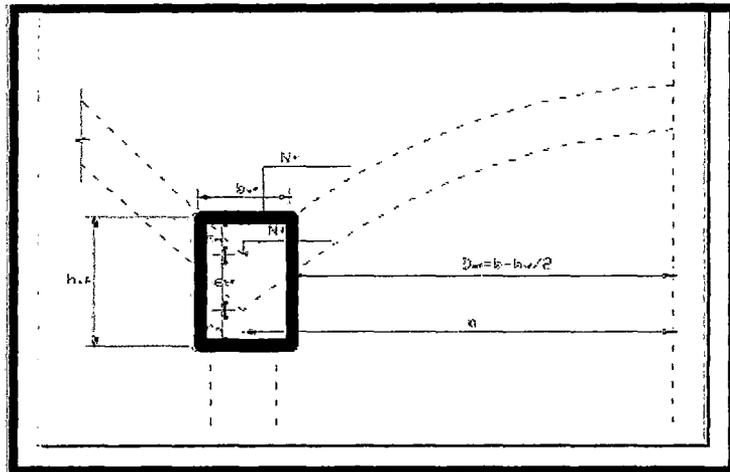
4. Viga Circular de fondo.-

Es la viga que conecta el fondo cónico y el fondo esférico, estos tres elementos deben tener la característica de anular las cargas horizontales.

La viga de fondo se halla sometida a las compresiones del fondo cónico como el fondo esférico, debido a que los esfuerzos que se transmiten a la viga no son verticales, por lo que la encargada de absorber las componentes horizontales ya sea de tracción o compresión.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

Figura 11: Viga de Fondo Circular

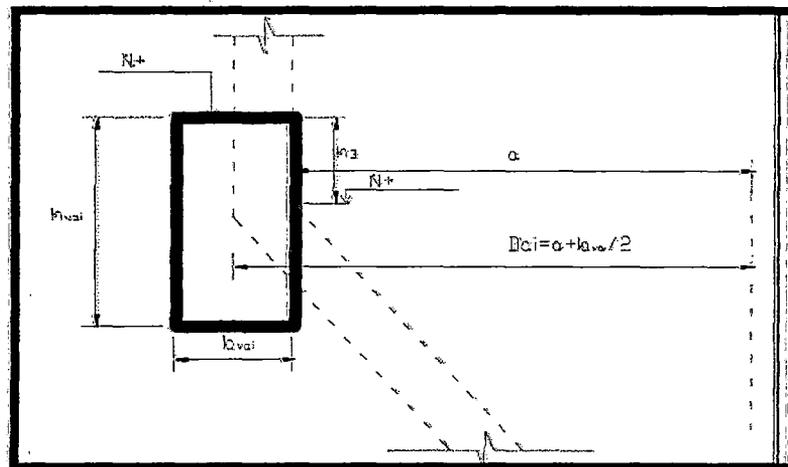


**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

5. Anillo Circular Inferior.-

Es la Viga de Anillo Circular ubicado entre la pared de la cuba y el fondo cónico. Para el diseño se consideran todas las cargas sobre dicha viga como son el peso de la cobertura, viga superior y pared cilíndrica. Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

Figura 12: Anillo Circular Inferior



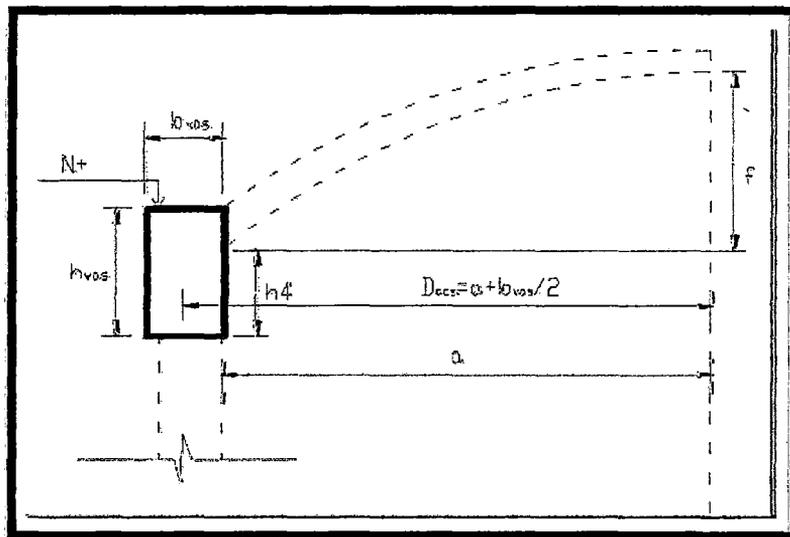
**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

6. Anillo Circular Superior.-

Es necesario disponer de un Viga de Anillo Circular Superior debido a las cargas no verticales producidas por la Cúpula Esférica por ello se debe diseñar este elemento para que sea capaz de soportar cargas horizontales. Se verificarán los esfuerzos de tracción en el concreto de la estructura.

Se requiere que este elemento sea de un concreto con una resistencia igual o mayor a $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$ ya que va a ir en contacto con el agua y es necesaria una impermeabilidad en dicho elemento. Se podría justificar el uso de cementos adicionados, sin embargo también se debe tener en cuenta el requerimiento de la durabilidad que poseen los concretos de alta resistencia, y que son necesarios en este tipo de estructuras importantes.

Figura 13: Anillo Circular Superior

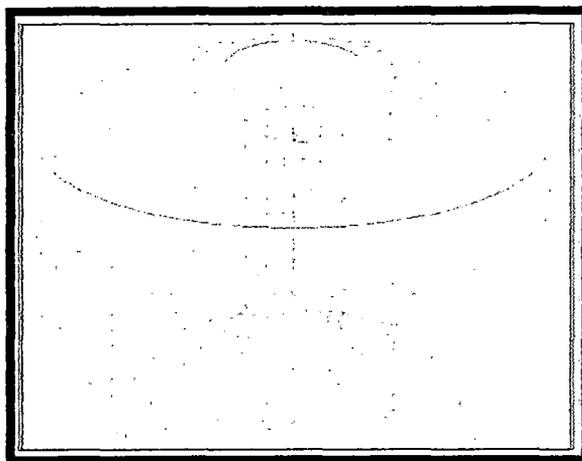


**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

3º La cuba o Pared Cilíndrica:

Es la pared exterior de la cuba la cual va a soportar la presión del líquido contenido, se diseñará por flexión y al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$.

Figura 14: Pared Cilíndrica

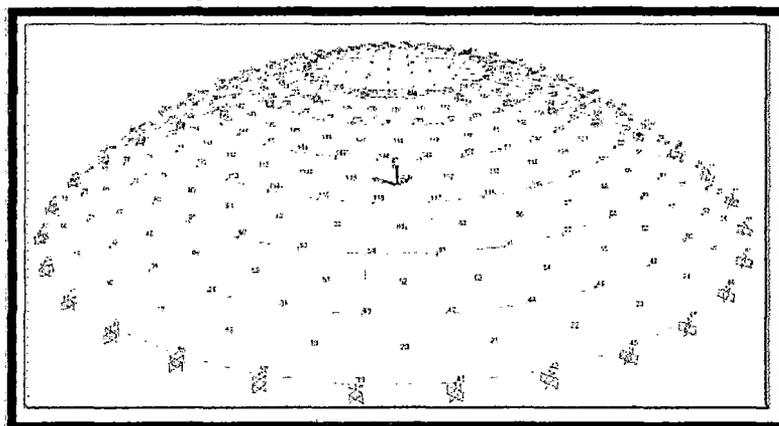


**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

4º Cúpula Esférica:

Es el elemento de cobertura de la cuba del reservorio. Se analizará, aplicando la Teoría de Membranas, los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo. Se aplicará además un ensanche de la cobertura en el extremo exterior debido a las fuerzas de corte producidas en ese punto. Al igual que en la Linterna de Iluminación el concreto a utilizar puede ser desde $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

Figura 15: Cúpula Esférica



**FUENTE: Diseño de Reservorio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

5° Linterna de Iluminación:

Es una viga de anillo circular que forma una abertura normalmente en el centro de la cobertura del Reservoirio, se utiliza para dar cierta iluminación natural al interior del depósito o cuba del reservoirio, cuidando de que no ingresen elementos extraños. Se diseñará considerando cargas a compresión y se verificará la carga de colapso. El concreto a utilizar puede ser desde $f'c=210$ Kg/cm² ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

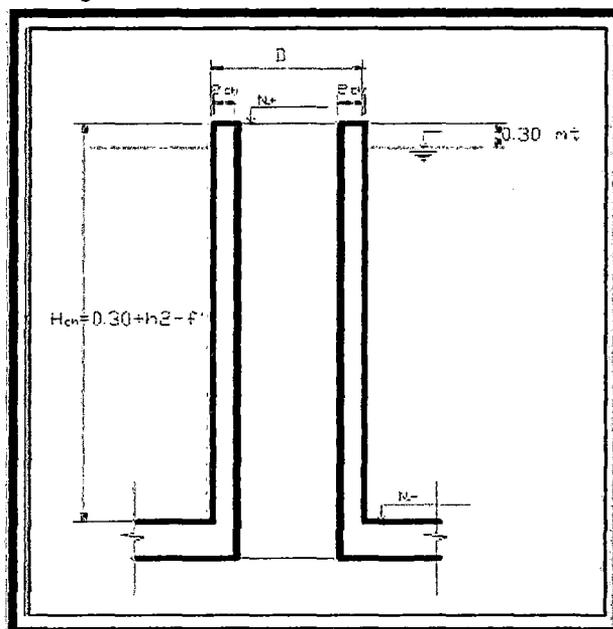
6° Chimenea de Acceso:

La misma que está ligada a la losa de fondo, y por la cual se ingresa al reservoirio para mantenimiento.

Es la pared circular interna del depósito con el diámetro necesario para la llegada y salida de tuberías, adicionando el paso de una persona. Se diseña por flexión, verificando por la esbeltez y por pandeo.

Al igual que todos los elementos en contacto con el agua se considerará una resistencia mínima de $f'c=350$ Kg/cm².

Figura 16: Chimenea de Acceso



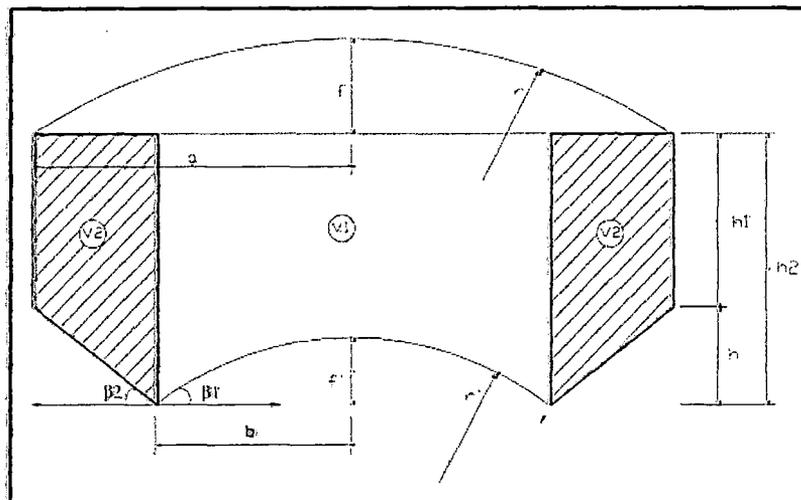
**FUENTE: Diseño de Reservoirio Elevado tipo fuste-
Diplomado en Diseño Estructural**

2.2.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVOIRIO TIPO ELEVADO

Luego de obtener el volumen necesario para el reservorio considerando los elementos principales de un reservorio elevado, fundamentalmente la geometría de la cuba o depósito, y la arquitectura del reservorio propuesto. Se aplicará el criterio de un fondo *Intze* que consiste principalmente en la compensación y anulación de las cargas horizontales.

Los depósitos INTZE deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, es decir que las componentes longitudinales de la presiones C_c de la cúpula, y C_v del voladizo cónico, se equilibren.

Figura 18: Cuba con fondo Intze y dimensiones



FUENTE: Análisis y Diseño Sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte-Jose Salinas Saavedra

➤ Valores aproximados para las dimensiones de las cubas:

$$a = 0.722 \sqrt[3]{V} \dots\dots\dots(2.9)$$

$$a = b \sqrt{2} \dots\dots\dots(2.10)$$

$$h2 = a \dots\dots\dots(2.11)$$

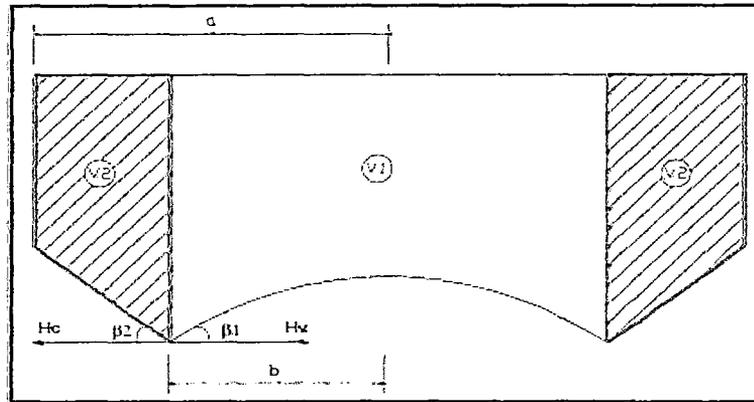
$$h1 = b \dots\dots\dots(2.12)$$

$$r' = b\sqrt{2} \dots\dots\dots(2.13)$$

$$r = \frac{5}{3} a \dots\dots\dots(2.14)$$

$$f = \frac{1}{3} a \dots\dots\dots(2.15)$$

Figura 19: Cuba con fondo Intze y volúmenes



FUENTE: Análisis y Diseño Sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte-José Salinas Saavedra

➤ Valores aproximados para los volúmenes:

$$V1 = \pi b^2 (h2 - \pi) f'^2 (r' - \frac{f'}{3}) \dots \dots \dots (2.16)$$

$$V2 = \frac{a-b}{3} \pi (h1 (2a + b) + h2 (2b + a)) \dots \dots \dots (2.17)$$

$$\tan \beta1 = \frac{b}{\sqrt{(r'^2 - b^2)}} \dots \dots \dots (2.18)$$

$$\tan \beta2 = \frac{h2 - h1}{(a - b)} \dots \dots \dots (2.19)$$

Donde:

V1 = Volumen sobre la cúpula esférica

V2 = Volumen sobre la superficie cónica

β1 = Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.

β2 = Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo cónico.

➤ Altura Equivalente:

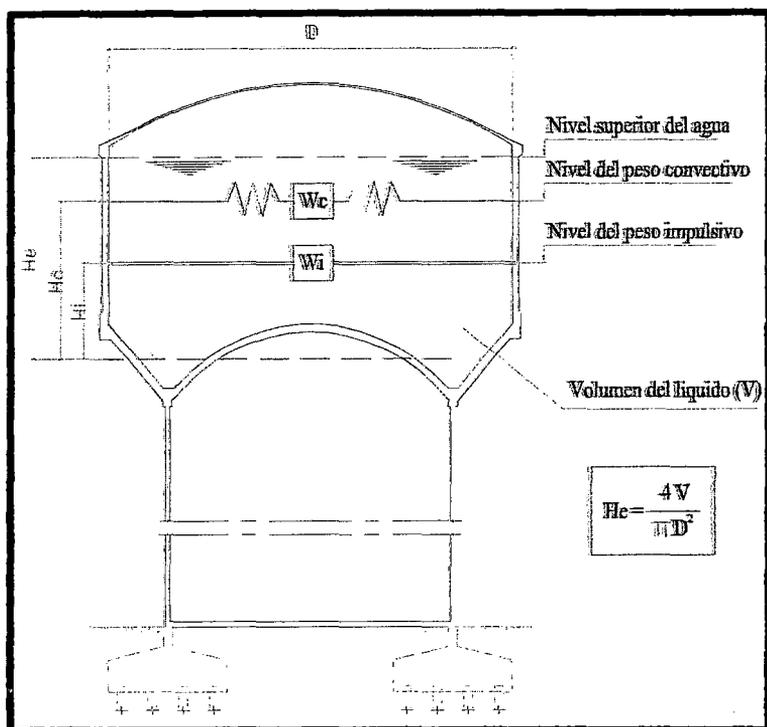
$$He = \frac{4V}{\pi D^2} \dots \dots \dots (2.20)$$

Donde:

V: Volumen de Liquido

D: Diámetro interno de la cuba.

Figura 20: Esquema del análisis de un Reservorio Elevado



FUENTE: Diseño Sísmico de Reservorios Elevados con estructura tubular de Soporte-Julio Rivera Feijoo

En la tesis se utilizó las relaciones anteriores, para calcular las primeras dimensiones, luego con estos valores iniciales preparamos el siguiente cuadro, que muestra las iteraciones efectuadas, haciendo variar f' hasta dar con el volumen:

Tabla 3: Secciones determinadas de los elementos del reservorio

Iteraciones	a	r	b	h2	f'	r'	h1	f
1.0	4.600	7.667	3.253	4.600	1.347	4.600	3.253	1.533
2.0	4.600	7.667	3.300	4.600	1.300	4.667	3.300	1.533
3.0	4.600	7.667	3.350	4.600	1.250	4.738	3.350	1.533
4.0	4.600	7.667	3.400	4.600	1.200	4.808	3.400	1.533
5.0	4.600	7.667	3.450	4.600	1.150	4.879	3.450	1.533
6.0	4.600	7.667	3.500	4.600	1.100	4.950	3.500	1.533
7.0	4.600	7.667	3.550	4.600	1.050	5.020	3.550	1.533
8.0	4.600	7.667	3.600	4.600	1.000	5.091	3.600	1.533
9.0	4.600	7.667	3.200	4.600	1.400	4.525	3.200	1.53333

Fuente: Elaboración Propia

Después de realizada las iteraciones tenemos que las dimensiones finales son:

a =	4.6 m
b =	3.2 m
r' =	4.51 m
r =	7.68 m
h2 =	4.6 m
h1 =	3.2 m
f =	1.53 m
f' =	1.4 m

2.2.3.3. CARGAS DE DISEÑO:

De conformidad con la duración con la cual actúan con una intensidad máxima sobre la estructura, las acciones o cargas de diseño se clasifican en tres categorías: permanentes, variables y accidentales.

La evaluación de las acciones de diseño se efectuará como se especifica a continuación.

a) Las acciones permanentes:

Son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría, son: la carga muerta; la carga de equipos y tuberías.

➤ **Cargas muertas**

Se considerará el peso de los elementos que constituyen el depósito. Los reglamentos locales de construcción podrán suministrar valores de los pesos volumétricos de los materiales empleados, para calcular el peso propio de los elementos que son parte del depósito.

b) Las acciones variables:

Son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que corresponden a esta categoría, son: la carga viva; el empuje estático del líquido y de tierras; los efectos de los cambios de temperatura.

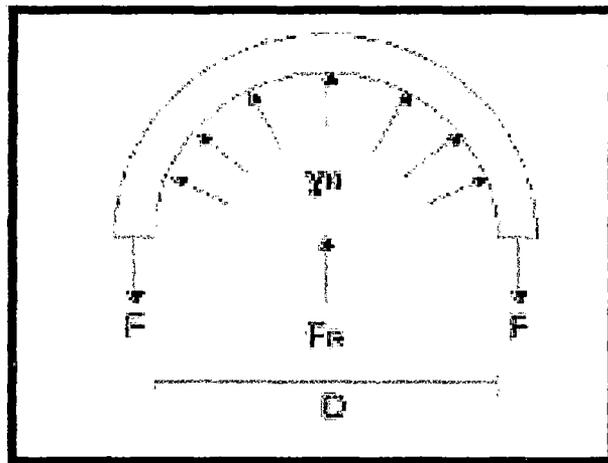
➤ **La presión interior del agua:**

La altura del nivel de agua que se considerará en el diseño será hasta el nivel de vertido de excedencias.

Un depósito cilíndrico que contenga un fluido, está sometido a fuerzas de tensión en su sección transversal, y las paredes han de resistir estas fuerzas para evitar que estalle.

En este caso el fluido que va a estar contenido en el depósito es agua, cuyo diagrama de esfuerzos que actúan en la pared del tanque son los indicados en la figura, las fuerzas de tracción F que actúan en la pared del tanque deben ser absorbidas por el acero de refuerzo.

Figura 21: Dibujo Esquemático de la Presión de agua



Fuente: Tesis, Diseño de un tanque apoyado de ferrocemento- Carlos Oswaldo Nieto Abad

La presión del agua en el desarrollo de la tesis se modelará en el programa SAP2000, aplicando en todo el contorno de las paredes del reservorio.

Carga viva sobre la cubierta:

La carga debida a la acción de mantenimiento del tanque es de 100 kg/m^2 .

- c) **Las acciones accidentales** son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y sólo durante lapsos breves pueden alcanzar intensidades significativas. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas,

explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

➤ **Sismo:**

Se ha comprobado que durante los sismos, los depósitos que contienen algún fluido pueden fallar y derramar el líquido contenido.

2.2.3.4. METRADO DE CARGAS

Para efectos de metrado de cargas asumiremos espesores de fuste, cuba, cúpula, así como de vigas de arriostre, que serán corregidos al momento de realizar los diseños respectivos.

El reservorio está sometido a cargas muertas y sobrecarga:

VER ANEXOS.

2.2.3.5. NORMA ACI 350.3-06 Y EL ANÁLISIS SÍSMICO HIDRODINÁMICO

Durante un sismo el terreno o basamento es acelerado y la perturbación sísmica es transmitida directamente al tanque (reservorios apoyados) o a través de la vibración de la torre de soporte o fuste (reservorios elevados). Las cargas de sismo que se inducen sobre la estructura por el principio de inercia, son proporcionales con las masas implicadas y con el amortiguamiento de cada una de las partes del sistema. Por tanto deberán considerarse la masa del sistema contenedor y la masa del líquido contenido.

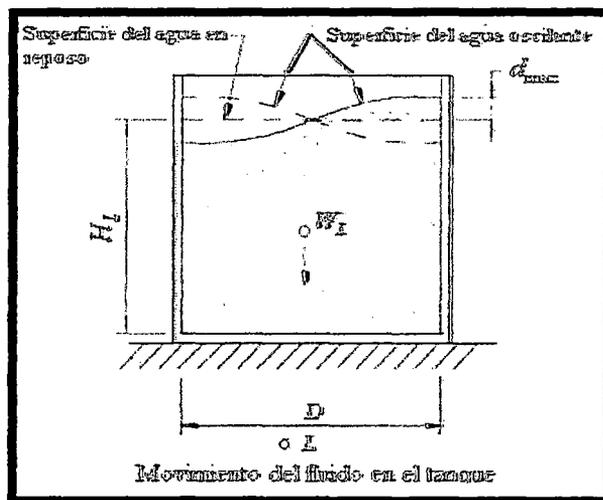
Suponiendo que el reservorio está configurado en concreto armado, la masa total de la estructura (reservorio vacío), se calcula como el peso del mismo entre la fuerza de la gravedad y es una masa estática y como éste normalmente es un sistema rígido, puede soportar hasta cierto límite fuerzas laterales o de corte. (Aporte del concreto y del acero de refuerzo).

Por otra parte y suponiendo que el tanque está lleno o parcialmente lleno y que el líquido contenido sea agua, la perturbación sísmica genera aceleraciones en las paredes del tanque, lo que induce a que se produzcan movimientos inerciales del líquido confinado en la parte inferior, éste impacto del agua contra las paredes del tanque en movimiento, generan presiones impulsivas.

De la misma forma y puesto que la parte superior de la masa de agua total, no está confinada, (debido a la existencia de un borde libre), la perturbación dinámica, genera un oleaje periódico, que se traducen en presiones convectivas contra las paredes del tanque, que son una consecuencia lógica del movimiento inercial.

La Figura siguiente, representa el comportamiento dinámico del conjunto líquido-estructura durante una perturbación sísmica, si observamos bien, podemos distinguir que del total de la masa del agua contenida en el tanque, sea éste apoyado o elevado, una parte de la masa de agua queda impregnada rígidamente a las paredes del reservorio y además que ésta se encuentra confinada y se ubica en la parte inferior contados a partir del piso del tanque. A esta masa se le conoce como **masa fija ó impulsiva**. Asimismo el complemento de la masa impulsiva que se ubica ciertamente sobre esa, al no encontrarse “confinada” (ya que tiene libertad por un borde libre) oscila durante la perturbación sísmica generándose en ella un oleaje. A esta masa complementaria se le conoce como **masa móvil o convectiva**.

Figura 22: Movimiento del fluido dentro del Reservorio, Cuando ocurre un sismo



**Fuente: Artículo: "Problemas de Sismorresistencia"-
Gilberto Lacayo Bermudez**

Estos impactos del agua contra las paredes del tanque, que se traducen en presiones impulsivas y convectivas se conocen como la **Interacción**

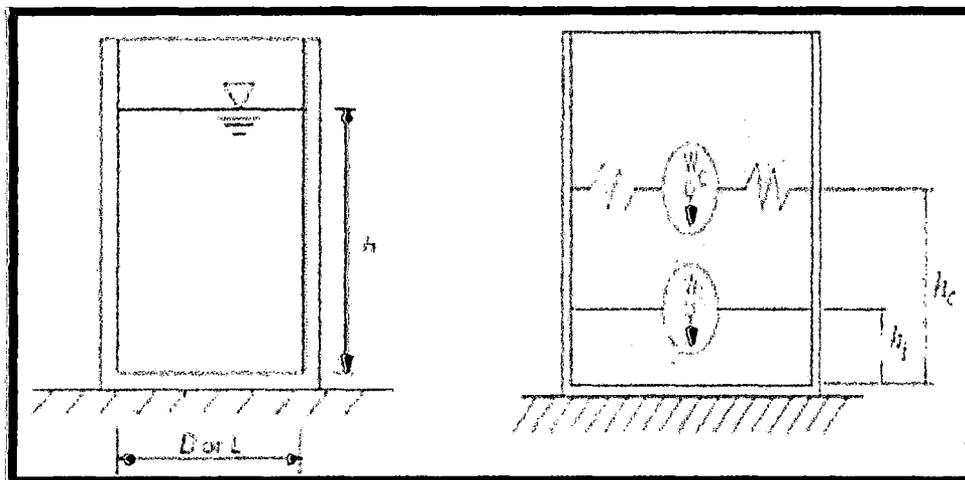
Hidrodinámica líquido – estructura, y como es lógico pensar, tales efectos hidrodinámicos deben ser considerados de manera adicional con los esfuerzos provenientes de la interacción hidrostática que genera en este caso el agua estancada o en reposo, y no solo como un efecto comparativo.

Para tomar en cuenta los esfuerzos provocados por la interacción Hidrodinámica Líquido-Estructura, el Código ACI 350.3-06, otorga modelos dinámicos con el uso de masas y resortes, todo ello basándose en el conocido **Sistema Mecánico Equivalente (S.M.E.) 1963 de George W. Housner (1910-2008)**, que se muestra en la Figura siguiente, en ésta figura se puede apreciar la existencia de la **masa fija ó impulsiva (m_i)** que se adhiere rígidamente a las paredes inferiores del tanque (sea reservorio elevado o apoyado) y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita.

De la misma forma puede apreciarse la existencia de la **masa convectiva o móvil (m_c)** la cual como es obvio, tiene una posición por encima de la masa impulsiva y que se adhiere a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido.

En la figura siguiente es fácil observar que la cantidad de la masa impulsiva es mayor que la masa convectiva.

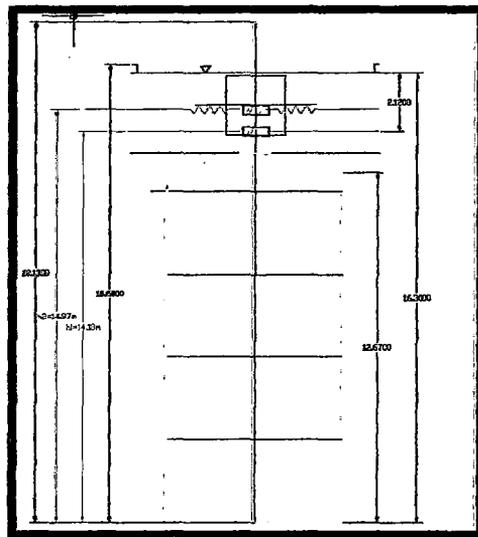
Figura 23: Sistema Mecánico Equivalente de Housner, Modelo dinámico de masas y resortes



Fuente: Artículo: "Análisis Sísmico de Reservorios"-
Oscar Llasa Funes

Se debe tener en cuenta que para el diseño de reservorios el diseño y la configuración de la geometría se ve gobernada por el criterio, además el sistema mecánico equivalente de Housner fue desarrollado en reservorios abiertos. Pero de acuerdo a Julio Ribera Feijoo (2001) el comportamiento de reservorios completamente llenos, cubiertos con tapa rígida es diferente, sin embargo si existe un pequeño espacio entre la superficie del líquido y la tapa (2% del volumen del reservorio), las presiones ejercidas sobre las paredes serán prácticamente iguales a las que se producen en reservorios abiertos.

Figura 24: Modelo Dinámico de masas y resortes en un Reservorio Elevado



Fuente:Elaboracion propia

2.2.3.6. PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA SEGÚN ACI 350.3-06 Y EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E-030 (DISEÑO SISMORRESISTENTE)

➤ **Peso total de la Estructura:**

Para fines de análisis estructural, los efectos de un sismo pueden expresarse como un conjunto de fuerzas laterales estáticas equivalentes. Estas fuerzas laterales dependen de las aceleraciones asociadas con el movimiento del terreno, las características dinámicas del sistema y la distribución de la masa a través de toda la estructura.

$$P = Pa + Pb + Pagua + 100\%CV \dots\dots\dots(2.21)$$

Donde:

Pa: Peso del fuste

Pb: Peso del deposito

Pagua: Peso de agua

CV: Carga viva.

➤ **Zonificación:**

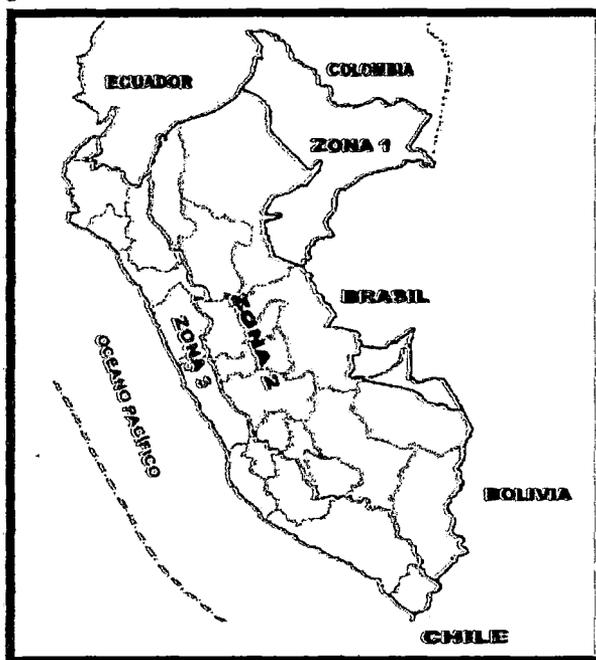
El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la tabla siguiente. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla 4: Factores de Zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030

Figura 25: Zonificación Sísmica del Territorio Peruano



FUENTE: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030

Según la tabla, en la presente investigación, el tanque elevado se ha de construir en un lugar de la sierra específicamente en la región de Huancavelica-Acobamba-Paucara, por lo tanto le corresponde:

ZONA 2	SISMICIDAD REGULAR
---------------	---------------------------

Para la zona 2 se ha desinado un valor:

Z=0.3

➤ **Condiciones Geotécnicas:**

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

Tabla 5: Parámetros del Suelo

PARAMETROS DEL SUELO			
Tipo	Descripción	Tp	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones Excepcionales	-	-

(*) Los valores de Tp y s para este caso seran establecidos por el especialista, pero en ningun caso seran menores que los especificados para el perfil tipo S3

FUENTE: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030

En la presente investigación, el terreno es resistencia baja, y de acuerdo a la anterior tabla se tiene:

TIPO	DESCRIPCION	Tp	S
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4

➤ **Categoría de las Edificaciones:**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla siguiente

Tabla 6: Categoría de las Edificaciones

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	
CATEGORIA	FACTOR U
<i>(A) Edificaciones Esenciales</i>	1.5
<i>(B) Edificaciones Importantes</i>	1.3
<i>(C) Edificaciones Comunes</i>	1.0
<i>(C) Edificaciones Menores</i>	(*)

FUENTE: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030

El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla, se usará según la clasificación que se haga. En la presente investigación, la categoría de la estructura es de tipo A

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
"A" Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, y reservorios de agua.	1.5

➤ **Factor de modificación de respuesta (Rw):**

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

Tabla 7: Factor de Modificación de la respuesta R_w

FACTOR DE MODIFICACION DE LA RESPUESTA R_w			
Tipo de estructura	R_{wi} superficial o en pendiente	Enterrado*	R_{wc}
<i>Tanques con bases flexibles y ancladas a ella.</i>	4.5	4.5	1
<i>Tanques monolíticos o empotrados a la base</i>	2.75	4	1
<i>Tanques no anclados, llenos o vacíos **</i>	2	2.75	1
<i>Reservorios Elevados</i>	3	-	1

* Un tanque enterrado se define como un tanque cuya superficie máxima en reposo se encuentra por debajo del nivel del suelo. Para tanques parcialmente enterrados, el valor puede ser linealmente interpolado entre los valores indicados para los tanques sobre el terreno y los enterrados.

** Los tanques de este tipo no deben construirse en lugares altamente sísmicos.

FUENTE:COMITÉ ACI .350.3-06

Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla mostrada previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

En la presente investigación, se considerara los factores de reducción: tanto para Peso impulsivo (W_i) y para el peso convectivo (W_c). Que se muestran a continuación:

R_{wi}	R_{wc}
3.00	1.00

➤ **Periodo Fundamental (T):**

El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{c_T} \dots\dots\dots(2.22)$$

Donde :

h_n : Altura de la edificación en m

- a. $CT = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.
- b. $CT = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.
- c. $CT = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

El periodo fundamental determinado en el proyecto es el siguiente:

$T =$	0.3017
-------	----------

➤ **Factor de Amplificación Sísmica (C):**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5 \dots\dots\dots(2.23)$$

El factor de amplificación sísmica determinado fue 7.45, pero este valor no es tomado en cuenta ya que es mayor a 2.5, entonces en el proyecto es el siguiente:

$C =$	2.50
-------	--------

2.2.3.7. BORDE LIBRE (REVANCHA):

La revancha tiene que ser capaz de soportar la máxima oscilación de oleaje d_{max} , generada por la aceleración sísmica máxima. ACI 350.3-06

La aceleración horizontal sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse (chapoteo), con desplazamiento vertical de la superficie de fluido. El desplazamiento vertical máximo d , en reservorios circulares puede ser calculado por la siguiente expresión:

$$d_{max} = \left(\frac{l}{2} \right) (ZS U_x C_c) \dots\dots\dots(2.24)$$

Donde C_c , es el factor de amplificación espectral, en la masa convectiva
 La dimensión de borde libre necesaria para el diseño puede variar. **Cuando se usa cubierta, la revancha no es necesaria.** En los casos en que la pérdida de líquido debe ser prevenida (por ejemplo, estanques con contenido de desechos tóxicos), o donde la cubierta pueda impedir la erosión del material de fundación o el daño de tuberías, techo o ambos; entonces, uno o más de las siguientes medidas deben ser tomadas:

- Proveer una revancha tolerable;
- Diseñar la estructura del techo para resistir las presiones de empuje; y
- Proveer un vertedero de rebalse

En el caso de esta investigación, nuestro reservorio, presenta cubierta, así que se omitió el cálculo de este dato.

2.2.3.8. ANALISIS ESTATICO

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación, calculados este gracias al valor determinado de la fuerza cortante en la base

El procedimiento para determinar la cortante basal, es el siguiente:

A) Calculo del peso de los muros del reservorio (W_w) (ACI 350.3-06 Item 9.5.2.):

Para calcular el peso de los muros con influencia del agua en las paredes, se necesita conocer las dimensiones hidráulicas y luego determinar el factor de corrección (ϵ) dado por la siguiente formula:

$$\epsilon = \left(0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (2.25)$$

$$HL = He = \left(\frac{4V}{\pi D^2} \right) \dots \dots \dots (2.26)$$

$$W_w = Pa + Pb + Pagua + 100\%CV \dots \dots \dots (2.27)$$

Donde:

D = Diámetro interior del reservorio

$H_L = H_e$ = Altura máxima del agua almacenada en el reservorio (altura equivalente)

V= Volumen total del reservorio

Pa: Peso del fuste

Pb: Peso del deposito

Pagua: Peso de agua

CV: Carga viva.

En el presente estudio, como ya se dimensiono anteriormente:

D = 9.20m

He=	3.88m
-----	-------

Entonces el factor de corrección,

ε =	0.65
-----	------

Este factor debe ser multiplicado por el peso de los muros con influencia del agua en las paredes o peso de pared cilíndrica, para determinar así el peso corregido del tanque.

Ww=	219,685.95	kgf
-----	------------	-----

B) Calculo de los pesos del líquido almacenado Wi y Wc:

Los componentes del líquido almacenado según el ACI 350.3-06, ítem 9.3.1. que está compuesta por el peso impulsivo Wi y la componente conectiva Wc dada por la siguiente expresión:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right)}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} \dots\dots\dots(2.28)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \tanh\left(3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right) \dots\dots\dots(2.29)$$

Donde:

WL= Peso total del agua almacenada en el reservorio (no corregido)

HL= He= Altura máxima del agua almacenada en el reservorio

D = Diámetro interior del reservorio

Wi= Masa impulsiva, que al dividir por la gravedad, resultara el peso impulsivo.

Wc= Masa convectiva, que al dividir por la gravedad, resultara el peso convectivo.

Al emplear las ecuaciones anteriores, los valores resultantes son:

PESO IMPULSIVO Wi				
Wi =	121,354.32	kgf	12.37	ton-s²/m
PESO CONVECTIVO Wc				
Wc =	128,552.84	kgf	13.10	ton-s²/m

C) Ubicación de la altura del centro de gravedad de los pesos efectivos del líquido almacenado hi y hc:

La ubicación del centro de gravedad de los pesos impulsivos y convectivo del líquido, medido desde la base del reservorio, está dada por la siguiente expresión (ACI 350.3-06 item 9.3.2.):

Para estanques con D/HL < 1.333

$$\frac{hi}{HL} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{HL}\right) \dots\dots\dots(2.30)$$

Para estanques con D/HL ≥ 1.333

$$\frac{hi}{HL} = 0.375 \dots\dots\dots(2.31)$$

Para todos los estanques:

$$\frac{hc}{HL} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68\left(\frac{HL}{D}\right)\right) - 1}{3.68\left(\frac{HL}{D}\right) * \sinh\left(3.68\left(\frac{HL}{D}\right)\right)} \dots\dots\dots(2.32)$$

Donde:

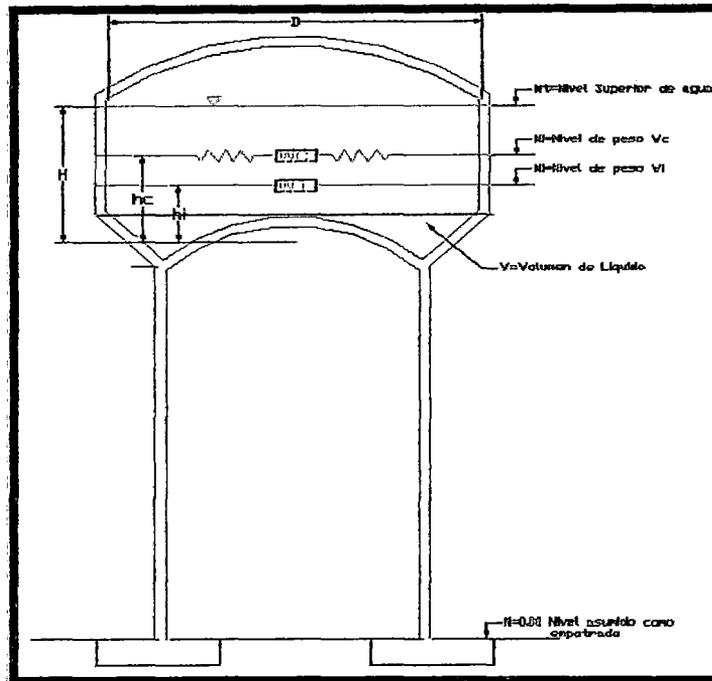
hi : altura de la posición de la masa impulsiva respecto a la base del tanque

hc : altura de la posición de la masa convectiva respecto a la base del tanque.

HL= He= Altura máxima del agua almacenada en el reservorio

D = Diámetro interior del reservorio.

Figura 26: Ubicación de los pesos de agua



FUENTE: Diseño Sísmico de Reservorios Elevados con estructura Tubular de Soporte-Julio Rivera Feijoo

Al emplear las ecuaciones anteriores, los valores resultantes en el estudio de tesis son:

$h_i =$	1.45	m
$h_c =$	2.25	m

D) Cálculo de la constante de rigidez del líquido

La masa fija ó impulsiva (m_i) que se adhiere rígidamente a las paredes inferiores del tanque (sea reservorio elevado o apoyado) al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita, en otras palabras, ésta masa se comporta como diafragma rígido. Mientras la masa convectiva o móvil (m_c) que tiene una posición por encima de la masa impulsiva se adhiere a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido. Y de la siguiente manera es como se determina la rigidez.

$$K = \frac{45}{2} \times \frac{Wl}{He} \times \left(\frac{Wc \times He}{Wl \times Di} \right)^2 \dots\dots\dots(2.33)$$

Donde:

Wl= Peso total del agua almacenada en el reservorio (no corregido)

HL= He= Altura máxima del agua almacenada en el reservorio

D = Diámetro interior del reservorio

Wi= Masa impulsiva, que al dividir por la gravedad, resultara el peso impulsivo.

Wc= Masa convectiva, que al dividir por la gravedad, resultara el peso convectivo.

En la presente tesis el cálculo de la rigidez fue el siguiente:

CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL RESORTE			
K =	66,085.28	kgf/m	66.09 tn/m

E) Determinación de las fuerzas dinámicas laterales:

Las fuerzas dinámicas laterales sobre la base seran determinadas como sigue:

$$P_w = ZSUC_I \times \frac{Ww}{R_{wi}} \dots\dots\dots(2.34)$$

$$P_c = ZSUC_I \times \frac{Wc}{R_{wi}} \dots\dots\dots(2.35)$$

$$P_i = ZSUC_I \times \frac{Wi}{R_{wi}} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$P_c = ZSUC_c \times \frac{Wc}{R_{wc}} \dots\dots\dots(2.37)$$

Y las fuerzas dinámicas laterales sobre la base serán:

P _w =	115,335.12	kg
P _i =	63,711.02	kg
P _c =	65,128.47	kg

F) Determinación de la Fuerza cortante total en la base:

Una vez determinadas las fuerzas debido al peso de la estructura, al peso impulsivo y convectivo del líquido, se determina la fuerza cortante en la base, de acuerdo a la siguiente expresión (ACI 350.3-06 ítem 4.1.2.):

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \dots\dots\dots(2.38)$$

Donde:

P_i = Fuerza debido al peso impulsivo del líquido

P_w = Fuerza debido al peso de las paredes del reservorio

P_r = Fuerza debido al peso de la cúpula

P_c = Fuerza debido al peso convectivo del líquido

En la presente tesis, la cortante basal en el fondo del tanque, fue determinado por la relación anterior, dando de resultado el siguiente valor:

CORTANTE BASAL		
V =	190, 523.59 kg	190.52 tn

G) Distribución Vertical de Fuerzas Laterales:

El cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{V \cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \dots\dots\dots(2.39)$$

Donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del tanque en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

En el presente proyecto sería de la siguiente manera:

NIVEL	Pi (kg)	hi(m)	Pi hi	Fi (kg)	Fi(Tr)	W=Fi/L(ton/m)
CONVECTIVO	128,552.84	14.97	1,925,067.68	64,273.09	64.27	2.224
IMPULSIVO	121,354.32	14.18	1,720,440.59	57,441.12	57.44	1.987
CUP + MURO	72,674.27	14.24	1,034,865.61	34,551.52	34.55	1.195
CUPULA INF.	27,600.00	12.00	331,200.00	11,057.92	11.06	0.550
FUSTE 4	28,952.92	10.50	304,005.64	10,149.97	10.15	0.505
FUSTE 3	28,952.92	7.50	217,146.88	7,249.98	7.25	0.361
FUSTE 2	28,952.92	4.50	130,288.13	4,349.99	4.35	0.216
FUSTE 1	28,952.92	1.50	43,429.38	1,450.00	1.45	0.072
	115,811.67	TOTAL	5,706,443.91	190,523.59	190.52	

2.2.3.9. ANALISIS DINAMICO

En los casos de tanques elevados, el análisis sísmico es sumamente importante, porque la acción del sismo es crítica en este tipo de reservorios.

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo historia. En este caso se usó la aceleración Pseudo espectral para reservorios, procedimiento de Llasa Funes (sf) quien compatibiliza el reglamento ACI 350.3-06 con el reglamento peruano RNE E.030.

El programa SAP2000 V17.1.1., tiene en sus funciones realizar estos casos de análisis, en el presente estudio se desarrolló, mediante este programa el proceso de un análisis dinámico, desarrollando sus modos de vibración, formas de vibración, determinación de la cortante mínima en la base, y la determinación de desplazamientos respectivos, por lo que en el anexo se presenta la explicación básica del análisis dinámico.

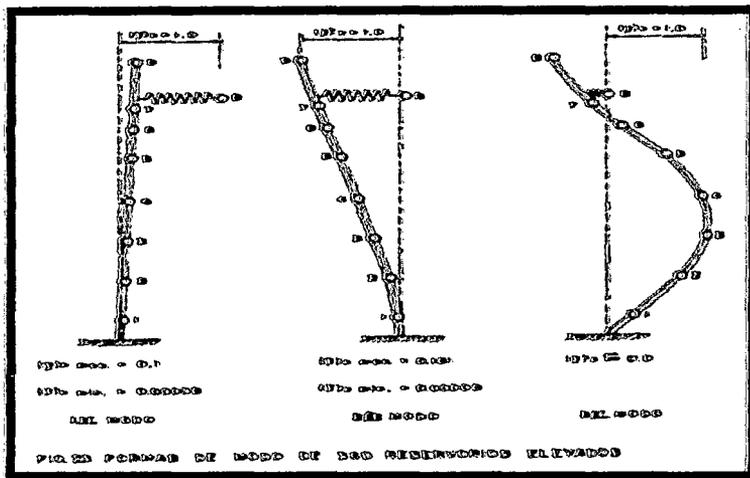
a) MODOS DE VIBRACIÓN

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

El Ing. Julio Rivera Feijoo (1991), en su Tesis: "Diseño Sísmico De Reservorios Elevados Con Estructura Tubular De Soporte", nos plantea que el primer modo de vibrar del sistema es prácticamente igual a la

vibración de la "masa móvil" (masa convectiva) del agua, quedándose la estructura casi inmóvil, y el segundo modo de vibrar es casi idéntico al movimiento de la estructura del reservorio sin la masa móvil, ya que su influencia es despreciable desde el punto de vista ingenieril. Esto es típico de aquellas estructuras en que el primer modo de vibrar es muy grande con respecto al segundo modo (10 a 20 veces mayor).

Figura 27: Formas de Modo de 360 Reservorios Elevados



FUENTE: Diseño Sísmico De Reservorios Elevados Con Estructura Tubular De Soporte” Ing. Julio Rivera Feijoo

Concluye entonces que el problema se puede atacar de una manera equivalente si es que se procesan los reservorios sin la masa móvil del agua y posteriormente se les suma el efecto ocasionado por el agua, calculado considerando que el resorte de la masa móvil del agua se apoya en un elemento sin desplazamiento

En el desarrollo de la tesis se comprobó lo anterior, puesto que en el programa SAP2000, nos presenta de manera didáctica los resultados, es más sencillo esta observación.

b) ACELERACIÓN PSEUDO ESPECTRAL PARA RESERVORIOS

Puesto que la masa impulsiva, está adherido rigidamente a las paredes del reservorio, puede decirse que se comporta como un cuerpo o sistema

rígido inercial, y al ser muy rígido y de acuerdo con la ley de Hooke, le corresponden desplazamientos pequeños, ya que los desplazamientos son inversamente proporcional con la rigidez. Asimismo sabemos que el periodo de oscilación es inversamente proporcional con la rigidez, por lo tanto para este cuerpo rígido de antemano ya concluimos que los periodos menores estarán asociados a la masa impulsiva o cuerpo rígido inercial. Lo contrario ocurre con la masa convectiva, en donde los resortes tienen una rigidez determinada "K", dependiente del módulo de elasticidad del agua ($E_a=200,000\text{ton/m}^2$). La rigidez de los resortes es pequeña por lo tanto al ser inversamente proporcional con el periodo de oscilación, entonces los periodos mayores estarán asociados a la masa convectiva, como era de esperarse.

Por lo tanto estamos seguros que al momento de generar un Espectro de Pseudoaceleración, deberemos incluir dos fases: para los periodos pequeños y para los periodos grandes, cada una con sus propiedades respectivas.

Si bien es cierto que los parámetros clásicos que dicta el Reglamento NTE-030, Zona Z, Uso o Importancia I, Suelo S y su periodo del terreno asociado T_p , así como el coeficiente de amplificación sísmica C, son los mismos para todo el sistema de análisis, más no así podríamos opinar sobre el factor R (coeficiente de reducción), que ahora se llamará factor de modificación de respuesta.

El factor de modificación de respuesta depende exclusivamente del tipo del sistema estructural, si tratamos con reservorios enterrados o superficiales, pero este factor depende de las propiedades del sistema, obviamente éste parámetro está ligado como directamente proporcional con el módulo de elasticidad (o la rigidez del sistema) de los materiales que componen los sistemas existentes. En caso de Reservorios elevados R es considerado igual a 3.

Podemos adelantar que durante la ejecución del espectro de Pseudoaceleración, para la masa impulsiva (sistema rígido inercial) se

asocian los periodos pequeños y valores grandes de factor de modificación de respuesta y para la masa convectiva (sistema flexible) se asocian los periodos de tiempo mayores y valores pequeños del factor de modificación de respuesta ($R_{wc}=1$, en todos los casos).

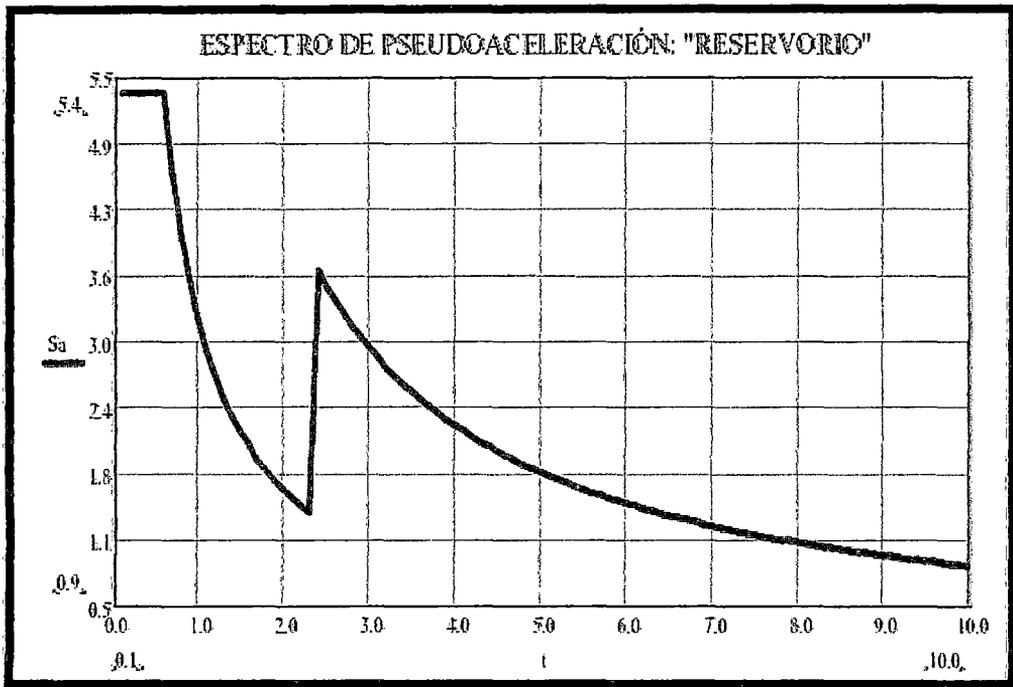
Teniendo en cuenta que g , es el valor de la aceleración gravitacional, el Espectro de Pseudoaceleración $S_a(t)$ en reservorios es dependiente del periodo " t " periodo impulsivo o corto y del periodo convectivo largo. El coeficiente de amplificación sísmica permanece igual que en el reglamento NTE-030.

$$S_a(t) = \frac{Z \cdot I \cdot S \cdot C \cdot g}{R_{wi}} \dots\dots\dots(2.40)$$

Donde:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad C \leq 2.5 \dots\dots\dots(2.41)$$

Figura 28: Ejemplo de espectro de Pseudoaceleración en reservorios



FUENTE: Artículo: "Análisis Sísmico de Reservorios"-Oscar Llasa Funes

En nuestro caso, he utilizado un artificio para resolver la estructura con un solo espectro de pseudoaceleracion, teniendo diferentes factores de reduccion de la masa converctiva ($R_{wc}=1$) y la masa impulsiva ($R_{wi}=3$), para esto he multiplicado la masa convectiva y su rigidez respectivamente por el factor de reduccion =3.

Estos procedimientos seran detallados en los resultados y anexos.

c) FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado como fuerza cortante estatico.

d) ANALISIS TIEMPO-HISTORIA

El Analisis tiempo historia, se podra realizar suponiendo comportamiento lineal y elastico y deberan utilizarse no menos de 5 registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberan normalizarse de manera que la *aceleracion maxima corresponda al valor maximo esperado en el sitio.*

2.2.3.10. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES:

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado con el análisis estructural realizado con el ETBAS V 9.7.2, esta no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la tabla siguiente.

Tabla 8: Limites para desplazamientos laterales

Material Predominante	(i / e_i)
Concreto Armado	0.007
Acero (*)	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

FUENTE: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030

2.2.3.11. COMBINACIONES DE CARGA:

a) Requisitos de resistencia y de Servicio (Rne E.060, 2009)

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \leq R_u$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

a.1) RESISTENCIA REQUERIDA (RNE E.060, 2009)

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \dots\dots\dots(2.42)$$

Si en el diseño se tuvieron que considerar cargas de viento (CVi), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi) \dots\dots\dots(2.43)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi \dots\dots\dots(2.44)$$

Si en el diseño se tuvieron que considerar cargas de sismo (CS), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \dots\dots\dots(2.45)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \dots\dots\dots(2.46)$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE \dots\dots\dots(2.47)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE \dots\dots\dots (2.48)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL \dots\dots\dots (2.49)$$

Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, deberá ser como mínimo:

$$U = 1,05 CM + 1,25 CV + 1,05 CT \dots\dots\dots (2.50)$$

$$U = 1,4 CM + 1,4 CT \dots\dots\dots (2.51)$$

a.2) FACTORES DE MAYORACIÓN DE CARGA Y REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. SEGÚN ACI 350M-08.

El código ACI que utilizaremos para las combinaciones de carga es el ACI 350M-08, este código da los alcances para la utilización de combinaciones de carga para el análisis de reservorios.

$$U = 1.4 (D + F) \dots\dots\dots (2.52)$$

$$U = 1.2 (D + F) + 1.6 (L + H) + 0.5 Lr \dots\dots\dots (2.53)$$

$$U = 1.2D + 1.6 Lr + L \dots\dots\dots (2.54)$$

$$U = 1.2D + 1.2F + 1.0E + 1.6H + L \dots\dots\dots (2.55)$$

$$U = 0.9D + 1.2F + 1.0E + 1.6H \dots\dots\dots (2.56)$$

Donde:

D = Cargas por Peso Propio, Cargas Muertas.

L = Cargas Vivas.

Lr = Cargas de Techo.

H = Cargas por Presión de Suelos.

F = Cargas por Presión de Fluidos.

E= cargas por sismo.

Los Factores de reducción de resistencia son:

Tensión Controlada = 0.9

Compresión Controlada, miembros con refuerzo en espiral = 0.75

Compresión Controlada, otros tipos de refuerzo = 0.65

Cortante y Torsión = 0.75

Cortante en zonas sísmicas = 0.60

Juntas y reforzamiento diagonal en vigas = 0.85

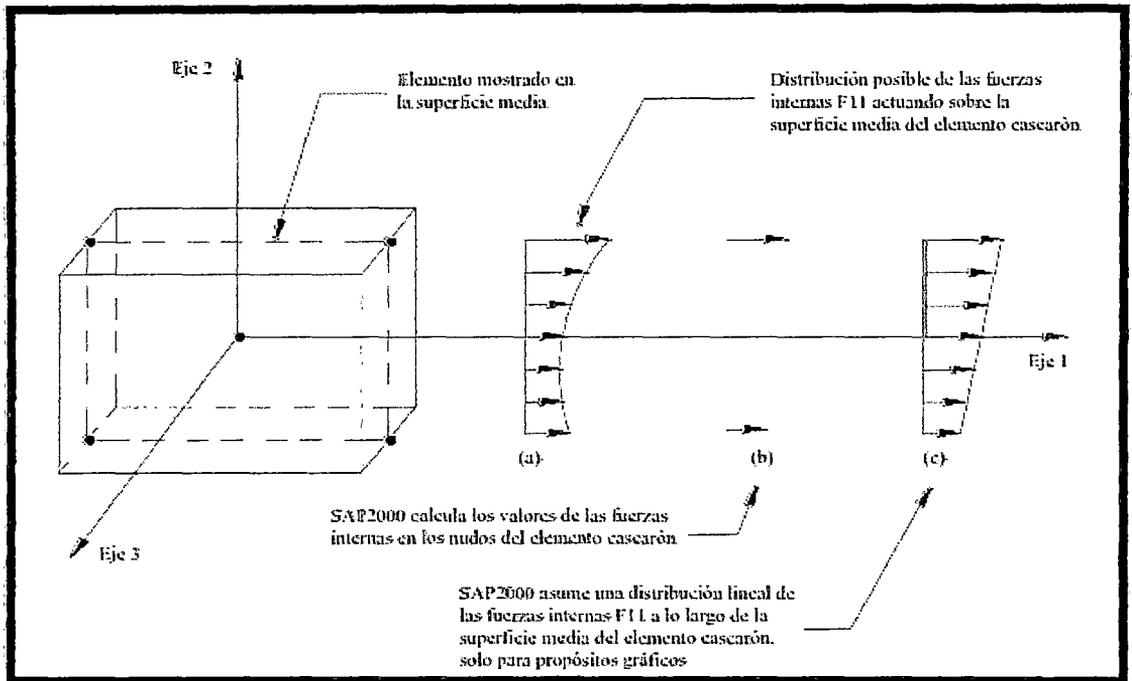
2.2.3.12. INTERPRETACION DE RESULTADOS EN UNA ESTRUCTURA ESPACIAL EN SAP2000:

a) Fuerzas internas en los elementos:

Para el análisis, todas las cargas deberán aplicarse en el sistema de referencia local, dichas cargas se transforman al sistema global para poder resolver el sistema de ecuaciones. Obtenidas las fuerzas internas se transforman en el sistema de referencia local para una mejor interpretación, y estas últimas se describen a continuación.

Las fuerzas internas que actúan en un elemento cascarón son identificadas en este trabajo como: F11, F22, F12, M11, M22, M12, V13 y V23. Las fuerzas F21 y F12 son iguales, así como M21 y M12 también. Estas fuerzas y momentos son unitarios, es decir, son por unidad de longitud. De igual forma se pueden obtener los esfuerzos asociados a estas fuerzas.

Figura 29: Distribución de fuerzas en un Elemento Cascarón

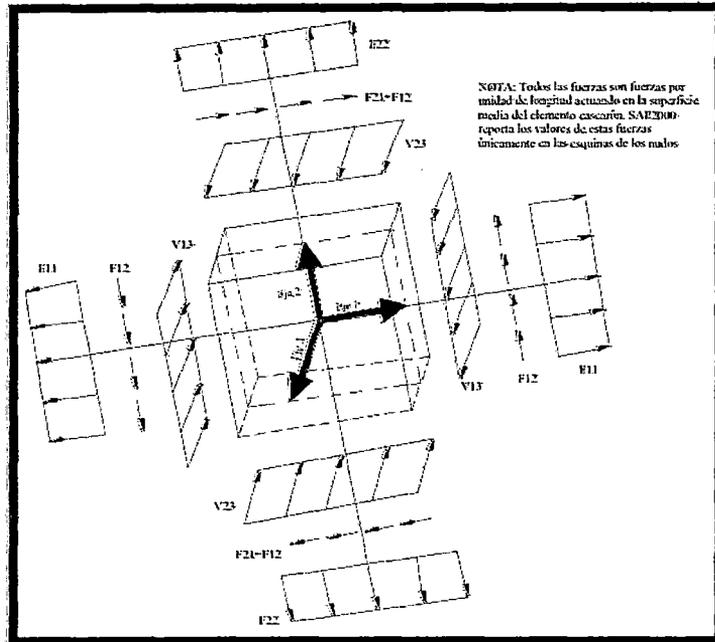


FUENTE: Manual de Ayuda software SAP2000

Estas fuerzas son calculadas en los nudos de cada elemento, y para encontrar las fuerzas en el interior de este se requiere de una interpolación lineal. Una de las hipótesis es que en estos elementos las fuerzas se encuentran actuando en la superficie media del cascarón, y que la distribución de fuerzas a lo largo del elemento es lineal. La Figura anterior ilustra la distribución de fuerzas en un elemento.

En la Fig 30 se ilustran las fuerzas F_{11} , F_{22} , F_{12} , V_{13} y V_{23} y en que plano se encuentran actuando. Las fuerzas F_{max} , F_{min} y V_{max} se obtienen con las fuerzas anteriores auxiliándose del círculo de Mohr. En la fig 3.2b se ilustran los momentos M_{11} , M_{22} y M_{12} , así como la ubicación de aplicación en los planos correspondientes. La regla de la mano derecha es útil para determinar el sentido de los momentos. De igual forma los momentos M_{max} y M_{min} se calculan de acuerdo al círculo de Mohr.

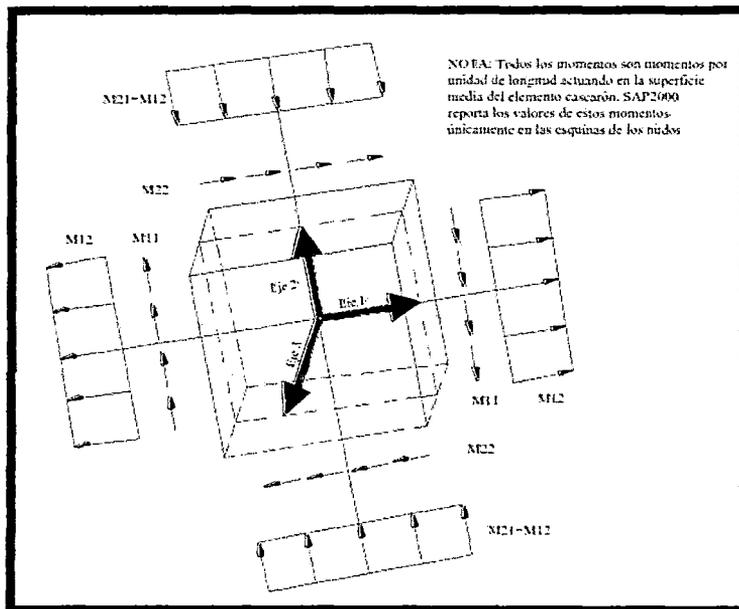
Figura 30: Elementos mecánicos (fuerzas) en un elemento cascarón



FUENTE: Manual de Ayuda software SAP2000

Las fuerzas internas son las fuerzas y momentos que resultan de integrar los esfuerzos sobre el espesor del elemento.

Figura 31: Elementos mecánicos (momentos) en un elemento cascarón



FUENTE: Manual de Ayuda software SAP2000

b) Esfuerzos en las estructuras:

Cuando se aplica una o varias fuerzas a una estructura (un puente, un edificio, el cuerpo de una máquina, etc.) se dice que está sometido a un esfuerzo. Si la soporta sin deformaciones excesivamente o sin romperse, decimos que es una estructura resistente a este esfuerzo.

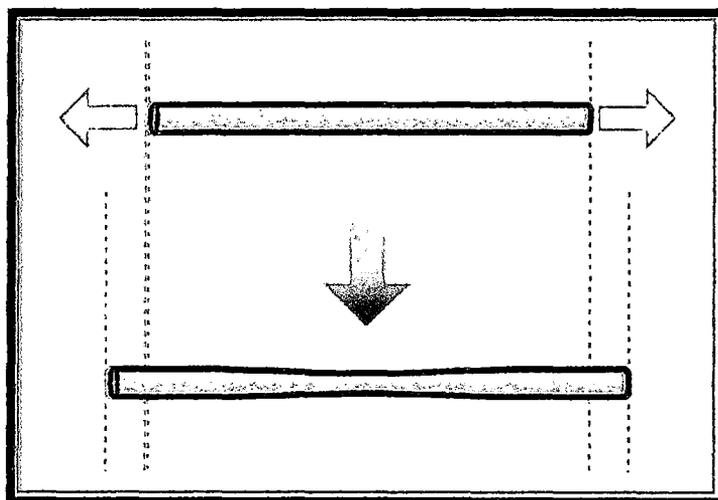
Existen 5 tipos de esfuerzos mecánicos: tracción, compresión, flexión, cizalladura o corte y torsión.

➤ **Tracción:**

En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina tracción al esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

Lógicamente, se considera que las tensiones que tiene cualquier sección perpendicular a dichas fuerzas son normales a esa sección, y poseen sentidos opuestos a las fuerzas que intentan alargar el cuerpo.

Figura 32: Esquema de fuerzas en Tracción

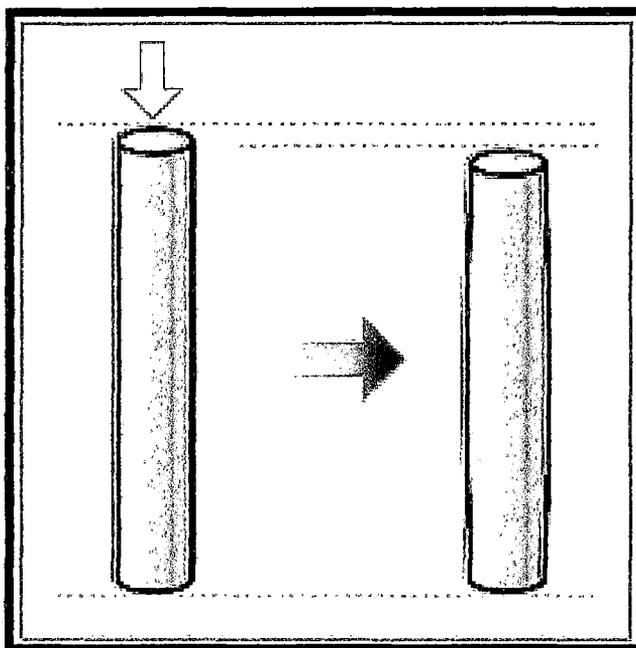


FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

➤ **Compresión:**

Un cuerpo está sometido a un esfuerzo de compresión cuando se le aplican dos fuerzas de sentido opuesto que tienen tendencia a aplastarlo. Caracterizada porque tiende a una reducción de volumen del cuerpo, y a un acortamiento del cuerpo en determinada dirección (Coeficiente de Poisson).

Figura 33: Esquema de fuerzas en Compresión



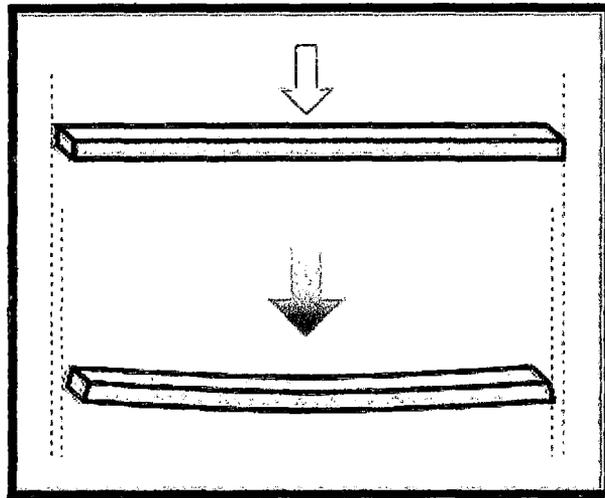
FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

➤ **Flexión:**

Una carga está sometida a un esfuerzo de flexión cuando recibe una o más fuerzas que tienden a doblarla.

Es una combinación de compresión y tracción. Mientras que las fibras superiores de la pieza sometida a flexión se acortan, las inferiores se alargan.

Figura 34: Esquema de fuerzas en Flexión

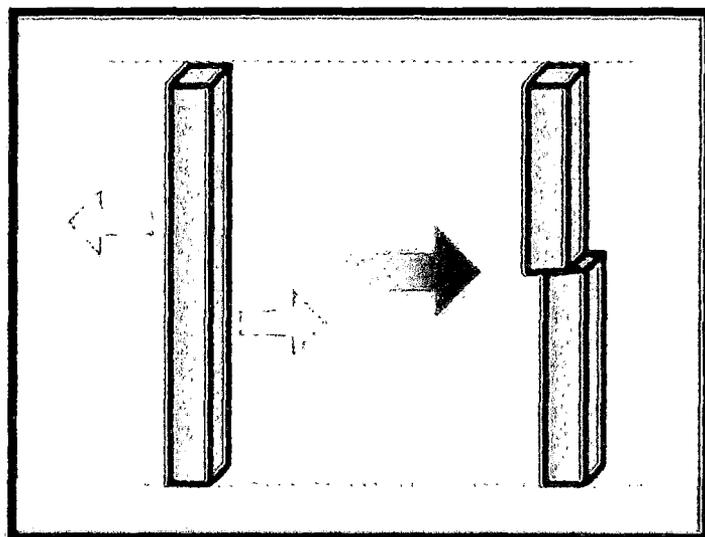


FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

➤ **Cizalladura o corte:**

Un cuerpo está sometido a un esfuerzo de cizalladura (también llamado de cizallamiento, de corte o esfuerzo cortante) cuando se le aplican dos fuerzas de sentido opuesto que tienen tendencia a cortarlo.

Figura 35: Esquema de fuerzas en Corte



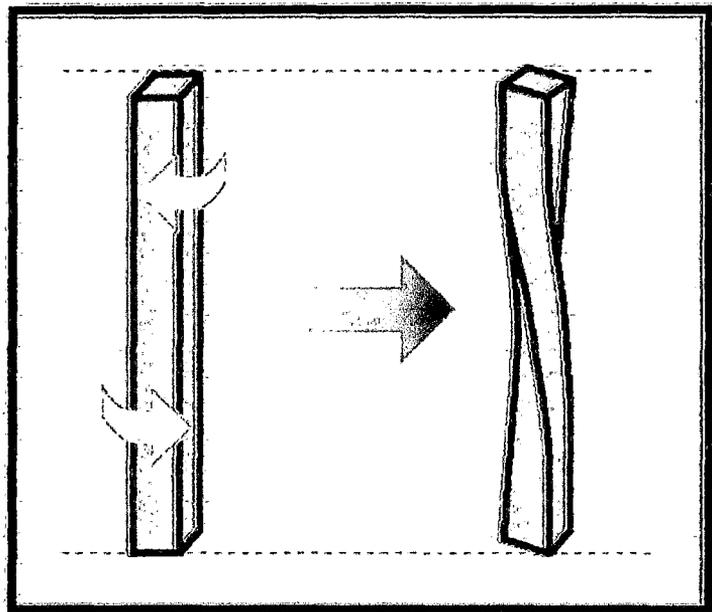
FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

Torsión:

Un cuerpo sufre esfuerzos de torsión cuando existen fuerzas que tienden a retorcerlo. Es el caso del esfuerzo que sufre una llave al girarla dentro de la cerradura.

Es la sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo o prisma mecánico, como pueden ser ejes o, en general, elementos donde una dimensión predomina sobre las otras dos, aunque es posible encontrarla en situaciones diversas.

Figura 36: Esquema de fuerzas en Torsión

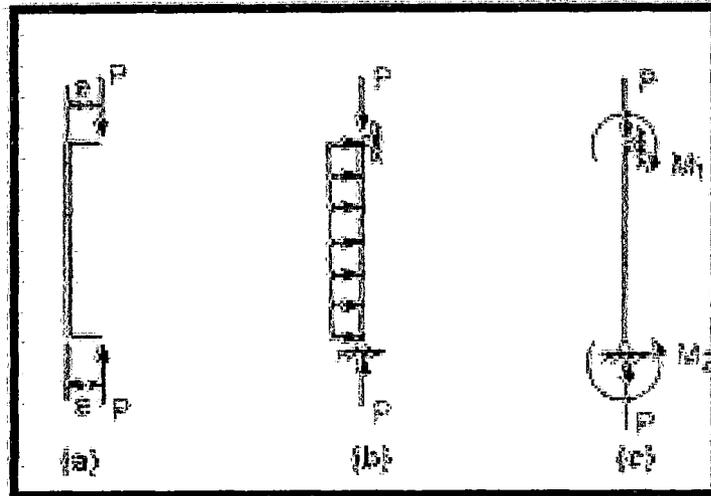


FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

➤ **Flexocompresión:**

Se dice flexocompresión cuando los miembros estructurales están sujetos a combinación de esfuerzos de compresión axial y flexión (o flexocompresión). Dichos miembros son conocidos como vigas-columnas y se encuentran frecuentemente en marcos, armaduras y en puntales de muros exteriores. La Figura siguiente, ilustra las condiciones típicas de carga que generan flexocompresión.

Figura 37: Vigas-columnas(1). (a) Sujetas a carga excéntrica; (b) Sujetas a carga axial y transversal; (c) Sujetas a carga axial y momentos de extremo

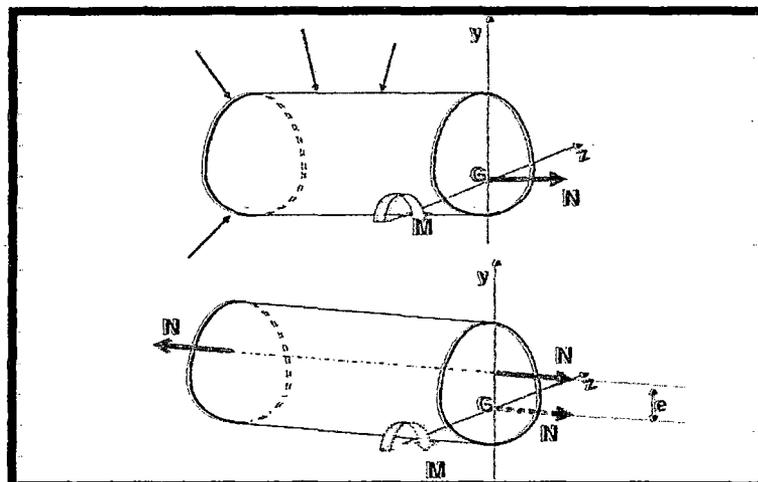


FUENTE: <http://soporte.uson.mx/PUBLICO/04.../ACERO%202021.../CAPITULO7.PDF>

➤ **Flexión compuesta:**

Se dice que una pieza está sometida a flexión compuesta cuando está sometida, simultáneamente, a flexión y a tracción o a compresión. Si todas las fuerzas exteriores aplicadas a la pieza están situadas en uno de los planos principales de flexión, se dice que la pieza está sometida, aparte de un posible esfuerzo cortante, a “flexión compuesta plana”.

Figura 38: Flexión Compuesta



FUENTE: Pagina web, <http://www.aulatecnologia.com/>

En los reservorios elevados, se va presentar diferentes esfuerzos, dependiendo del elemento estructural a analizar, en el esquema siguiente se ha de detallar:

Tabla 9: Elemento de reservorio y esfuerzo actuante

ELEMENTO	ESFUERZO ACTUANTE
Fuste Cilíndrico	Sometido a esfuerzos de Flexocompresión.
Viga Circular de Fondo	Sometido a esfuerzos de flexión compuesta.
Fondo Cónico	Sometido a esfuerzos de compresión.
Cúpula Inferior	Sometido a esfuerzos de compresión
Anillo Circular Inferior	Sometido a esfuerzos de tracción y compresión
Cuba (Pared Cilíndrica)	Sometido a esfuerzos de flexión compuesta.
Anillo Circular Superior	Sometido a esfuerzos de tracción y compresión
Cúpula Superior	Sometido a esfuerzos de compresión
Chimenea de acceso	Sometido a la acción de la presión hidrostática

Fuente: Elaboración propia

2.2.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL RESERVORIO:

2.2.4.1. Normas de Referencia:

Para el diseño estructural en concreto armado hacemos referencia a la Norma Peruana y a los estándares del American Concrete Institute sobre el tema estos son:

- Norma de Diseño en Concreto Armado E.060
- ACI 350.3-06, Seismic Design of Liquid - Containing Concrete Structures and Comentary (Publication 2006).
- ACI 318S-08 (Publicación 2008) Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural.

2.2.4.2. Especificaciones generales:

- El volumen de almacenamiento útil del reservorio será de 250 m³.
- La cota de nivel de agua estando el reservorio lleno será de 3910 msnm
- La capacidad portante del terreno de fundación para efectos de análisis será $\sigma_t = 0.88 \text{ kg/cm}^2$

2.2.4.3. Características de material

a) Concreto Armado ($f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$):

Las propiedades que se pueden definir para el análisis son: la masa y el peso por unidad de volumen, el módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson (μ) y el coeficiente de expansión térmica (α), que se encuentra en unidades de $^{\circ}\text{C}^{-1}$. El módulo de corte (G) se calcula automáticamente, como $E / [2 * (1 + \mu)]$.

- Masa por unidad de Volumen : 0.24 tn/m
- Peso por unidad de Volumen : 2.40 tn/m³
- Módulo de elasticidad : 250998.008
- Coeficiente de poisson : 0.2
- f_c : 2800 tn/m³

b) Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:

Las propiedades que se pueden definir para el análisis son: la masa y el peso por unidad de volumen, el módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson (μ) y el coeficiente de expansión térmica (α), que se encuentra en unidades de $^{\circ}\text{C}^{-1}$. El módulo de corte (G) se calcula automáticamente, como $E / [2 * (1 + \mu)]$.

- Masa por unidad de Volumen : 0.8 tn/m
- Peso por unidad de Volumen : 7.849 tn/m³
- Módulo de elasticidad : 21000000
- Coeficiente de poisson : 0.3
- f_y : 42000 tn/m³

2.2.4.4. Espesores Mínimos:

Para un adecuado comportamiento el ACI 350-06 recomienda:

- Espesor mínimo de muros 15cm o 20cm (para conseguir por lo menos 5cm de recubrimiento)
- Muros con altura mayor a 3.00m utilizar un espesor de pared de 30cm como mínimo.
- Separación máxima del refuerzo 30cm, utilizar como mínimo varilla de Ø1/2".

2.2.4.5. Recubrimientos mínimos:

Se define como recubrimiento mínimo al espesor de concreto de protección para el acero de refuerzo, el ACI 350-06 (en la tabla 7.7.1, ACI 350-06) recomienda para concreto no presforzado los recubrimientos mínimos descritos en la Tabla siguiente:

Tabla 10: Recubrimientos Mínimos

Condiciones	Recubrimiento mínimo (cm)
LOSAS	
- Para condiciones secas: Varillas #11 y menores Varillas #14 a #18	2.00 4.00
- Superficies de concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie y/o aguas servidas vaciadas contra encofrado; y concreto en elementos apoyados sobre losas de cimentación o que soportan terreno:	
Varillas #5 y menores	4.00
Varillas #6 a #18	5.00
MUROS	
- Para condiciones secas: Varillas #11 y menores Varillas #14 a #18	2.00 4.00
- Superficies de concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie y/o aguas servidas vaciadas contra encofrado:	
Tanques circulares.	5.00
Otros.	5.00
ZAPATAS Y FILATEAS	
- En la superficie y en el fondo de losas de concreto vaciadas contra encofrado.	5.00
- Superficies de concreto vaciadas contra terreno y en contacto con él.	7.50
- Parte superior de zapatas y zapatas sobre pilotes.	5.00

Fuente: ACI 350-06, Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures

2.2.4.6. Refuerzo mínimo por Contracción y Temperatura:

El ACI 350-06 (en la tabla 7.12.2.1, ACI 350-06) nos indica una cuantía mínima de refuerzo por contracción y temperatura, para nuestro reservorio la cuantía mínima adoptada es 0.004 de acuerdo a:

Tabla 11: Cuantía Mínima

Longitud entre juntas (m)	Cuantía mínima de acero por contracción y temperatura	
	Grado 40	Grado 60
Menos de 6	0.003	0.003
Entre 6 y 9	0.004	0.003
Entre 9 y 12	0.005	0.004
Más de 12	0.006*	0.005*

*Máxima cuantía de refuerzo por contracción y temperatura cuando no se tengan juntas.
 Nota: Esta tabla se aplica a la distancia entre las juntas de dilatación y/o de contracción totales. Cuando se utiliza juntas de contracción parcial, la cuantía mínima se determina multiplicación la longitud entre juntas de contracción parcial por 1.50

Fuente:ACI 350-06, Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures

2.2.4.7. Esfuerzo Permissible:

El ACI 350-06 (Apartado 9.6.2.1, ACI 350-06) limita la fluencia del acero para evitar el fisuramiento y agrietamiento excesivo en estructuras contenedoras de líquidos de acuerdo al tipo de esfuerzo tracción, corte y flexión para exposiciones normal y severa, estos valores permisibles se indican en la

Tabla 12: Esfuerzo Permissible

Tipo Esfuerzo	f_s permissible (ksi)
Tracción (exposición normal)	20 ksi 1400 kg/cm ²
Tracción (exposición severa)	17 ksi 1200 kg/cm ²
Corte (exposición normal)	24 ksi 1650 kg/cm ²
Corte (exposición severa)	20 ksi 1400 kg/cm ²
Flexión (exposición normal)	$20ksi \leq \frac{320}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2}\right)^2}} \leq 36ksi$
Flexión (exposición severa)	$20ksi \leq \frac{260}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2}\right)^2}} \leq 36ksi$

Fuente:ACI 350-06, Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures

2.2.4.8. Verificación de fisuramiento por Tracción

Verificaremos los elementos por fisuramiento, con la siguiente expresión:

Donde:

$$t = \frac{\epsilon_{sh} E_s + f_s - n f_{ct}}{b f_s f_{ct}} T \dots\dots\dots(2.57)$$

t : Espesor del elemento

b: Ancho del elemento

E_{sh} : Coeficiente de fisuramiento del concreto reforzado 0.0003

Es: Módulo de elasticidad del acero

fs: Esfuerzo permisible del acero por fisuramiento

n: Relación entre módulo de elasticidad del acero y concreto

fct: Esfuerzo permisible del concreto por fisuramiento

T: Fuerza de tensión del elemento

Realizamos la verificación para la pared exterior del tanque del reservorio, para la presente investigación consideramos un concreto expuesto a condiciones ambientales normales.

2.2.4.9. Verificación de fisuramiento por flexión:

Verificaremos los elementos

$$20ksi \leq \frac{320}{\beta \sqrt{s^2 + 25}} \leq 36 ksi \dots\dots\dots(2.58)$$

2.2.4.10. Diseño de los elementos:

a) Cúpula Superior:

El diseño se realizara de acuerdo a la norma ACI 318M-08, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary, Reported by ACI Committee 318 y Reglamento Nacional de Edificaciones, E-60 Concreto Armado, cap. 19 "Cascaras y Losas Plegadas".

Para el cálculo de la cobertura se analizara (aplicando el programa SAP2000) los esfuerzos que se producen en la cúpula con peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Para el diseño ha de tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- El comportamiento elástico será un fundamento aceptado para determinar las fuerzas internas y los desplazamientos de las cáscaras. Este tipo de comportamiento puede establecerse por cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se asume que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El módulo de Poisson del concreto puede asumirse igual a cero.
- El análisis inelástico podrá usarse cuando se demuestre que proporciona una base segura para el diseño de la cáscara y sus elementos auxiliares.
- Se deberán realizar verificaciones del equilibrio de las fuerzas internas y las cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.
- Los métodos aproximados de análisis podrán usarse cuando se demuestre que proporcionan una base segura para el diseño.
- El espesor de la cáscara y su refuerzo serán definidos para satisfacer la resistencia y las condiciones de servicio requeridas.
- El diseño de las cáscaras deberá considerar y evitar la posibilidad de una falla por inestabilidad general o local.
- El diseño por resistencia, para los esfuerzos de membrana y de flexión de losas que forman parte de cáscaras, debe estar basado en la distribución de esfuerzos y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.
- En una región en la cual se ha previsto fisuración debido a los esfuerzos de membrana, **la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las fisuras debe tomarse como $0,4 f_c$.**
- El refuerzo de la cáscara se colocará para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las fuerzas membranales, para resistir los momentos de flexión y de torsión, para controlar la fisuración producida por la contracción de fragua y cambios de temperatura y como refuerzo especial en los bordes, aberturas y puntos de aplicación de las cargas a la cáscara.

- El refuerzo por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de las fuerzas internas en esa dirección.

Alternativamente, el refuerzo para las fuerzas membranales en la losa puede calcularse como el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de tracción axial más las fuerzas de tracción debidas al cortante por fricción necesario para transferir el cortante a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción, μ , no debe exceder de 1,0 para concreto de peso normal, 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal, y 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite la interpolación lineal cuando se usa reemplazo parcial de arena.

- El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones perpendiculares, no será menor que el refuerzo exigido para las losas indicado en 9.7 por efectos de contracción de fragua y temperatura.
- El refuerzo por cortante y momento flector alrededor de ejes en el plano de la losa, deben calcularse de acuerdo con lo que dice el RNE.
- En las zonas de grandes tracciones, el refuerzo de membrana debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de los esfuerzos principales de tracción. Cuando esta medida no resulte práctica, se puede colocar el refuerzo de membrana en dos o más direcciones componentes.
- Cuando la magnitud de los esfuerzos membranales principales de tracción varíe significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, el área de refuerzo que resiste la tracción total podrá concentrarse en las zonas de máximo esfuerzo de tracción, cuando se demuestre que esto da una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo en todas las zonas de tracción de la cáscara no

será menor de 0,0035, calculado sobre la base del espesor total de la cáscara.

- El refuerzo de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

b) Linterna de Iluminación:

Se diseñará considerando cargas a compresión y se verificará la carga de colapso. El concreto a utilizar puede ser desde $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

c) Cúpula Inferior:

El casquete esférico de fondo se halla sometido a la acción del peso propio, peso del líquido y peso de la chimenea de acceso. Se estudiara los esfuerzos producidos bajo la acción de estas 3 cargas, así mismo se calcularan los efectos de flexión.

➤ Diseño por compresión:

1. El área de refuerzo longitudinal, A_g , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $A0.08A_g$.
ACI 318S-08 Item 10.9
2. La resistencia axial de diseño ϕP_n de elementos de compresión no debe tomarse mayor que $\phi P_{n,max}$ calculado usando la ecuación Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral, o para elementos sometidos a compresión:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi[0.85f'c(A_g - A_{st}) + fyA_{st}] \dots\dots\dots(2.59)$$

➤ Diseño por tracción:

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $1.2f_c$. Para elementos que soportan líquidos según ACI

➤ Diseño en el estado elástico agrietado

1. En este estado el concreto en la tensión se agrieta, no resiste el esfuerzo de tracción. Es decir el concreto en tracción ya no trabaja,

debido al incremento de las cargas van apareciendo y ensanchándose las grietas en la zona central de la viga y se dirigen hacia el eje neutro; sucede cuando:

$$f_{ct} > f_r \quad \text{y} \quad f_r < 0.50 f'_c \dots\dots\dots(2.60)$$

2. Desarrollo por el método elástico

Llamado también método de esfuerzos de trabajo o cargas de servicio, porque hace intervenir a las cargas tal como son; sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la práctica se considera estos esfuerzos admisibles que para el concreto sea el 45% de su resistencia a la compresión, y para el acero, la mitad de su esfuerzo de fluencia.

$$f'_c(adm) = 0.45 f'_c \quad \text{y} \quad f'_s(adm) = 0.50 f_y \dots\dots\dots(2.61)$$

d) Fondo Cónico:

En el fondo cónico, distinguimos esfuerzos, meridianos y anulares y esfuerzos de flexión, además el fondo cónico está sometido a 3 tipos de cargas: cargas externas (cobertura, anillo superior, pared cilíndrica y viga inferior), el peso propio y la presión hidrostática. La carga final sobre el fondo cónico es la suma de las cargas parciales. Es diseñado similarmente a los principios de cúpula inferior. Es decir:

- Diseño por compresión:
- Diseño por tracción:
- Diseño en el estado elástico agrietado
- Desarrollo por el método elástico.

Los anteriores ítems ya se trataron en la sección precedente.

e) Cuba (Pared cilíndrica) :

En el diseño, se tendrá que verificar por flexión, compresión es decir una flexión compuesta. Se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- El espesor mínimo para evitar el fisuramiento por tracción ACI 350-06:

$$t = \frac{\epsilon_{sh} E_s + f_s - n f_{ct}}{b f_s f_{ct}} T \dots\dots\dots(2.62)$$

Donde:

t : Espesor del elemento

b: Ancho del elemento

E_{sh} : Coeficiente de fisuramiento del concreto reforzado 0.0003

E_s : Módulo de elasticidad del acero

f_s : Esfuerzo permisible del acero por fisuramiento

n: Relación entre módulo de elasticidad del acero y concreto

f_{ct} : Esfuerzo permisible del concreto por fisuramiento

T: Fuerza de tensión del elemento.

- Diseño por Flexión: ACI 318S-08 Item 10.5.1

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en 10.5.2, 10.5.3 y 10.5.4, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \dots\dots\dots(2.63)$$

pero no menor a:

$$A_{s,min} = \frac{1.4 b_w d}{f_y} \dots\dots\dots(2.64)$$

Es diseñado similarmente a los principios de cúpula inferior. Es decir:

- Diseño por compresión:
- Diseño por tracción:
- Diseño en el estado elástico agrietado

Los anteriores ítems ya se trataron en la sección de cúpula inferior.

f) Anillo Circular Superior:

El Anillo Circular Superior, está sometido a esfuerzos horizontales, producidos por los esfuerzos en dirección meridional de la cúpula superior, soporta también esfuerzos de comprensión en porcentaje mínimo de la cúpula superior. Es diseñado similarmente a los principios de cúpula inferior. Es decir

- Diseño en el estado elástico agrietado
- Desarrollo por el método elástico
- Diseño por tracción

Los anteriores ítems ya se trataron en la sección de cúpula inferior.

g) Anillo Circular Inferior:

Para el diseño se consideran todas las cargas que actúan sobre la viga inferior, como son: el peso de la cobertura, peso de la viga superior y peso de la pared cilíndrica.

El diseño de este elemento es similar con el anillo circular superior.

h) Viga circular de Fondo:

La viga de fondo se halla sometida a las compresiones del fondo cónico como el fondo esférico, debido a que los esfuerzos que se transmiten a la viga no son verticales, por lo que la encargada de absorber las componentes horizontales ya sea de tracción o compresión es esta viga circular de fondo. Es diseñado similarmente a los principios de cúpula inferior. Es decir

- Diseño por compresión
- Diseño por tracción

El diseño de este elemento es similar con el anillo circular superior

i) Chimenea de Acceso:

En el diseño, se tendrá que verificar por flexión, compresión es decir una flexión compuesta. Es diseñado similarmente a los principios de cuba o pared cilíndrica. Es decir:

- Diseño en el estado elástico agrietado
- Desarrollo por el método elástico
- Diseño por Flexión: ACI 318S-08 Item 10.5.1

j) Anillo Circular de Fondo de Chimenea:

Es la viga que conecta la pared de la chimenea y el fondo esférico y se diseña determinando la carga de colapso. Es diseñado similarmente a los anillos circulares, que fueron tratados anteriormente.

k) Fuste cilíndrico:

El fuste del reservorio está sometido a flexocompresión tal como vimos en el análisis estructural, el ACI 371-08 (Tabla 5.2, ACI 371-08) recomienda una cuantía mínima vertical de 0.0050 y una cuantía mínima horizontal de 0.0030, estas debido a la poca ductilidad que tiene el fuste ante un evento sísmico por ser un elemento esbelto y hueco.

Tabla 13: Reforzamiento Mínimo en fuste de Reservorio elevado

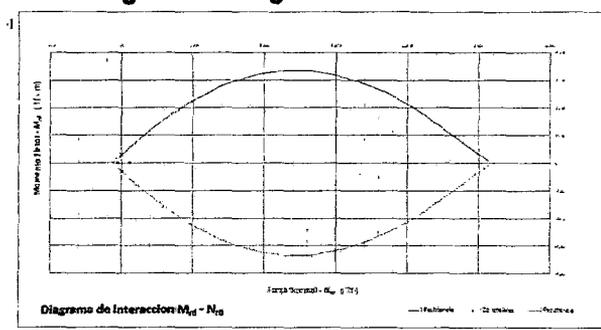
Parámetros de reforzamiento		Coeficiente Sísmico		Coeficiente Sísmico
		$A_v < 0.20$		
Reforzamiento Mínimo		$f'_c < 7MPa$	$f'_c \geq 7MPa$	
Vertical	Varillas #11 o menores	0.0015	0.0050	0.0050
Horizontal	Varillas #5 o menores	0.0020	0.0025	0.0025
	Varillas #6 o mayores	0.0025	0.0025	0.0030
Máximo esfuerzo de fluencia fy		420MPa		420MPa

Fuente: ACI 371-08

➤ **Diseño por Flexión compuesta:**

El fuste es un elemento sometido a flexión compuesta, por eso es necesario verificar por un diagrama de interacción, la resistencia de acuerdo al momento flector y la carga axial. Los diagramas se presentan en el capítulo de Resultados

Figura 39: Diagrama de Interacción



FUENTE: Ing Luis Butron,

2.2.4.11. Cimentación:

Las cimentaciones son elementos que se encuentran en la base de las estructuras, se utilizan para transmitir las cargas de la estructura al suelo en que se apoyan, las cuales se diseñan para evitar la falla a corte del suelo que viene a ser el flujo plástico y/o una expulsión de suelo por debajo de la cimentación, y por otro lado para evitar el asentamiento excesivo del suelo bajo las cargas de la estructura.

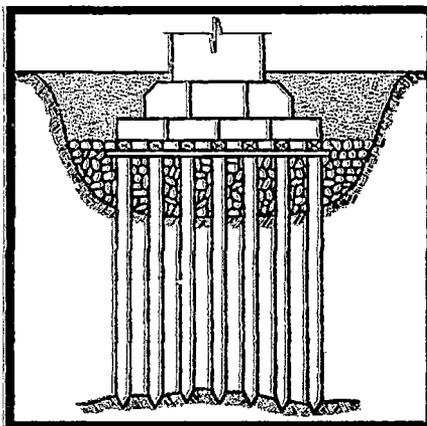
En nuestro caso, no existe un estrato a poca profundidad de suficiente capacidad portante para resistir las cargas que transmite el edificio. Por este motivo, el estudio de suelos recomienda el uso de pilotes para cimentar el reservorio.

Los pilotes necesarios serán agrupados mediante cabezales o zapatas de concreto armado, en el caso de la presente tesis un anillo de cimentación suficientemente rígida para asegurar su trabajo en conjunto.

La carga transmitida a las zapatas no es simétrica debido a la existencia de momentos flectores. Se debe asegurar que la carga actuante en cada pilote (ya sea de tracción o compresión) no supere la carga de trabajo especificada en el estudio de suelos.

Las zapatas serán diseñadas para soportar la reacción de los pilotes a los esfuerzos transmitidos por la estructura.

Figura 40: Pilotes para Cimentación



FUENTE: Phd Jorge e. Alva hurtado, "Cimentaciones profundas. CISMID-FIC-UNI. Comité peruano de Mecánica de suelos, fundaciones y Mecánica de rocas seminario "cimentaciones de estructuras"

A. Diseño del anillo de cimentación:

El diseño se realiza con las mismas hipótesis de factorización de cargas usadas para otros elementos. Se debe verificar la capacidad por corte y punzonamiento y, además, proveer la armadura necesaria para tomar la tracción por flexión.

➤ **DISEÑO POR CORTE:**

Se diseña de tal forma que el concreto resista el esfuerzo cortante sin necesidad de refuerzo. La verificación se hace a una distancia "d" de la cara de la placa o columna, y si es necesario en ambas direcciones.

Se debe cumplir que:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \geq V_u \dots\dots\dots(2.65)$$

Donde :

V_c : resistencia al corte del concreto

ϕ : factor de reducción de capacidad, ϕ = 0.85

b : longitud de la sección crítica

d : peralte efectivo del cabezal

V_u : cortante último a "d" de la cara del elemento

➤ **DISEÑO POR PUNZONAMIENTO**

Verificamos a una distancia "d/2" de la cara del elemento que llega a la zapata (placa o columna). La resistencia por punzonamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi * (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) * \sqrt{f'_c} * b_o * d \dots\dots\dots(2.66)$$

ó

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \dots\dots\dots(2.67)$$

pero no mayor que :

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \dots\dots\dots(2.68)$$

Donde :

ϕ : factor reducción de capacidad. $\phi = 0.85$

β_c : relación lado mayor entre lado menor de la columna o placa

b_o : perímetro de la sección crítica

d : peralte efectivo del cabezal

➤ **DISEÑO POR PUNZONAMIENTO LOCAL**

Se debe verificar la capacidad del cabezal, de resistir el efecto punzonante de un pilote, donde la fuerza de punzonamiento es la carga actuante última de un pilote, y la capacidad de resistencia del cabezal está dada por la segunda fórmula general de punzonamiento.

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c * d * 2\pi * r_o} \dots \dots (2.69)$$

Donde :

r_o : es el radio de la superficie de falla = radio del pilote + $d/2$

➤ **DISEÑO POR FLEXION**

Para el diseño por flexión se deberá considerar la sección crítica en la cara del elemento. El momento actuante lo calculamos con las cargas de los pilotes que quedan fuera de la sección crítica. La fórmula de diseño es la misma que otro elemento estructural como la viga

$$A_{smin} = \rho \min b d \dots \dots \dots (2.70)$$

B. Diseño de los pilotes:

B.1. Cálculo de la capacidad última de soporte (en arcillas y limos).

La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. La resistencia última se obtiene con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \dots \dots \dots (2.71)$$

Donde:

Q_u = capacidad ultima de soporte.

Q_b = capacidad por punta

Q_s = capacidad por fricción

B.1.1. La capacidad por punta se obtiene con la ecuación:

$$Q_b = N_c * C_b * A_b \dots\dots\dots(2.72)$$

Donde:

C_b = la fuerza de cortante no alterada en la base.

A_b = área de punta

N_c = factor de suelo

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetro dentro del estrato de carga.

B.1.2. La capacidad por fricción se obtiene con la ecuación:

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s \dots\dots\dots(2.73)$$

Donde:

α = factor de adhesión (veáse la figura siguiente)

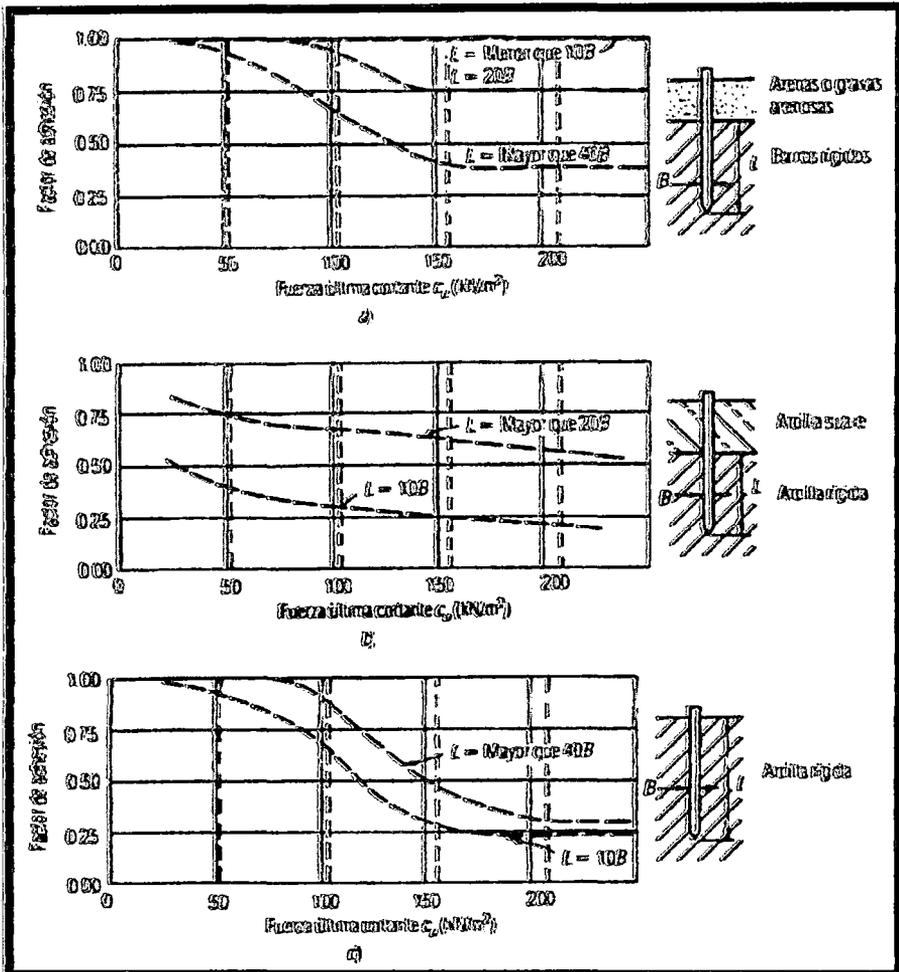
C_u = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote.

A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote.

En el presente caso, el tipo de suelo es arcilla es por eso que para su análisis se considera un pilote hundido en arcilla, en la figura siguiente se muestra los factores de adhesión correspondientes.

Figura 41: Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla.

- a) Caso 1: Pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas.
- b) Caso 2: Pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil.
- c) Caso 3: Pilotes sin una capa superior diferente.



FUENTE: Phd Jorge e. Alva hurtado, "Cimentaciones profundas. CISMID-FIC-UNI. Comité Peruano de Mecánica de suelos, fundaciones y Mecánica de rocas seminario "cimentaciones de estructuras".

Existen varios métodos para el cálculo de la capacidad de fricción:

➤ **Método λ**

Éste fue propuesto por Vijayverjiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \gamma (\bar{\sigma}_v + 2 C_u) \dots\dots\dots(2.74)$$

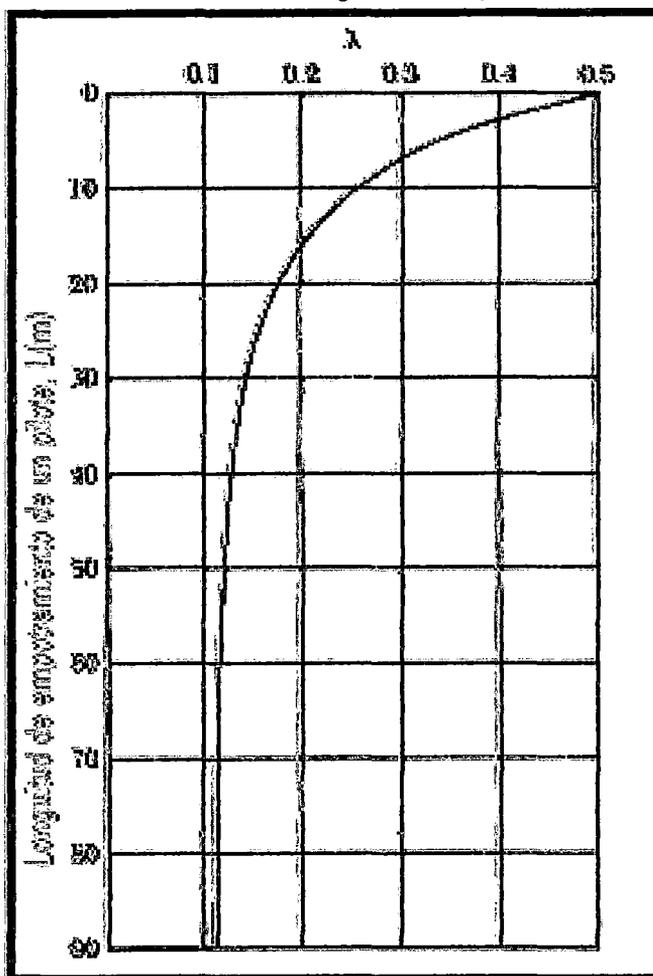
Donde:

- $\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento
- C_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote. La resistencia total por fricción entonces se calcula como:

$$Q_s = pL f_{prom} \dots\dots\dots(2.75)$$

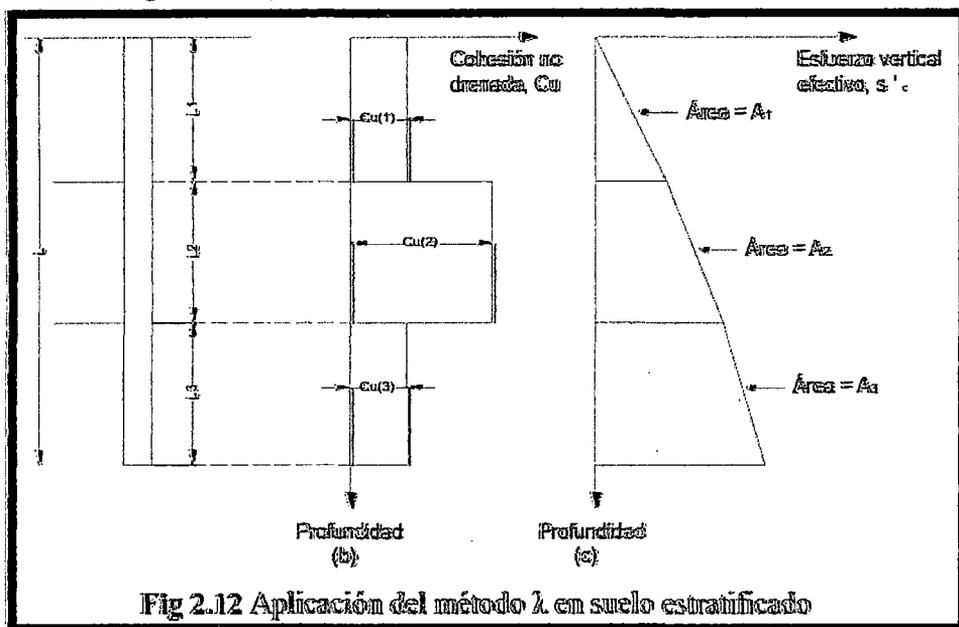
Figura 42: Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote



FUENTE: (McClelland, 1974). Phd Jorge e. Alva hurtado, "Cimentaciones profundas. CISMID-FIC-UNI. Comité Peruano de Mecánica de suelos, fundaciones y Mecánica de rocas seminario "cimentaciones de estructuras"

Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}_v$ y C_u en suelos estratificados. La figura siguiente ayuda a explicar esto. De acuerdo con la figura, el valor medio de C_u

Figura 43: Aplicación del método λ en suelo estratificado



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M Das

➤ **Método α**

De acuerdo con éste, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación

$$f = \alpha * Cu \dots\dots\dots(2.76)$$

Donde:

α = factor empírico de adhesión

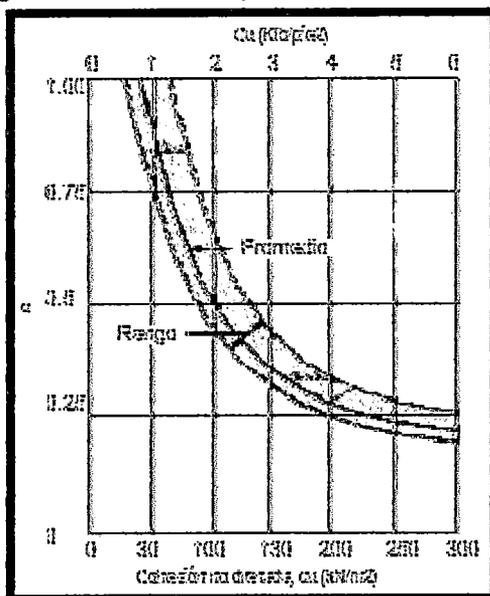
Cu = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura siguiente. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $Cu \leq 50$ KN/m, $\alpha = 1$.

Entonces:

$$Qs = \sum fp \Delta L = \sum \alpha \Delta L p Cu \dots\dots\dots(2.77)$$

Figura 44: Variación aproximada del valor de α



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M Das

B.2. Capacidad de carga admisible de un pilote

La capacidad admisible se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \dots\dots\dots(2.78)$$

Donde:

Qadm = capacidad de carga admisible para cada pilote

FS = Factor de Seguridad

El factor de seguridad usado generalmente varía entre 2 y 4, dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga ultima

2.3. HIPOTESIS

2.3.1. HIPOTESIS GENERAL

El diseño y análisis sísmico de un reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica, cumple los requisitos de diseño del Código ACI350.3-06.

2.3.2. HIPOTESIS ALTERNA

El diseño y análisis sísmico de un reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica, cumple los requisitos de diseño del Código ACI350.3-06.

2.3.3. HIPOTESIS NULA

El diseño y análisis sísmico de un reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica, **no cumple** los requisitos de diseño del Código ACI350.3-06.

2.4. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

2.4.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

Diseño y Análisis sísmico.

2.4.2. VARIABLES DEPENDIENTES

Reservorio circular

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. AMBITO DE ESTUDIO

El estudio de la Investigación se llevara a cabo en La ciudad de Paucara se encuentra ubicado en el Distrito de Paucara, Provincia de Acobamba, perteneciente a la Región Huancavelica, y está ubicada a 85.5 Km. de Huancavelica.

Ubicación geográfica.

Latitud : 12° 35' 00" y 12° 45' 00" S
 Longitud : 75° 40' 00" y 75° 50' 00" O
 Altitud : 3810.00 m.s.n.m.

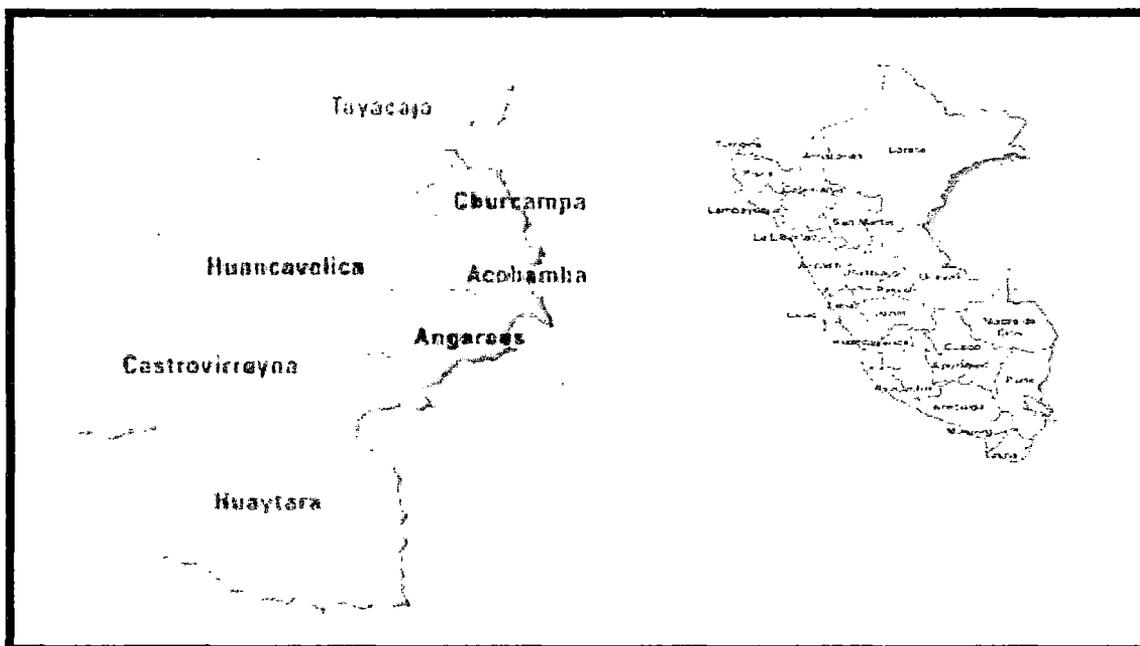
Ubicación política

Lugar : Paucara.
 Distrito : Paucara.
 Provincia : Acobamba.
 Departamento : Huancavelica.

Limites

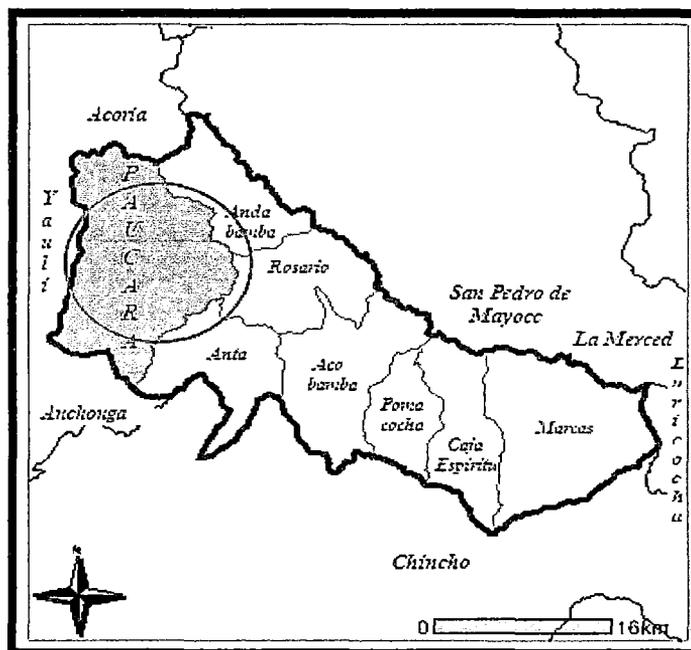
Por el Norte : Departamento de Junín.
 Por el Sur : Departamento de Ayacucho.
 Por el Este : Departamento de Ayacucho.
 Por el Oeste : Departamentos de Lima, Ica y Junín.

Figura 45: Mapa Político de Huancavelica - Mapa Político del Perú



FUENTE: Pag web. MINEDU-PERU

Figura 46: Mapa Político de Paucara



FUENTE: Pag web. MINEDU-PERU

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Aplicada:

- ✓ Porque busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática.
- ✓ Está más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal.
- ✓ Los proyectos de ingeniería civil están ubicados dentro de este tipo de clasificación, siempre y cuando solucionen alguna problemática, buscando una posible utilidad práctica.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Descriptivo

- ✓ Investigan y determinan las propiedades y características más representativas de los objetos de estudio en este caso un reservorio circular, se describe sus elementos y finalmente su análisis y diseño.

Correlacionar

- ✓ Porque se pretende hacer ver o determinar el grado de relación de la variable dependiente que es el reservorio circular y las variables independientes que son el análisis sismo resistente y diseño de la misma.

3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

Observacional

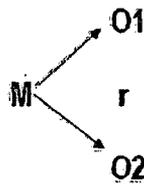
- ✓ Proceso del conocimiento por el cual se perciben deliberadamente ciertos rasgos existentes en el objeto del conocimiento.

Análisis

- ✓ Proceso del conocimiento que se inicia por la identificación de cada una de las partes que caracterizan una realidad de esa manera se establece la relación causa-efecto entre los elementos que compone el objeto de investigación

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACION

El diseño de la investigación sigue de acuerdo al siguiente diagrama:



Siendo:

O₁: Observación de variable independiente

O₂: Observación de variable dependiente

M: Muestra

r: Relación

Diseño de casos:

- ✓ Porque estudia un caso de investigación, en este caso el reservorio circular, lo cual permite conocer en forma amplia y detallada los mismos. Consiste por tanto en estudiar cualquier unidad de un sistema (reservorio circular) para estar en condiciones de conocer algunos problemas generales.

3.6. POBLACION MUESTRA Y MUESTREO

3.6.1. POBLACIÓN

Como población se tomara los diferentes tipos de reservorios y sus respectivos diseños de acuerdo a diferentes normas y códigos extranjeros, que se construirán en un futuro, en el Departamento de Huancavelica.

3.6.2. MUESTRA

La muestra viene a ser no probabilística – dirigida ya que la elección del estudio, no depende de la probabilidad sino de las características que requiere la investigación. Los resultados de su aplicación se pueden generalizar a la población.

3.6.3. MUESTREO

No probabilístico-Espontaneo, al elegir realizar el diseño de un reservorio circular tipo elevado, en un ámbito de estudio respectivo.

3.7. TECNICA E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:

Para la recolección de datos de materiales y propiedades de materiales se hacen de normas Internacionales como el ACI del cual se extraen parámetros para el desarrollo del diseño sísmico de estructuras contenedoras de agua, y de la norma peruana E.060 se extraen los factores de amplificación de carga y también de la norma E.030 y ACI 350.3 - 01 se extraen los factores para el cálculo de parámetros sísmico del espectro de respuesta de diseño.

Tabla 14: Técnicas e Instrumentos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de documentos	Libros y archivos.
Recopilación de datos	Datos de campo, información
Observación	De libros y de datos

Fuente: Elaboración Propia

3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Este procedimiento comprenderá dos momentos que contarán con la participación de:

Tabla 15: Procedimiento de Recolección de Datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
REVISIÓN DE DOCUMENTOS:	Que involucren temas relacionados, tomar como referencia los estudios de los códigos ACI 350.3-06, ACI 318-2008, RNE E030, RNE E060.
EVALUACION:	De los procedimientos, de los datos a obtener, según cada reglamento, y se pasó a elegir los reglamentos y códigos más adecuado para el presente estudio, viendo que se adapte a la realidad problemática que se trata en la presente tesis.

Fuente: Elaboración Propia

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Tabla 16: Técnicas de Procesamiento

TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS:	<ul style="list-style-type: none">➤ Uso de Hoja Excel.➤ Uso del software estructural SAP2000 V17.1
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS:	<ul style="list-style-type: none">➤ Proceso general de acuerdo al reglamento ACI 350.3-01➤ Tabulación de datos➤ Gráficos de esfuerzos y deformaciones.➤ Interpretación de cuadros de esfuerzos y desplazamientos

Fuente: Elaboración Propia

El proceso general que se hizo en la presente investigación, presenta los siguientes pasos:

- Cálculo de volumen de reservorio
- Predimensionamiento de reservorio
- Proceso general de acuerdo al código ACI 350.3-01.
 - ↳ Análisis Estático
 - ↳ Análisis Dinámico
- Tabulación de datos
- Gráfico de esfuerzos y deformaciones
- Proceso para el diseño de la cimentación
- Diseño de los elementos.

3.9.2.1. CALCULO DE VOLUMEN DE RESERVORIO Y PREDIMENSIONAMIENTO

Tabla 17: Optimización del Volumen de Reservorio

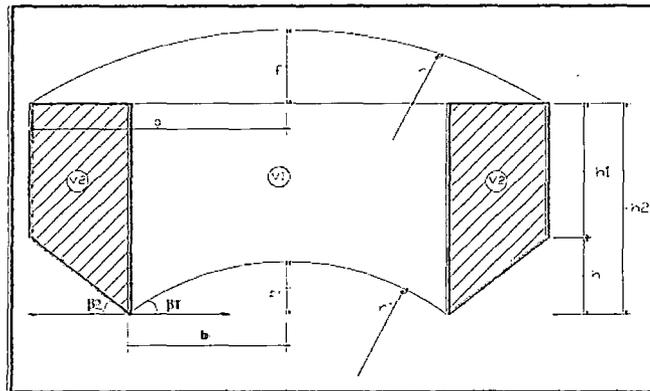
CALCULOS PARA VOLUMEN DE RESERVORIO		
1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO	
2.- UBICACION DEL PROYECTO	PAUCARA-ACOBAMBA	
3.- REGION	HUANCAVELICA	
A.- POBLACION ACTUAL	Po = 5637	hab. 2014-districto de Paucara (centro urbano) INEI
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r = 2.20	% INEI
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t = 20	OPS
D.- POBLACION FUTURA		
$Pf = Po (1 + r/100)^t$	Pf = 8711	hab Metodo Geometrico
E.- DOTACION (LT/HAB/DIA)	Dot = 180	OS.100-Item 1.4
F.- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (LT/SEG)	Qp = 18.15	
$Qp = Pob. x Dot / 86,400$		
G.- CONSUMO MAXIMO DIARIO (LT/SEG)	Qmd = 23.59	OS.100-Item 1.5
$Qmd = 1.30 x Qp$		
H.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG)	Qmh = 45.37	OS.100-Item 1.5
$Qmh = 2.50 x Qp$		
I.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG)	Qmh = 47.185	
$Qmh = 1.30 x Qmd = 2.60 x Qp$		
J.- VOLUMEN DE REGULACION DEL RESERVORIO (M3)	V = 509.59	OS.030-Item 4.1
$V = 0.25 x Qmd x 86,400 / 1000$		
K.- VOLUMEN CONTRA INCENDIO (M3)	V = 50	OS.030-Item 4.2
El caudal necesario para demanda contra incendio sera		
L.- VOLUMEN DE RESERVA DEL RESERVORIO (M3)	V = 15	OS.030-Item 4.3
Por perdidas q pueden existir en funcionamiento		
M.- VOLUMEN TOTAL DEL RESERVORIO (M3)	V = 574.594	OS.030-Item 4.0
AUTILIZAR:	V = 575.00	m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18: Predimensionamiento de reservorio

PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIO ELEVADO:

V= 250 m³



Iteraciones	a	r	b	h2	f'	r'	h1	f
1.0	4.600	7.667	3.253	4.600	1.347	4.600	3.253	1.533
2.0	4.600	7.667	3.300	4.600	1.300	4.667	3.300	1.533
3.0	4.600	7.667	3.350	4.600	1.250	4.738	3.350	1.533
4.0	4.600	7.667	3.400	4.600	1.200	4.808	3.400	1.533
5.0	4.600	7.667	3.450	4.600	1.150	4.879	3.450	1.533
6.0	4.600	7.667	3.500	4.600	1.100	4.950	3.500	1.533
7.0	4.600	7.667	3.550	4.600	1.050	5.020	3.550	1.533
8.0	4.600	7.667	3.600	4.600	1.000	5.091	3.600	1.533
9.0	4.600	7.667	3.200	4.600	1.400	4.525	3.200	1.53333

Fuente: Elaboración propia

3.9.2.2. PROCESO GENERAL DE ACUERDO AL REGLAMENTO ACI 350.3-06

A continuación se muestra el procedimiento que se seguirá para el análisis de reservorios elevados de concreto armado de sección circular, el diseño de reservorios consta de los siguientes pasos:

- Selección de las características de materiales.
- Selección de los factores para el análisis dinámico de reservorios y cálculo de masas impulsivas, convectivas, rigidez de la masa convectiva, y sus respectivas alturas de acuerdo al modelo mecánico equivalente de

Housner, estas fórmulas son utilizadas por ACI 350.3 el cual lo vamos a tomar como referencia para este cálculo.

- Modelamiento en SAP2000.
- Análisis y constatación de resultados.

A. Metrado de Cargas:

Con el predimensionamiento realizado, se procederá al metrado de cargas correspondiente, el proceso se realizó en la parte de anexos

VER ANEXOS METRADO DE CARGAS

B. Características y especificaciones generales:

- ✓ Altura de base de fuste hasta base de viga circular de fondo $h=11.5m$
- ✓ Altura de viga circular de fondo: $h=0.50m$
- ✓ Altura de cuba desde fondo Intze hasta límite superior de cuba: $h=6.13m$
- ✓ Altura de base de fuste a límite de cúpula superior : $h = 18.13m$
- ✓ Espesores y secciones asignadas:

	Seccion(m)	Espesor(m)
FUSTE CILINDRICO		0.20
VIGA CIRCULAR DE FONDO	0.30 x 0.50	
FONDO TRONCO CONICO		0.20
CUPULA INFERIOR		0.20
CUBA		
PARED CILINDRICA		0.20
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	0.40 x 0.40	
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	0.30 x 0.30	
CUPULA SUPERIOR		0.20

C. Análisis Estático y Cálculo de variables y constantes del ACI 350.3

Este ítem también se detalla el procedimiento en la sección de anexos

VER ANEXOS CÁLCULO SEGÚN CODIGO ACI 350.3

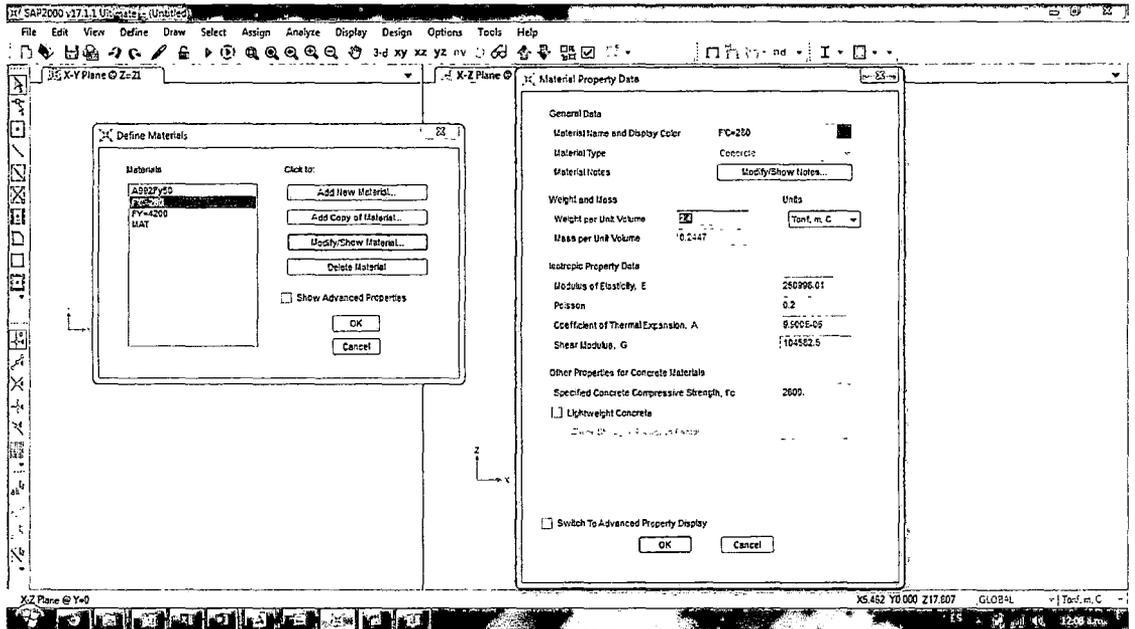
D. Análisis Dinámico procesado en el programa SAP2000.

Los pasos para el análisis son los siguientes:

D.1. Definición de Materiales en SAP2000:

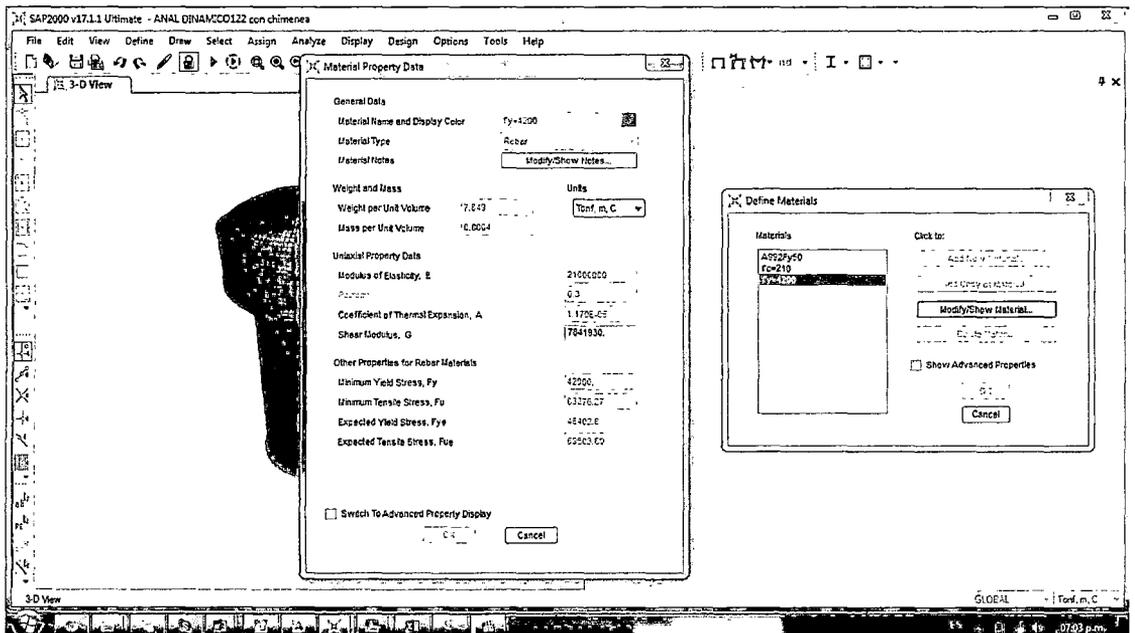
Previamente abrimos una ventana en blanco en el programa SAP2000

Figura 47: Definición de Materiales en SAP2000 para concreto $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Elaboración propia en SAP2000

Figura 48: Definición de Materiales en SAP2000 para acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



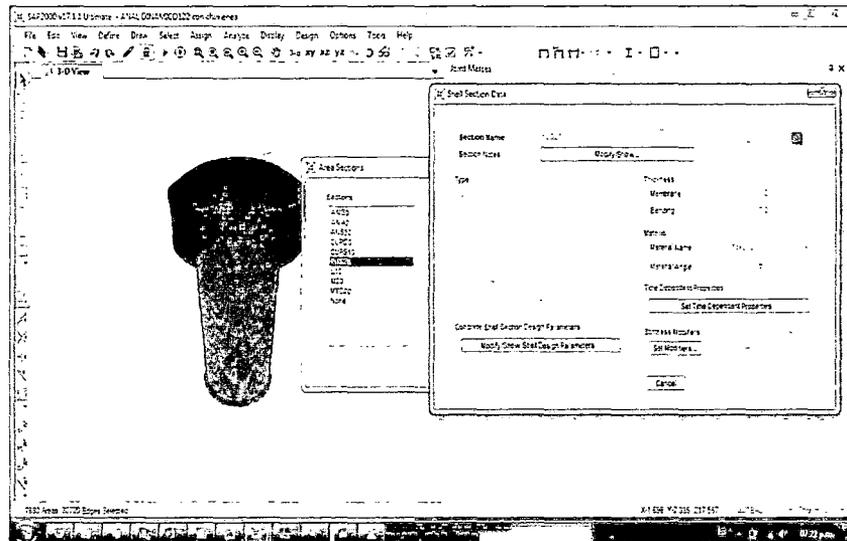
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.2. Definición de propiedades de sección:

En el estudio presente, se usó elementos tipo Shell, definiéndolos desde área sección, que van a cumplir el papel de los elementos del reservorio elevado.

- Fuste Cilíndrico:

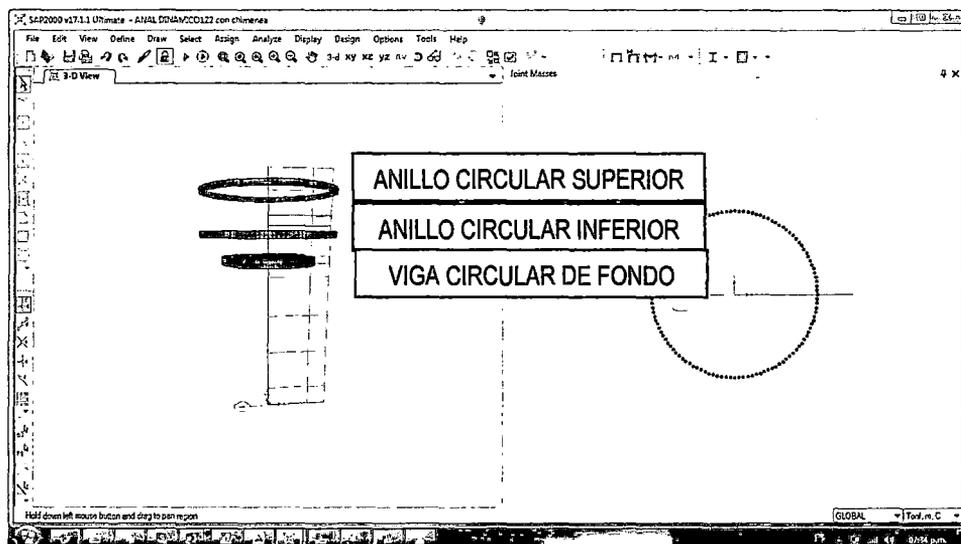
Figura 49: Definición de sección fuste cilíndrico en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

- Viga circular de fondo:

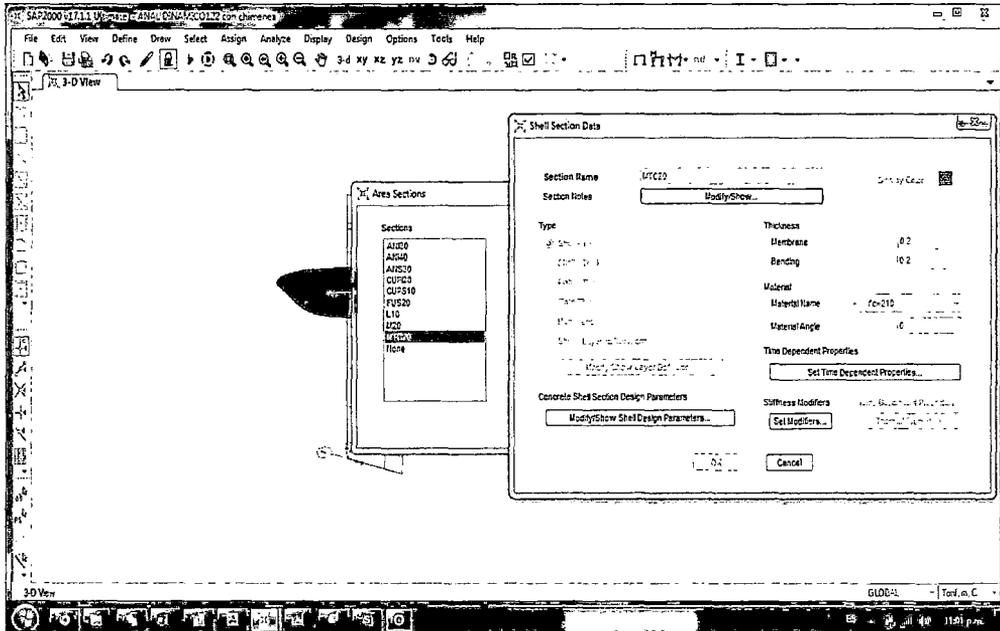
Figura 50: Viga Circular de fondo en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Muro troncocónico:

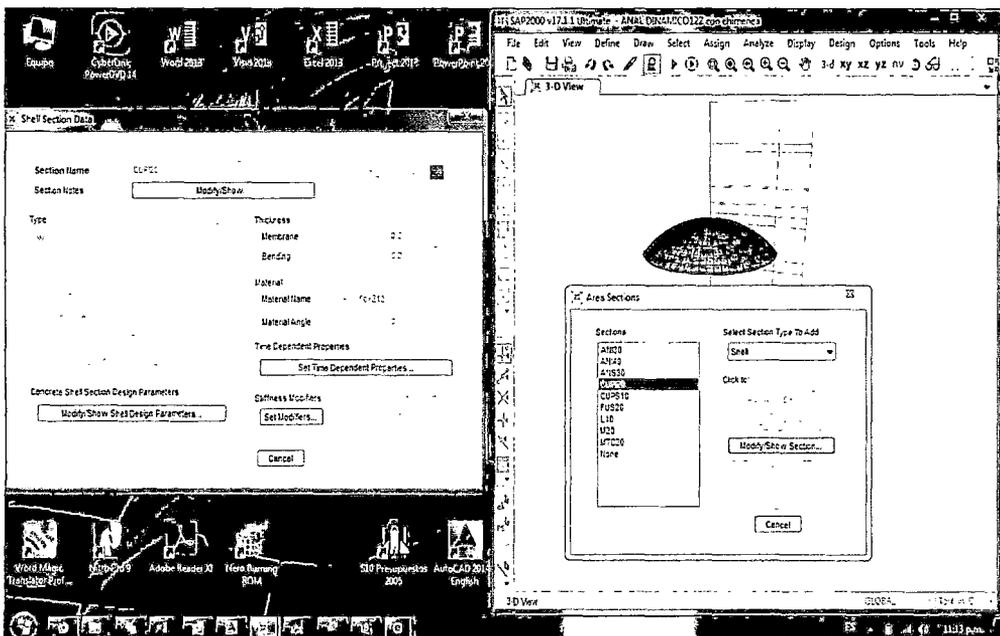
Figura 51: Muro Troncocónico en SAP2000



Fuente: Elaboración propia en SAP2000

➤ Cúpula Inferior:

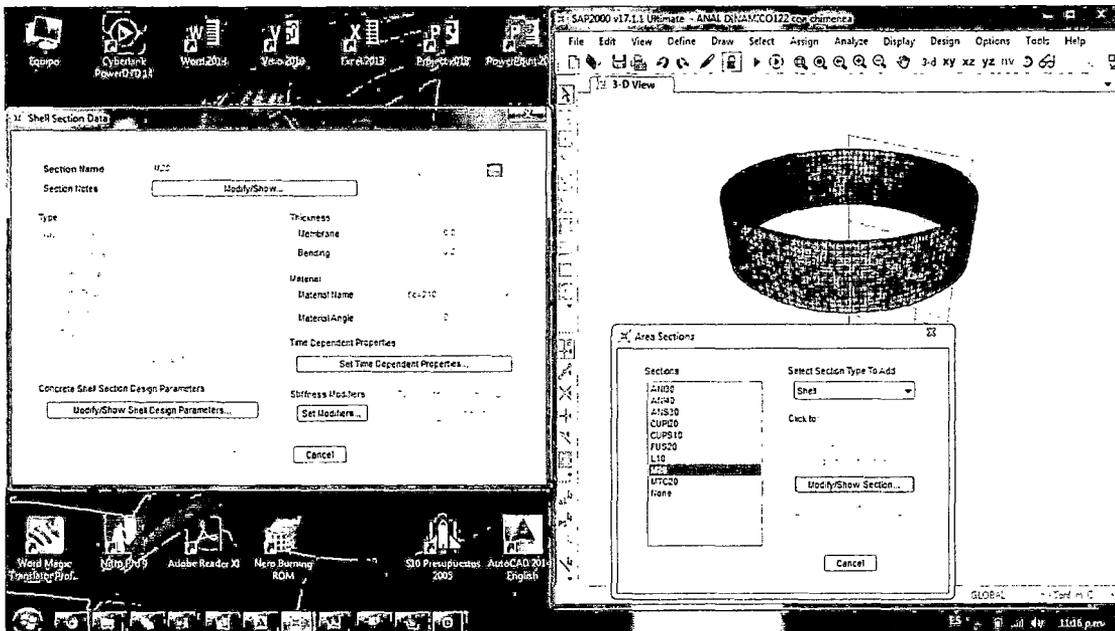
Figura 52: Cúpula Inferior en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Cuba cilíndrica (Pared del reservorio):

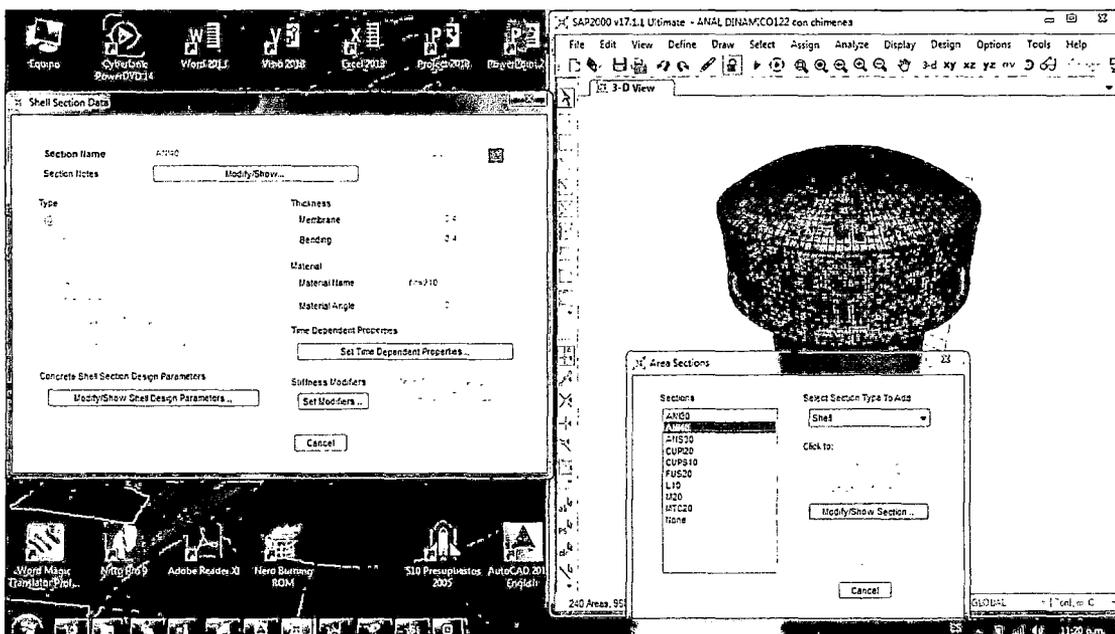
Figura 53: Cuba cilíndrica en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Anillo Inferior:

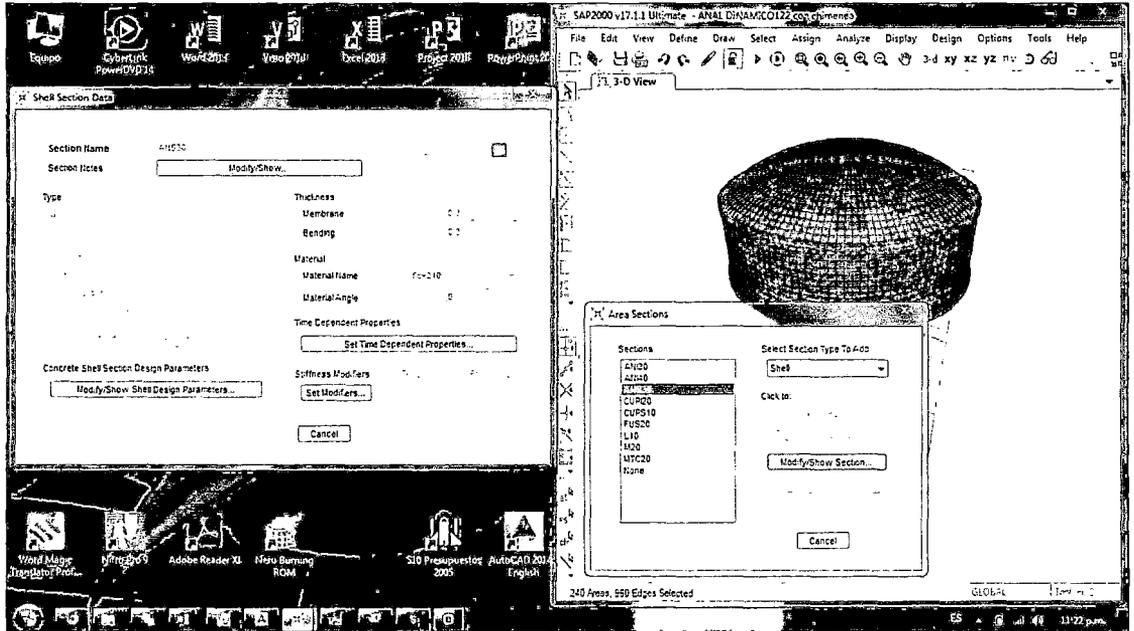
Figura 54: Anillo Inferior en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Anillo Superior:

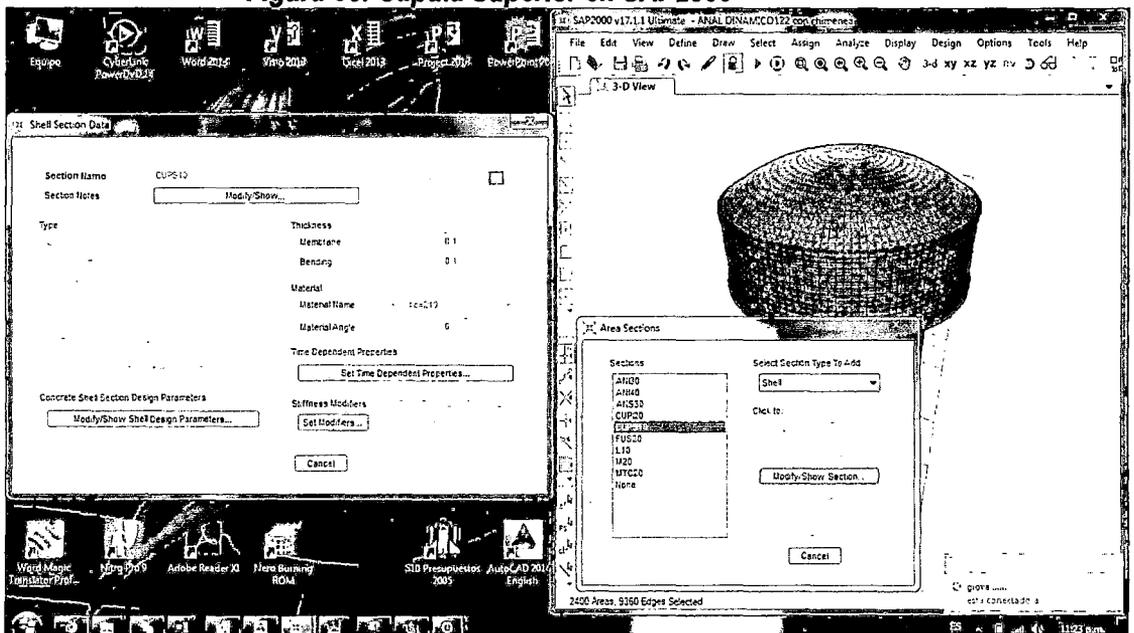
Figura 55: Anillo Superior en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Cúpula Superior:

Figura 56: Cúpula Superior en SAP2000

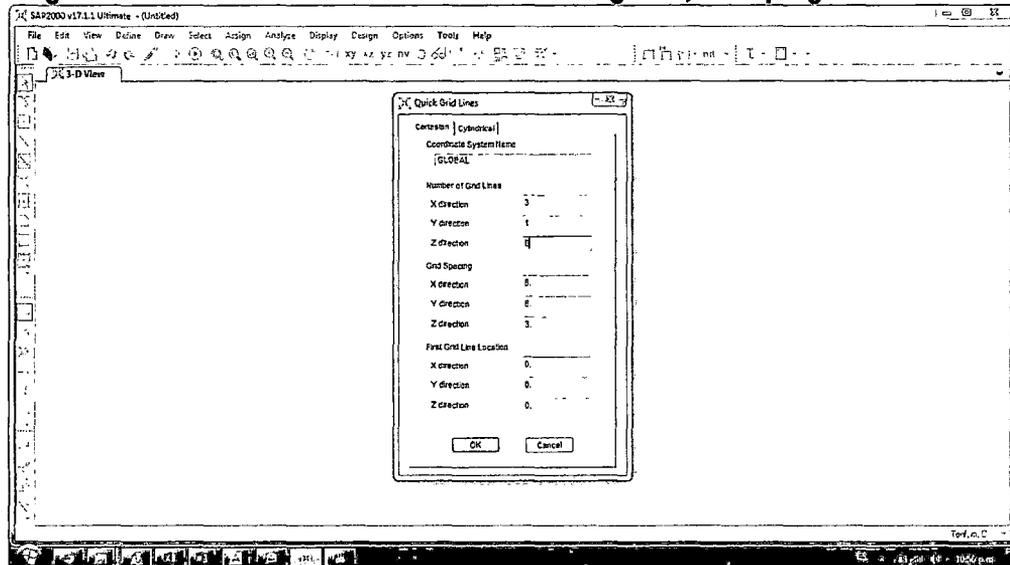


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.3. Modelamiento Geométrico:

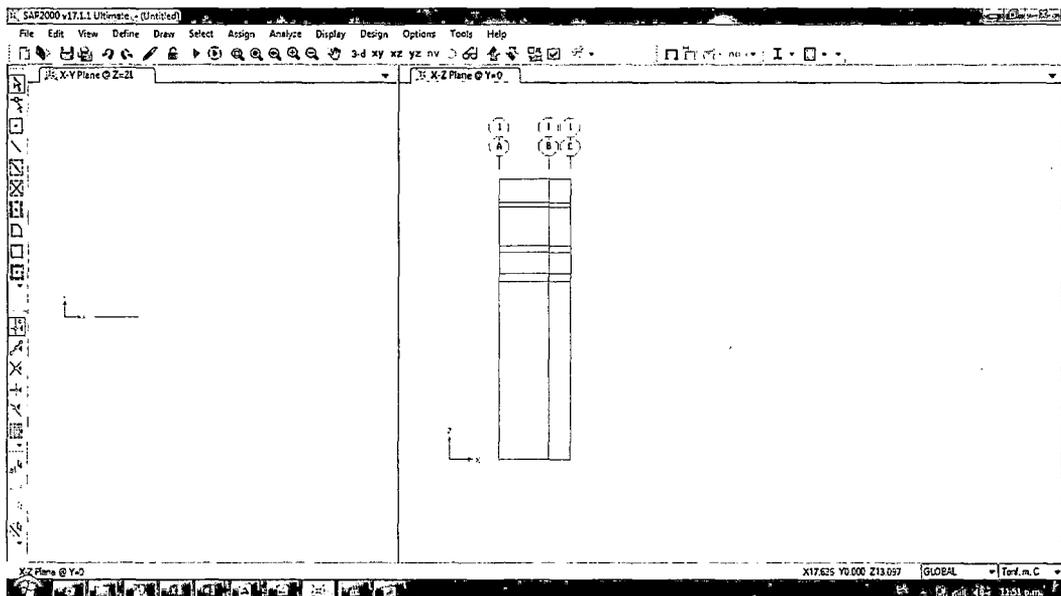
Con los datos anteriores, se va realizar la modelación, primero se definirá las coordenadas, luego se dibujara la generatriz, y luego se extruira cada elemento de línea a sección área de cada elemento.

Figura 57: Definición de coordenadas mediante grillas, en el programa SAP2000



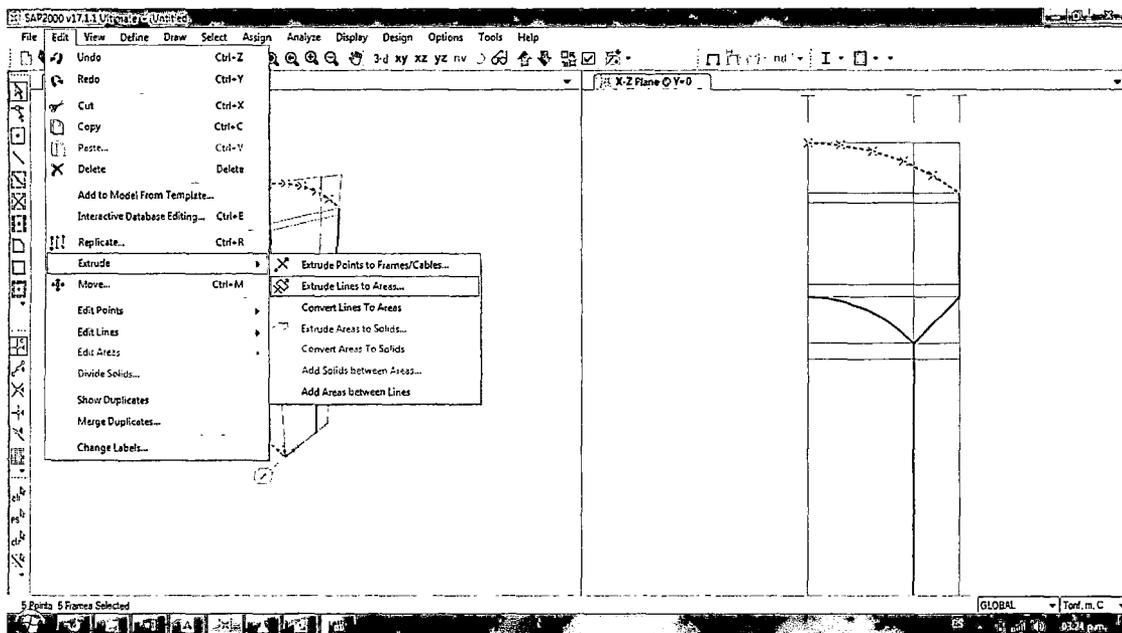
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 58: Representación de las coordenadas en el SAP2000



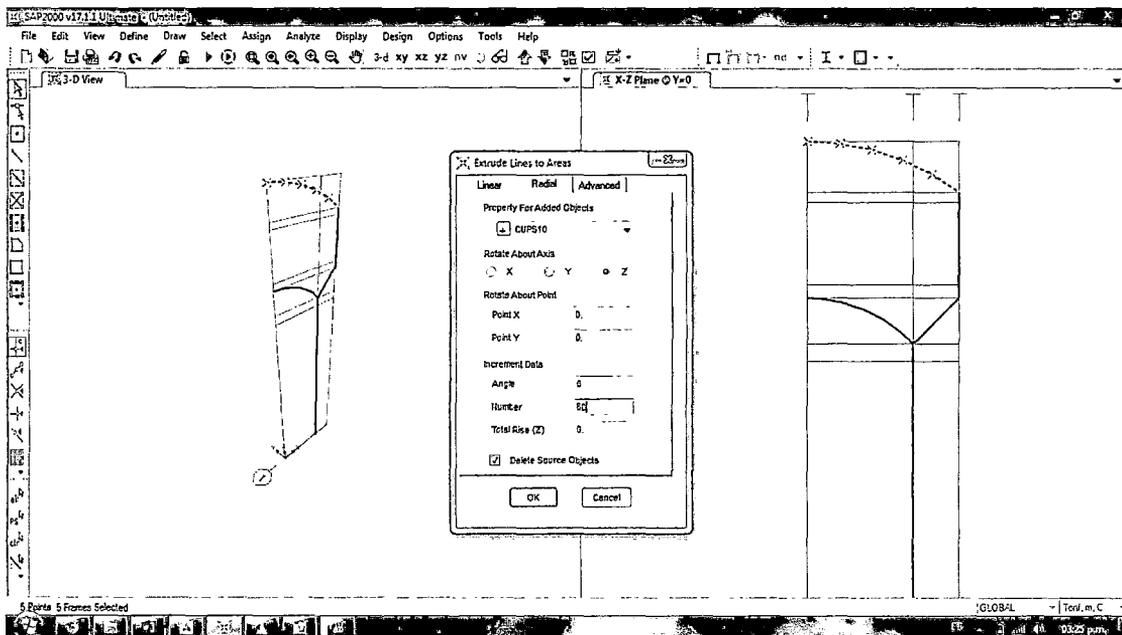
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 59: Extrusión de líneas a áreas



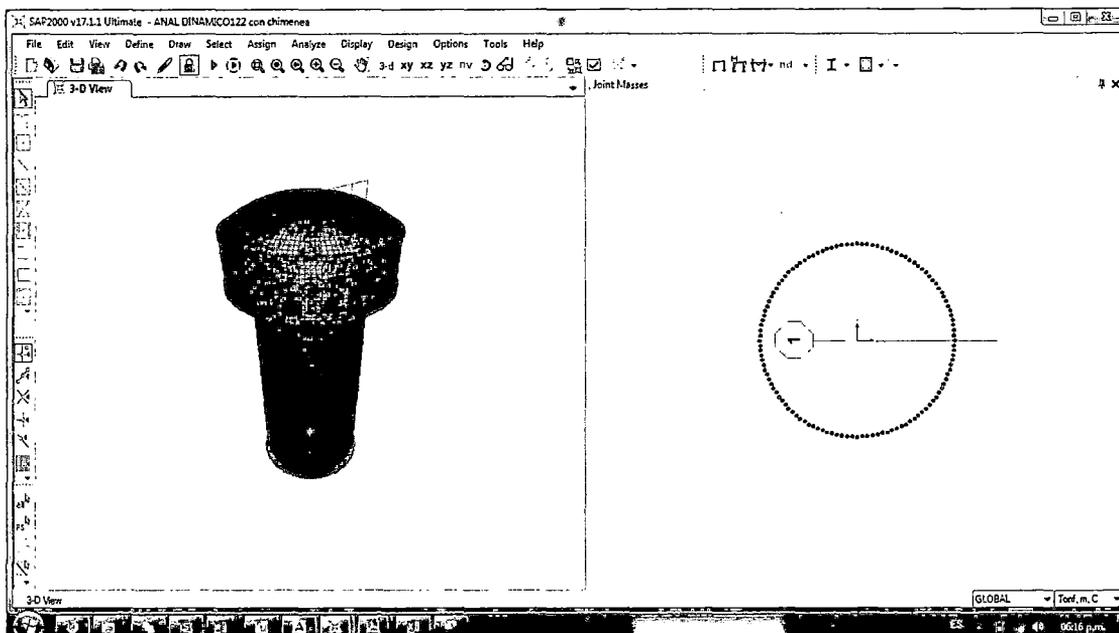
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 60: Extrusión de líneas a áreas en forma polar para cúpula



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

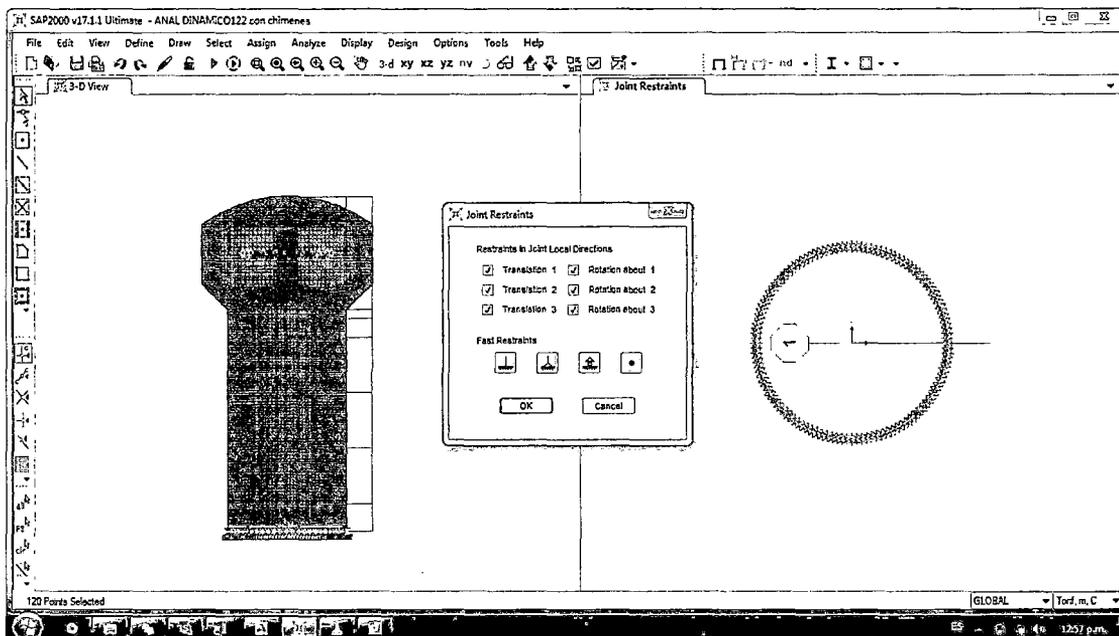
Figura 61: Modelamiento visto en 3D SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

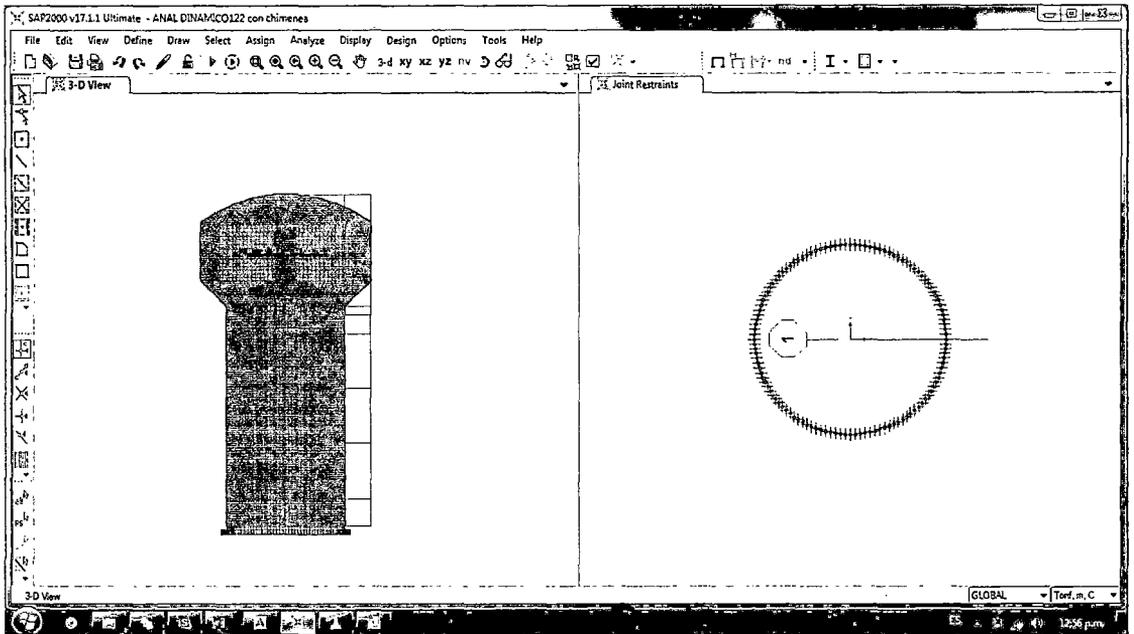
D.4. Asignar restricciones:

Figura 62: Restricciones tipo empotrado, en base de reservorio



Fuente: Elaboración propia en SAP2000

Figura 63: Nos muestra las restricciones en la base

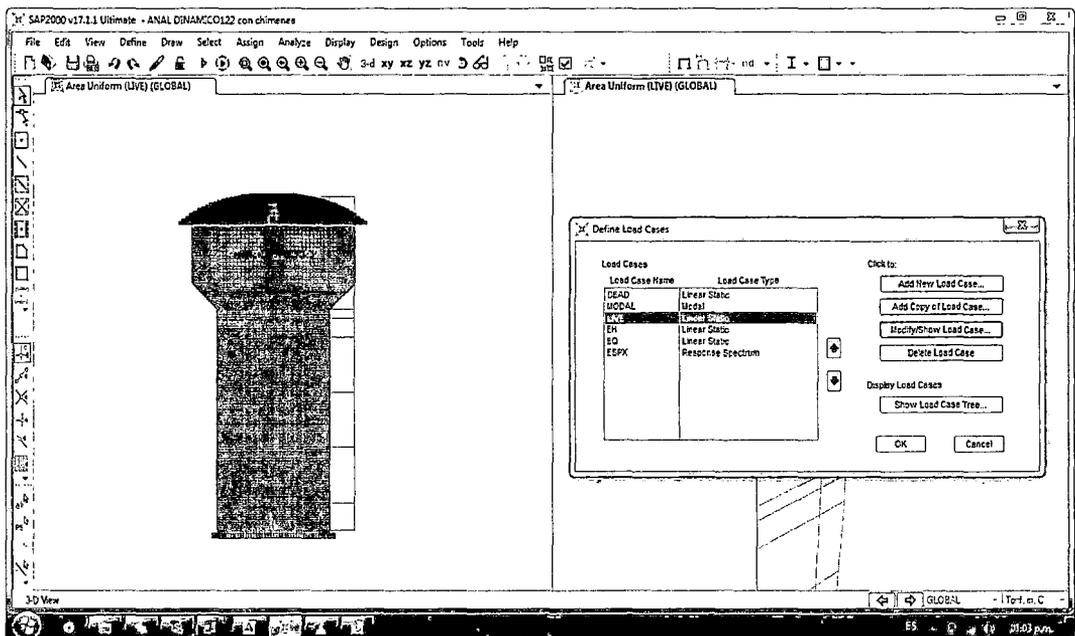


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.5. Asignación de Cargas:

Definiremos los tipos de carga

Figura 64: Definición de Tipos de carga

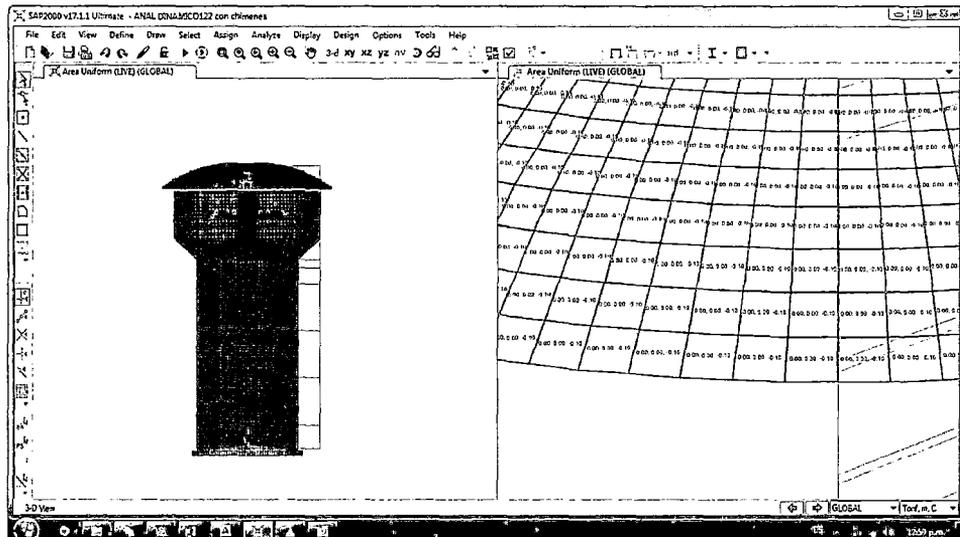


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.5.1. Sobrecarga o Carga viva (LIVE):

La sobre carga tiene el valor de 100 kg/m²

Figura 65: Sobrecarga en Cúpula Superior



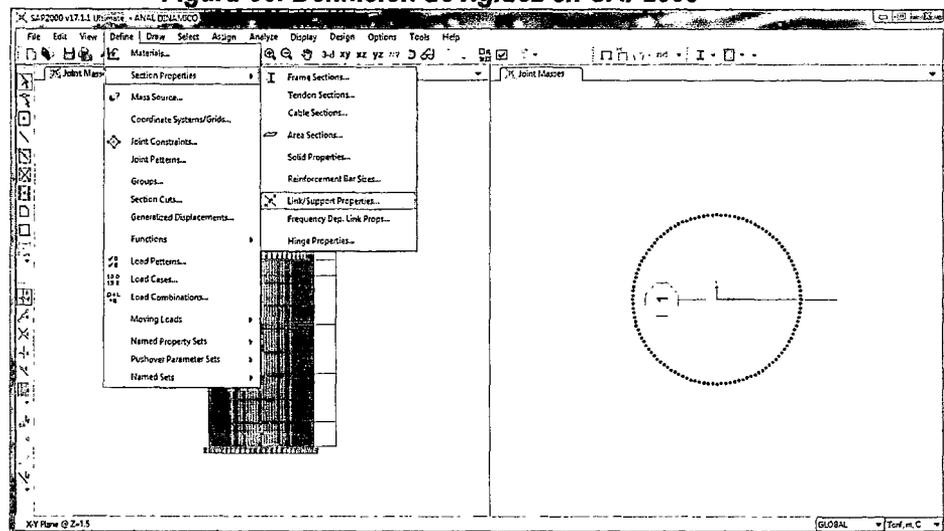
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.5.2. Peso convectivo:

El peso convectivo, será definido como una carga de masa, en el centro del reservorio, que se adhiere a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido.

- Agregar una propiedad Link /Support, que nos va servir de rigidez

Figura 66: Definición de rigidez en SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

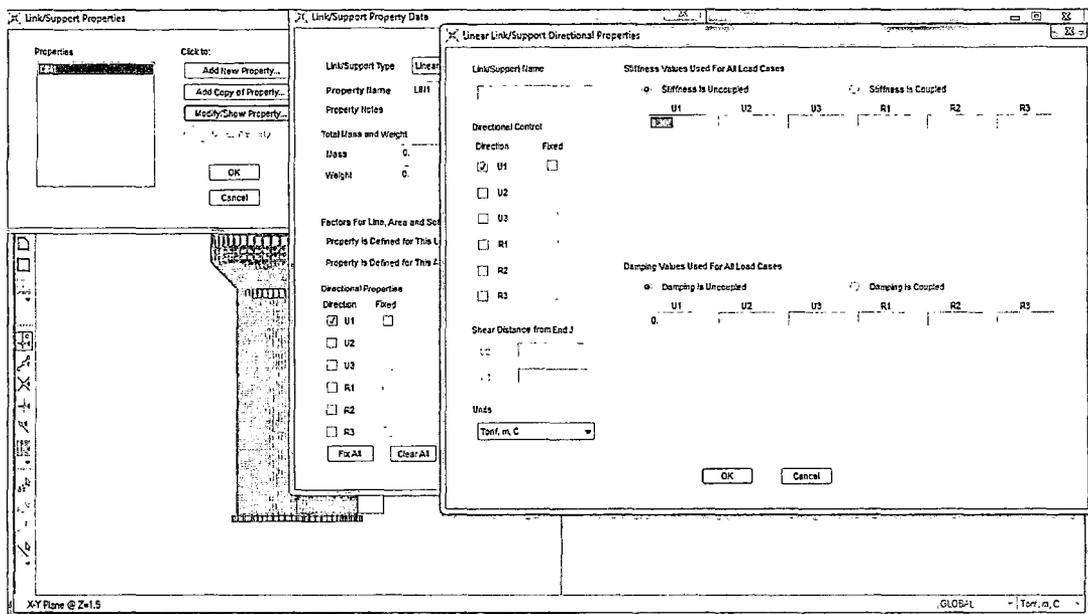
Según la hoja de cálculo la rigidez determinada es igual a 66.12tn/m, esta será dividida entre 60, que son los números de puntos definidas a esta altura, será 1.102, y según tabla 4d ACI 350.3-06 el factor de reducción es 3 que será multiplicado con el resultado anterior.

66.12

$66.12/60=1.102$

$1.102*3=3.306$

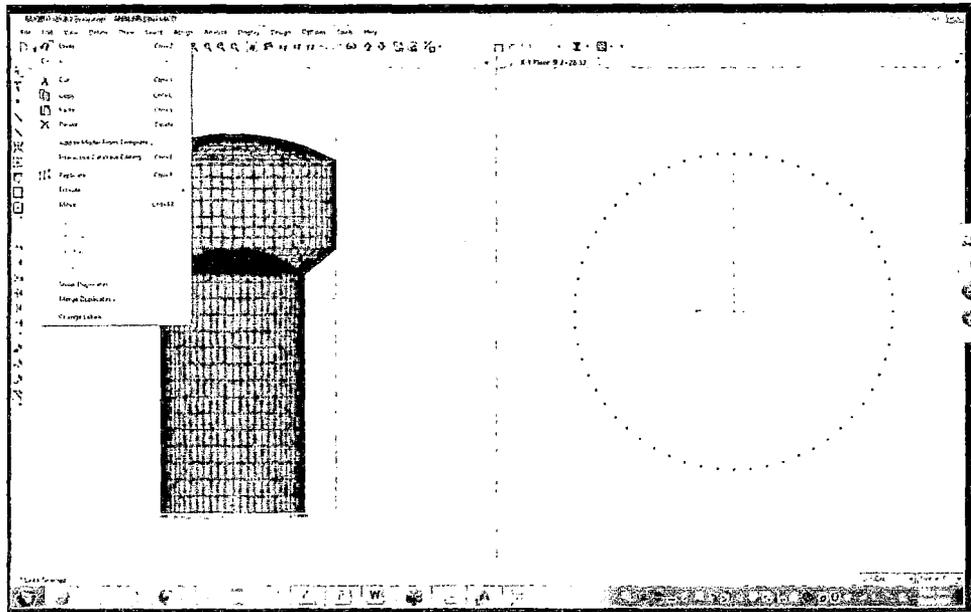
Figura 67: Definición e introducción de valores de Rigidez



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Dibujar el resorte con el comando Draw

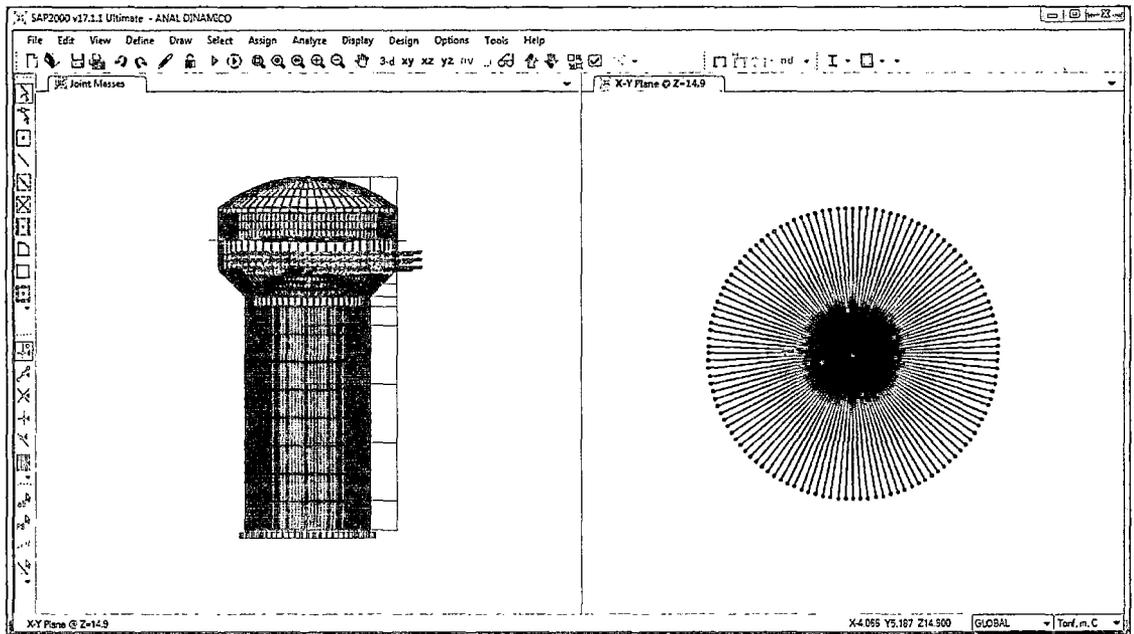
Figura 68: Dibujar el resorte con el comando Draw



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ Replicar el resorte

Figura 69: Replicar el resorte en el programa SAP2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

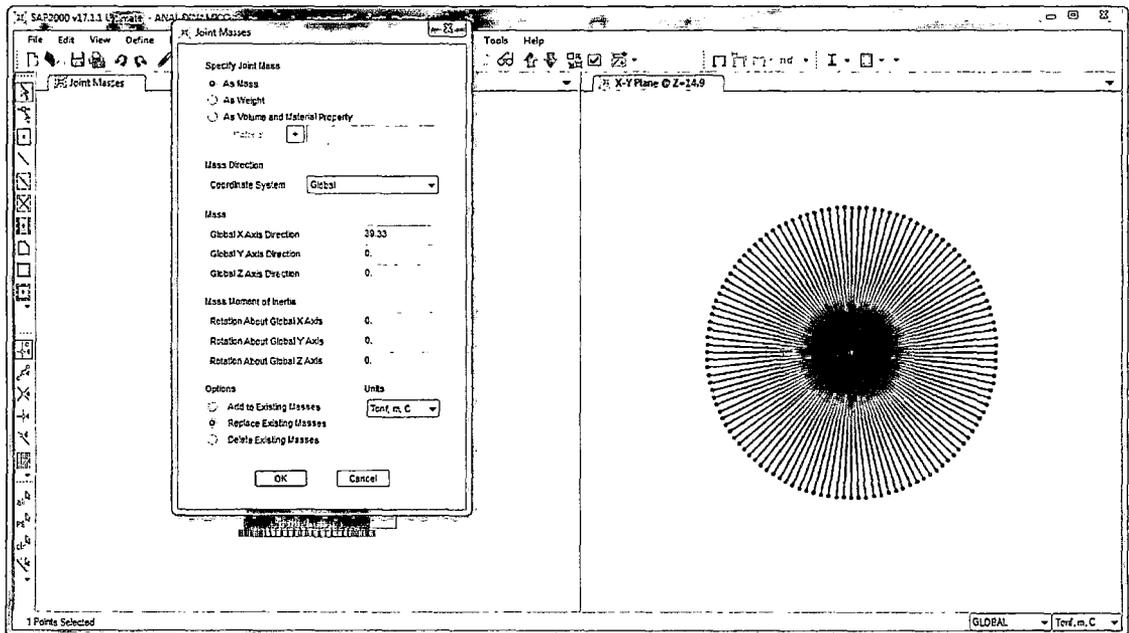
➤ Definir el peso convectivo:

Este es aplicado al centro de la cuba, es definido por el peso calculado multiplicado por el factor de reducción igual 3

$$W_c = 13.11$$

$$M_c = 13.11 * 3 = 39.33$$

Figura 70: Definición de Peso convectivo



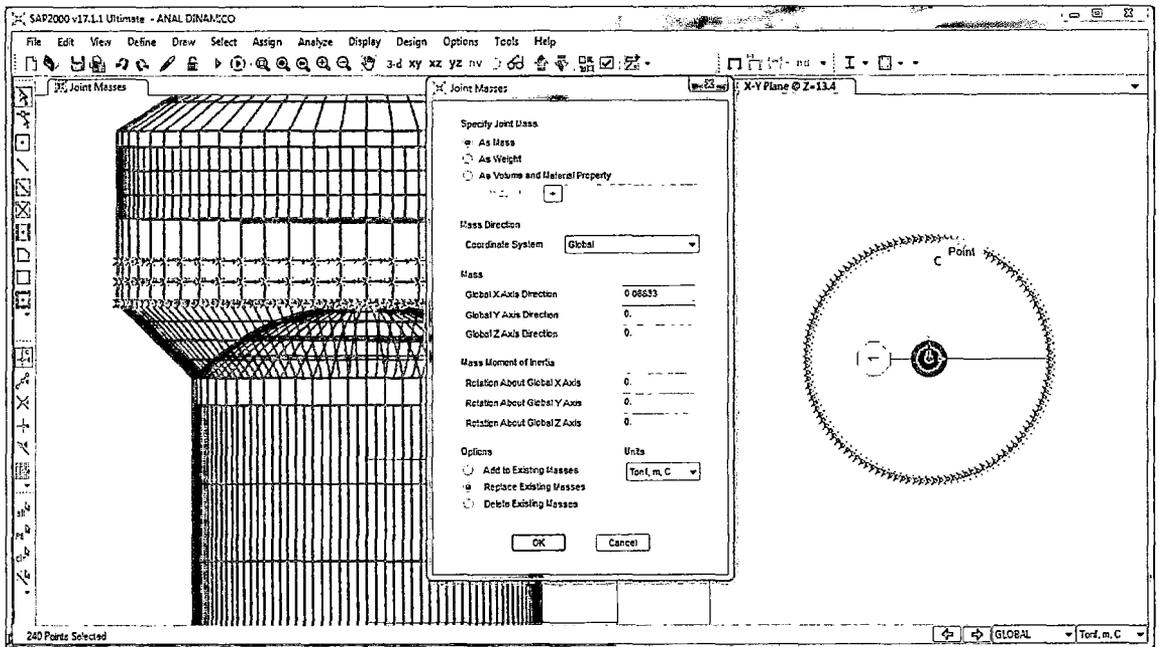
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.5.3. Peso impulsivo:

El peso impulsivo es definido en 3 capas, de 60 puntos cada uno que resultara total en 180 puntos. Según la hoja de cálculo el peso impulsivo es 12.37 que debe ser dividido entre los 180 puntos que sería igual a 0.0688 de fuerza.

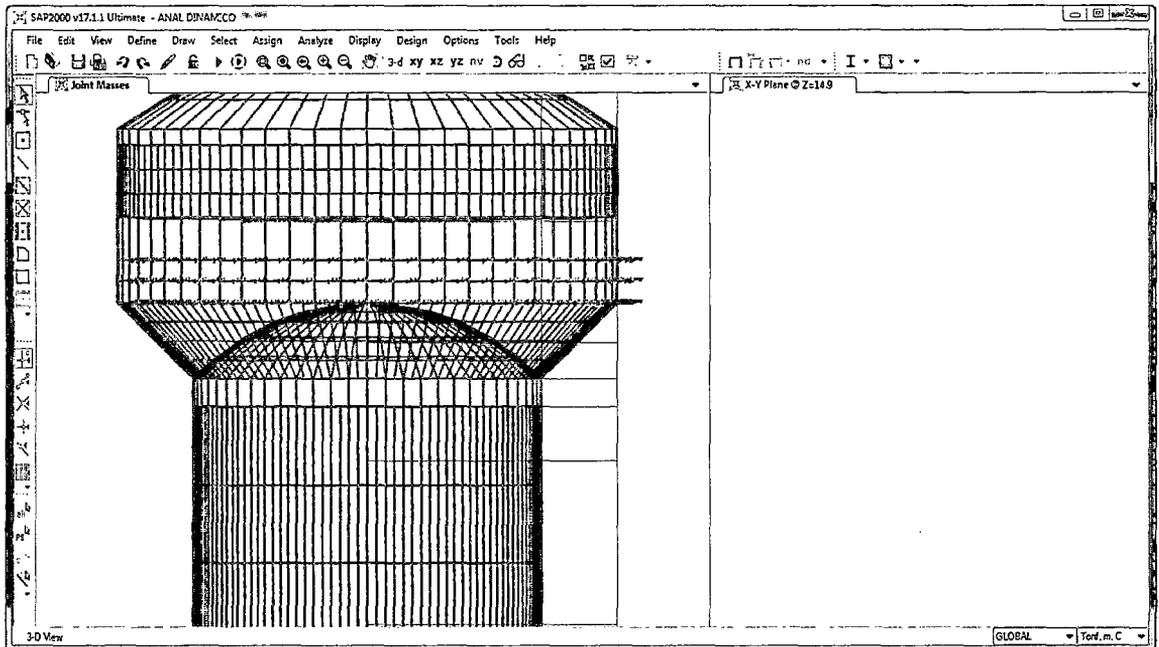
Este peso se adhiere rigidamente a las paredes inferiores del tanque, y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita.

Figura 71: Definición de Peso Impulsivo



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 72: Peso impulsivo, en las paredes del reservorio



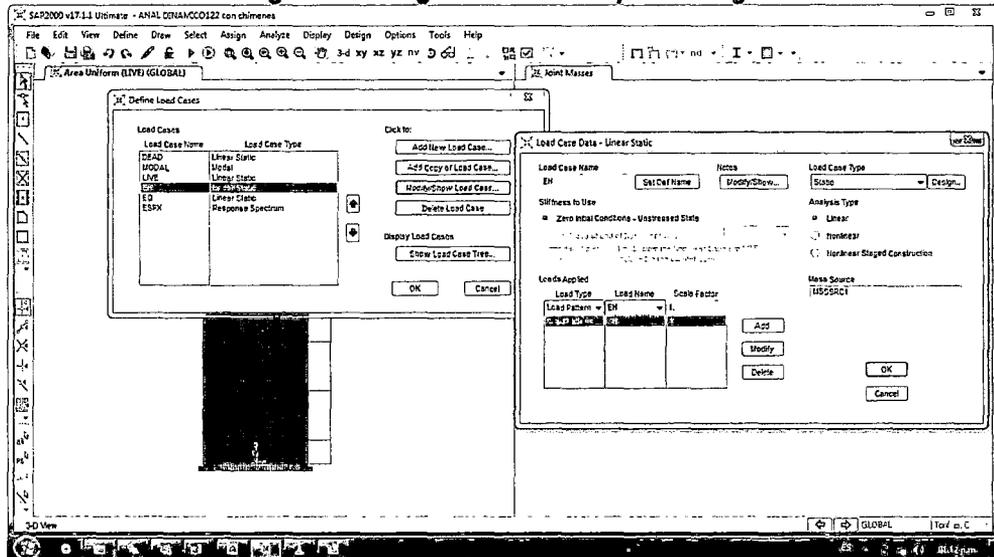
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.5.4. Presión hidrostática:

Esto se hará definiendo las cargas del agua, en la cuba cilíndrica y en el fondo Intze.

- Asignamos un nuevo tipo de carga

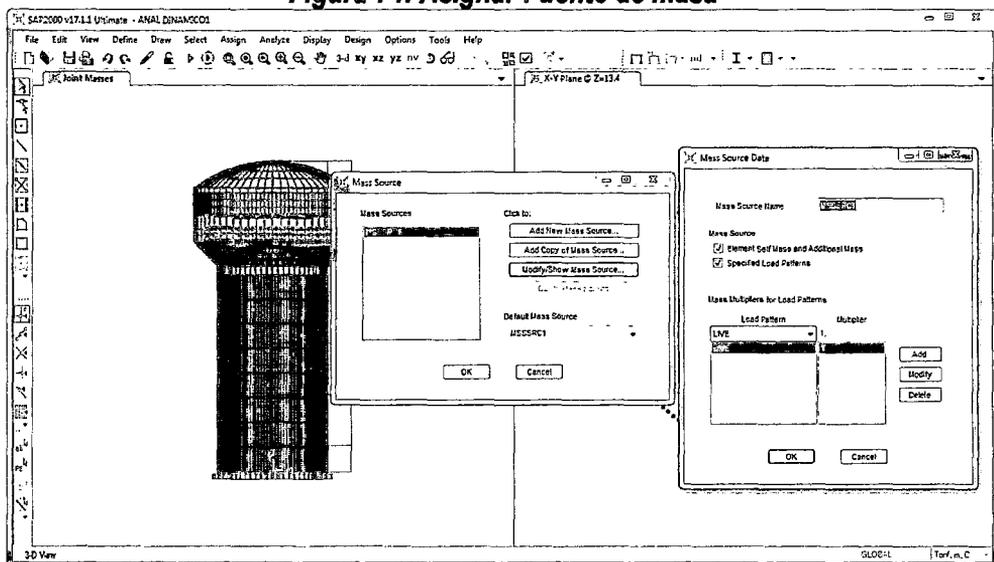
Figura 73: Asignar un nuevo tipo de carga



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

- Asignamos Fuente de masa:

Figura 74: Asignar Fuente de masa



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

➤ **Definir las cargas del agua en la cuba**

Para procesar estos datos en el programa SAP2000, es necesario realizar un análisis previo y obtener ecuaciones, que representen la distribución de fuerzas de presión hidrostática, de la siguiente manera:

PRESION HIDROSTATICA:

Para ingresar al programa SAP2000

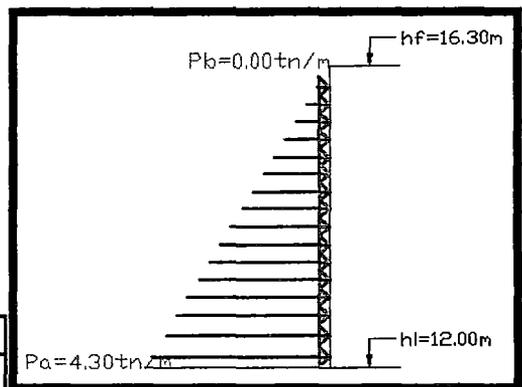
- hi= Altura a la que se encuentra la base de la cuba
- Altura maxima de agua
- hf= almacenada
- C,D= constantes para la ecuacion
- Pa= Presion en la base de la cuba
- Presion en la altura maxima de agua
- Pb= almacenada

1. En la Pared:

$$\begin{aligned}
 h_i * (C) + D &= P_a \\
 h_f * (C) + D &= P_b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C(12) + D &= 4.3 \\
 C(16.3) + D &= 0
 \end{aligned}$$

C=	-1
D=	16.3

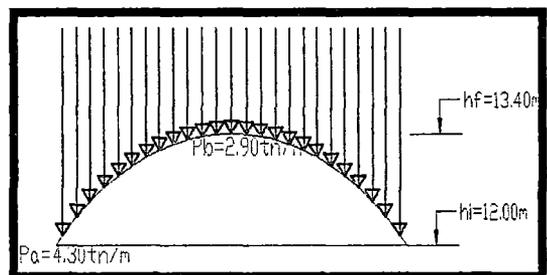


2. En la Cupula Inferior:

$$\begin{aligned}
 h_i * (C) + D &= P_a \\
 h_f * (C) + D &= P_b
 \end{aligned}$$

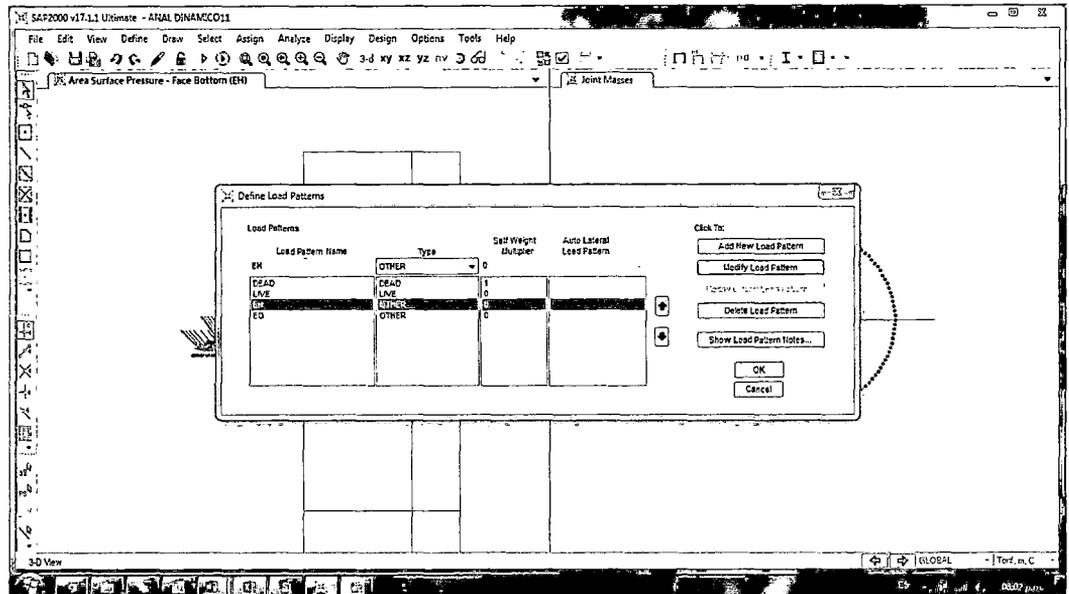
$$\begin{aligned}
 C(12) + D &= 4.3 \\
 C(13.4) + D &= 2.9
 \end{aligned}$$

C=	-1
D=	16.3



a) Esto se hará definiendo joint load paterns

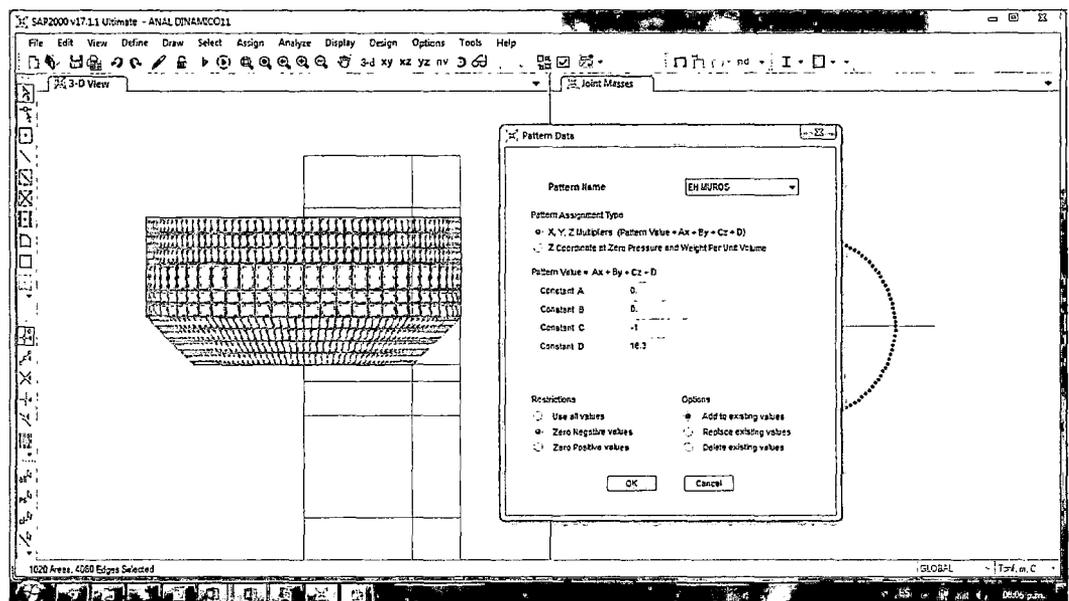
Figura 75: Definición de Empuje Hidrostático



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

- b) Así podemos definir la presión mediante una ecuación, definiendo el joint pattern

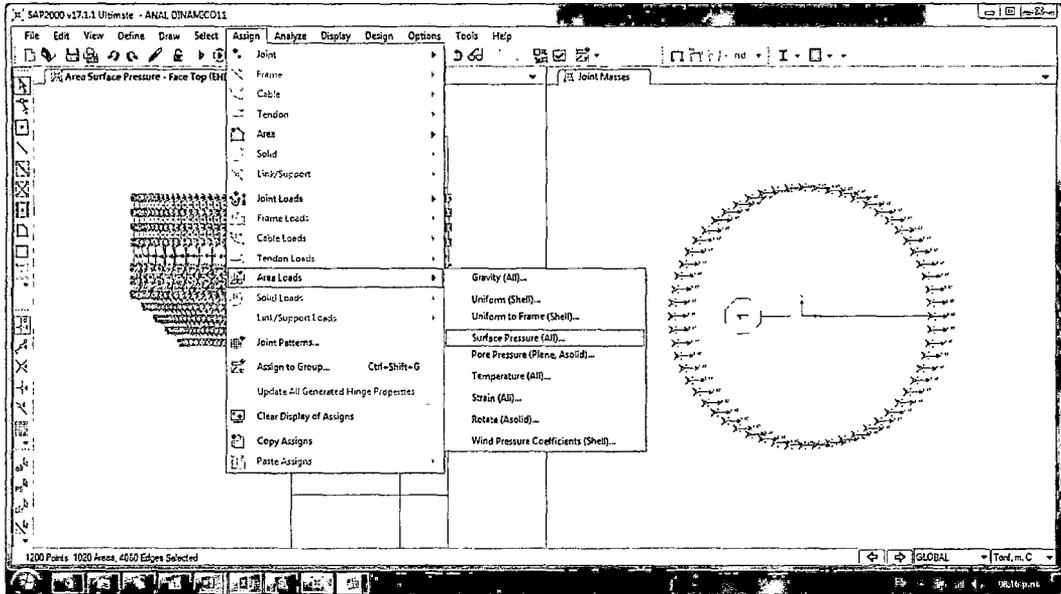
Figura 76: Definición de Empuje Hidrostático, mediante una ecuación



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

c) Asignamos por surface presion

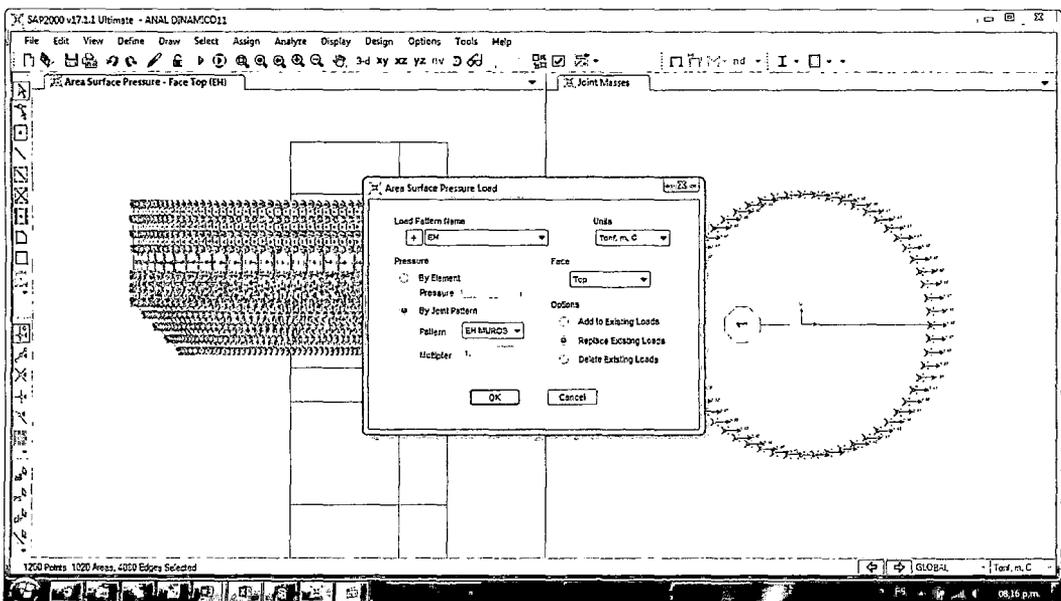
Figura 77: Asignar a las paredes el empuje hidrostático



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

d) Primero definimos en los muros la presión del agua, de acuerdo a la dirección del empuje definimos top o buttom en los muros, en este caso top.

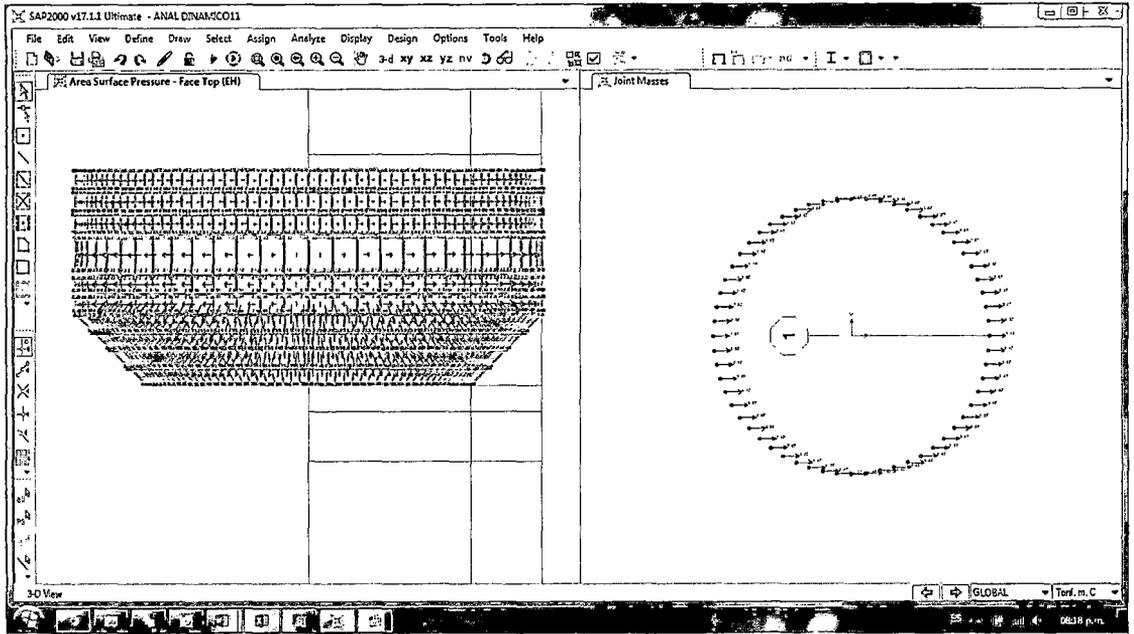
Figura 78: Definición del empuje hidrostático



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

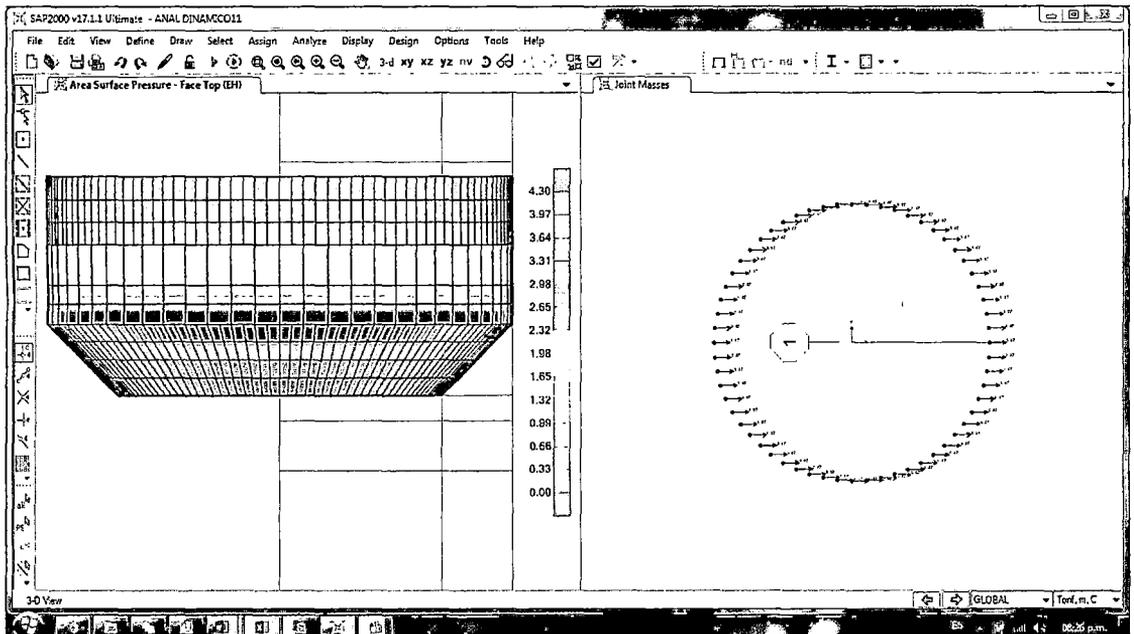
Observar la presión en las paredes de adentro hacia afuera

Figura 79: Se muestra la presión en las paredes



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

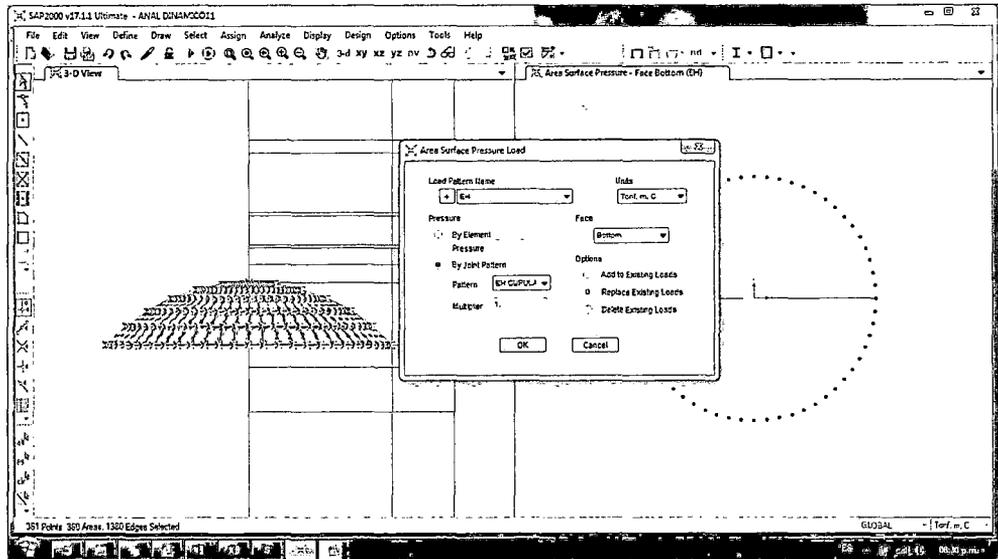
Figura 80: Se muestra la variación de la Presión



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

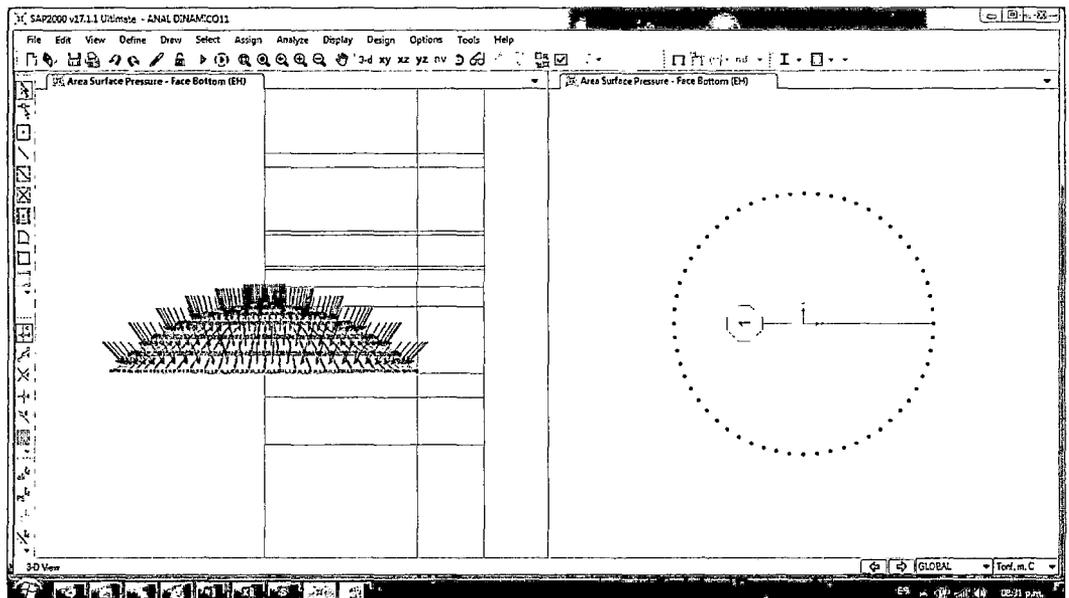
- e) A continuación definimos en la cúpula inferior la presión del agua, de acuerdo a la dirección del empuje definimos top o bottom, en este caso bottom.

Figura 81: Definición de presión sobre la cúpula inferior



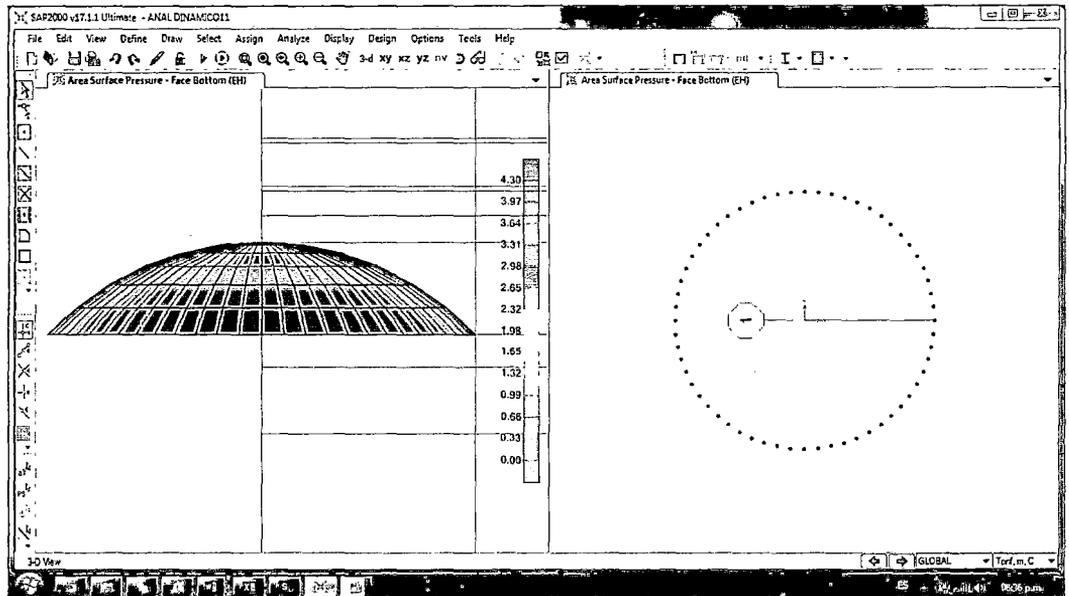
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 82: Se muestra la presión ejercida por el agua hacia la cúpula inferior



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

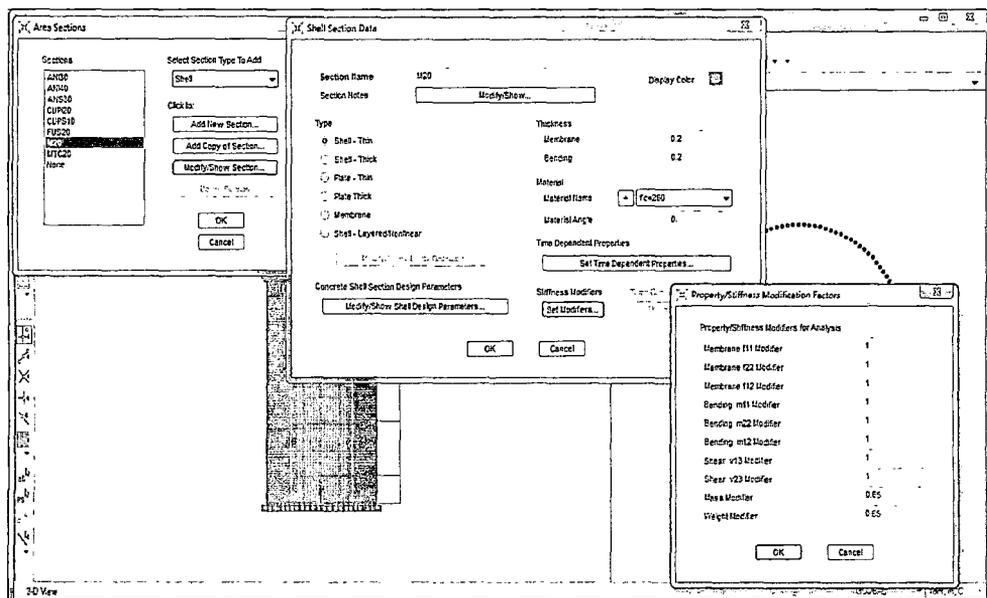
Figura 83: Se muestra la variación de la Presión



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.6. Corregir las paredes, multiplicando por el factor de reducción, estos serán Muro20, MTC20, ANI40, este paso también lo indica el ACI 350.3

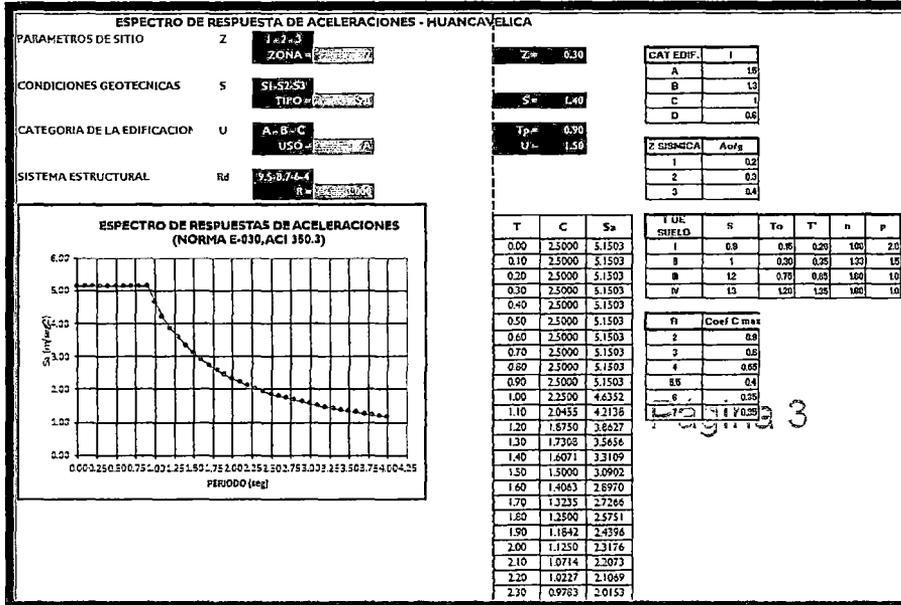
Figura 84: Multiplicación de las paredes por el factor de reducción



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

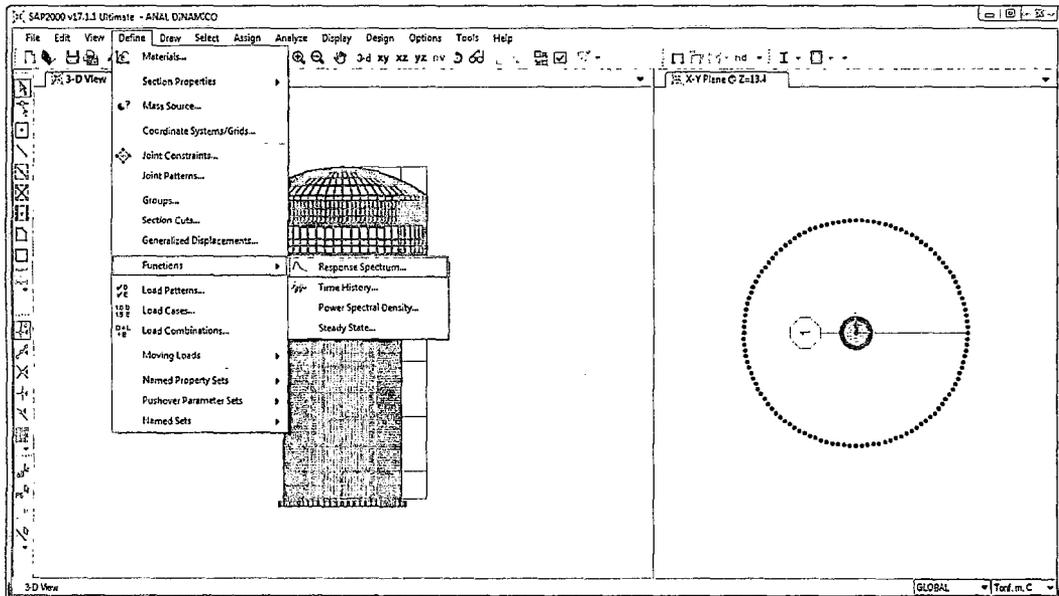
D.7. Espectro de Respuesta, para incorporarlo al programa:

Figura 85: Espectro de Respuesta



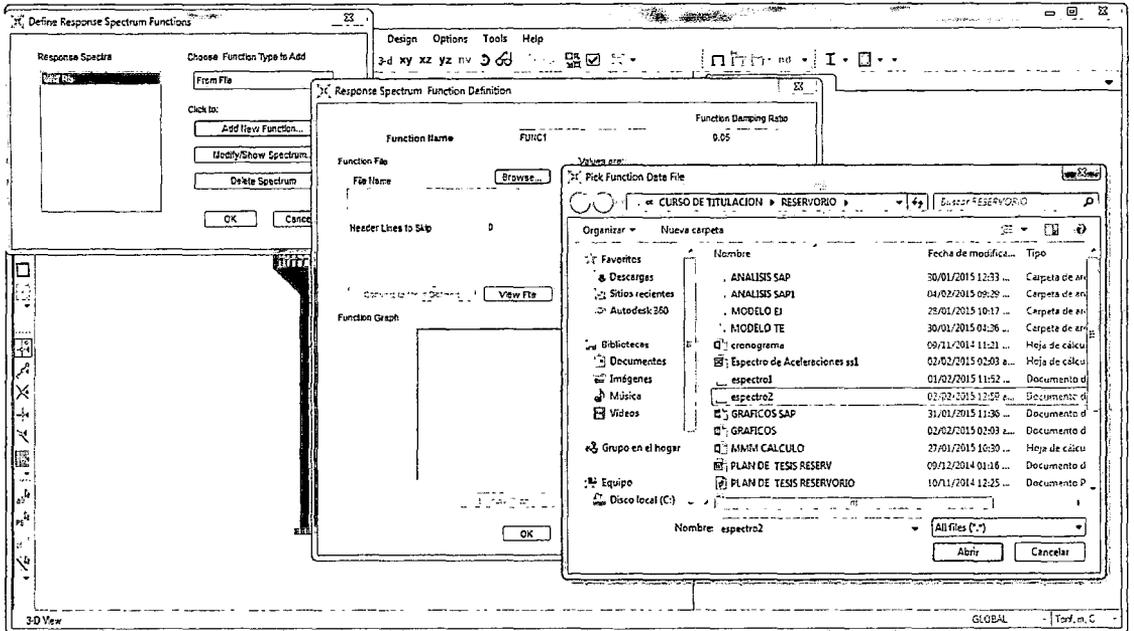
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 86: Definición de función para espectro



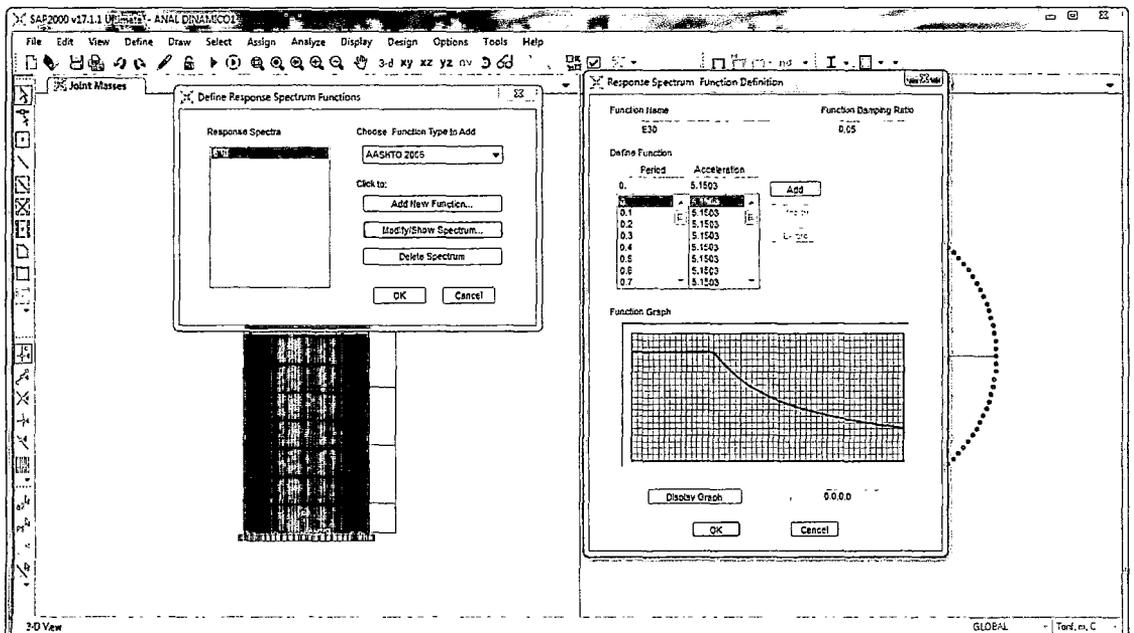
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 87: Incorporación del Espectro al programa sap2000



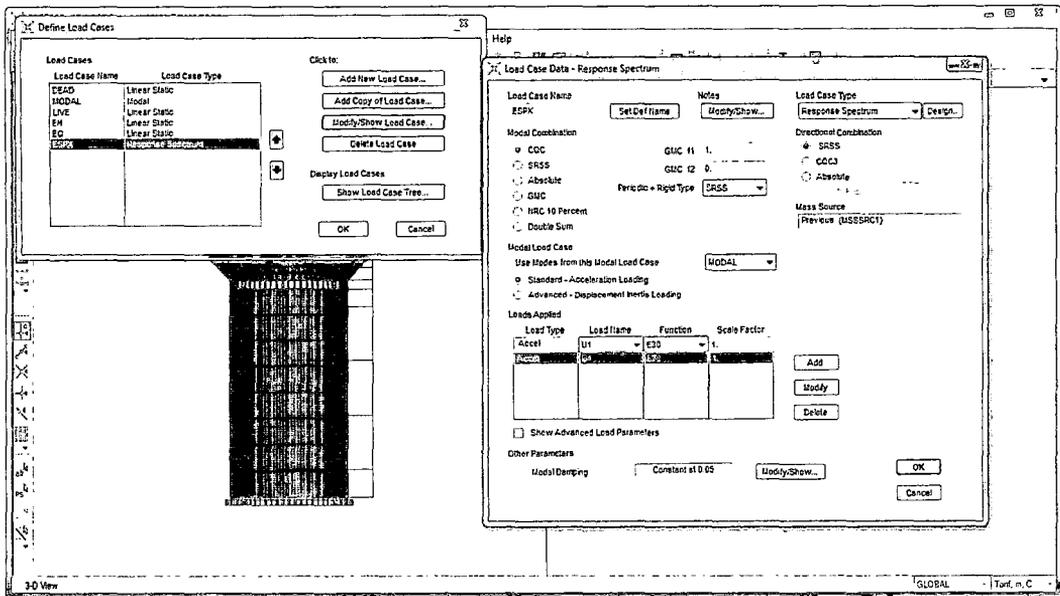
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 88: Se muestra el espectro en el programa sap2000



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

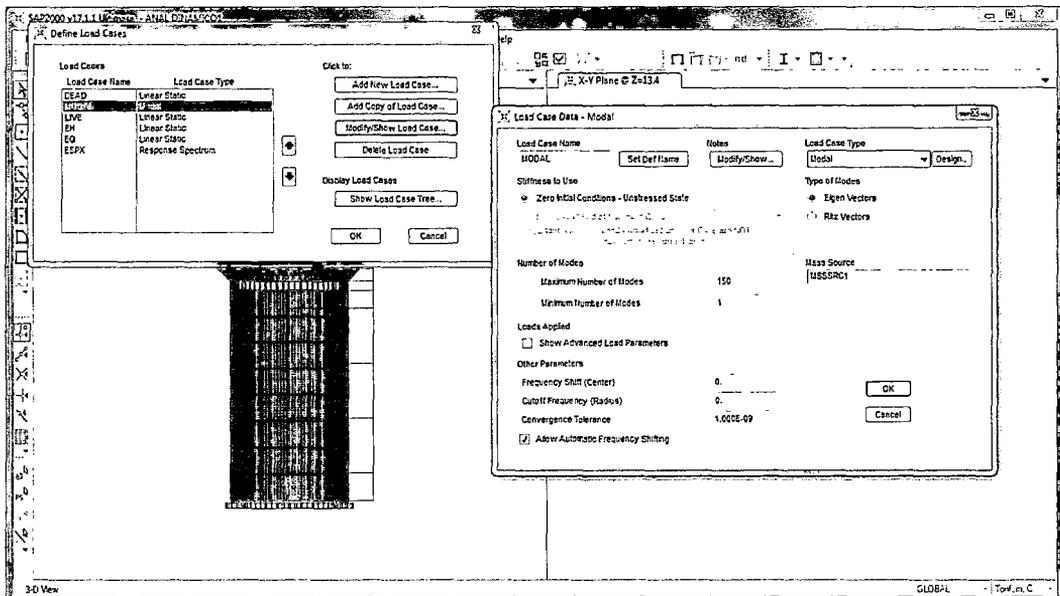
Figura 89: Incorporar el espectro como caso de carga



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

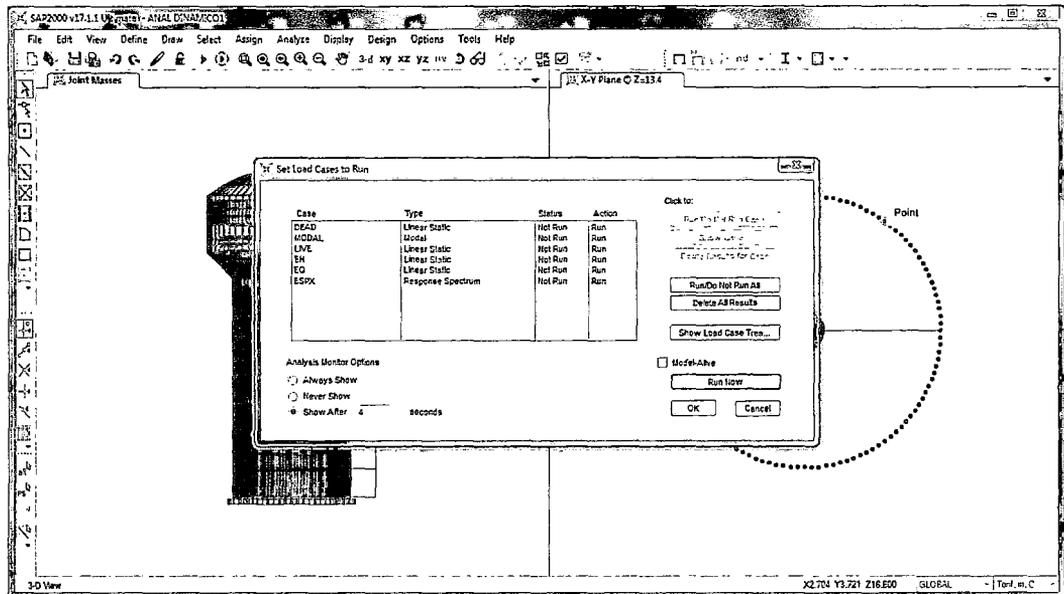
D.8. Definimos número de modos, en reservorios, se recomienda más de 100

Figura 90: Definición del Número de modos



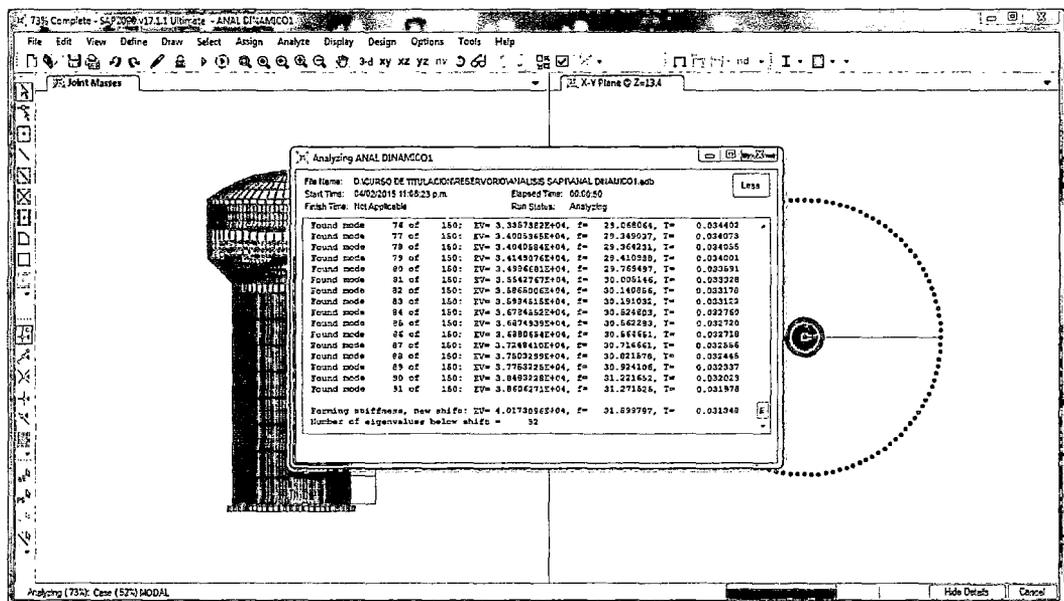
FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.9. Hacemos que el Programa Corre Con Los Datos Asignados:
Figura 91: Correr el programa SAP2000, con los casos definidos



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Figura 92: Ventana De Progreso De Calculo

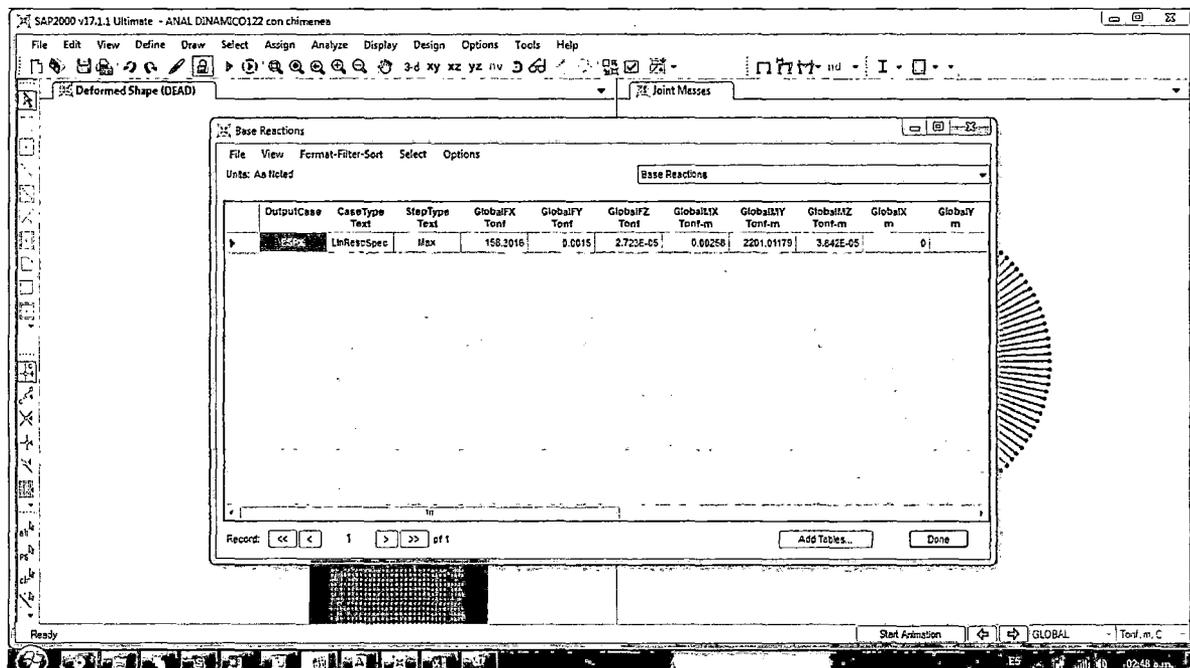


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.10. Calculamos la cortante en la base

Nos muestra el valor de **158.30 tn** que es mayor al 80% de Fuerza cortante Estático que según hoja de cálculo es 190.523 trf. Con este valor es el que se trabajara para los análisis siguientes.

Figura 93: Muestra el valor de la cortante calculado en el programa



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.11. Definir combinaciones de carga

Las combinaciones de carga en los reservorios elevados, son de tipo servicio y tipo carga última. Una combinación de casos de carga es la composición de dos o más casos de carga individuales mediante factores de escala, que pueden ser positivos o negativos.

Con estas combinaciones se pueden superponer los desplazamientos, las reacciones, las fuerzas internas, etc. de los casos de carga individuales, con la finalidad de obtener solicitaciones de carga más desfavorables en los elementos y posteriormente realizar envolventes de carga que sean útiles para el diseño.

Con los casos de carga se pueden hacer combinaciones del siguiente tipo:

➤ **Adicionar (ADD)**

La combinación corresponde a la composición algebraica de los valores de los casos de carga involucrados.

➤ **Absoluto (ABS)**

La combinación corresponde a la suma de los valores absolutos de los casos de carga involucrados.

➤ **SRSS**

La combinación corresponde a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores absolutos de los casos de carga involucrados.

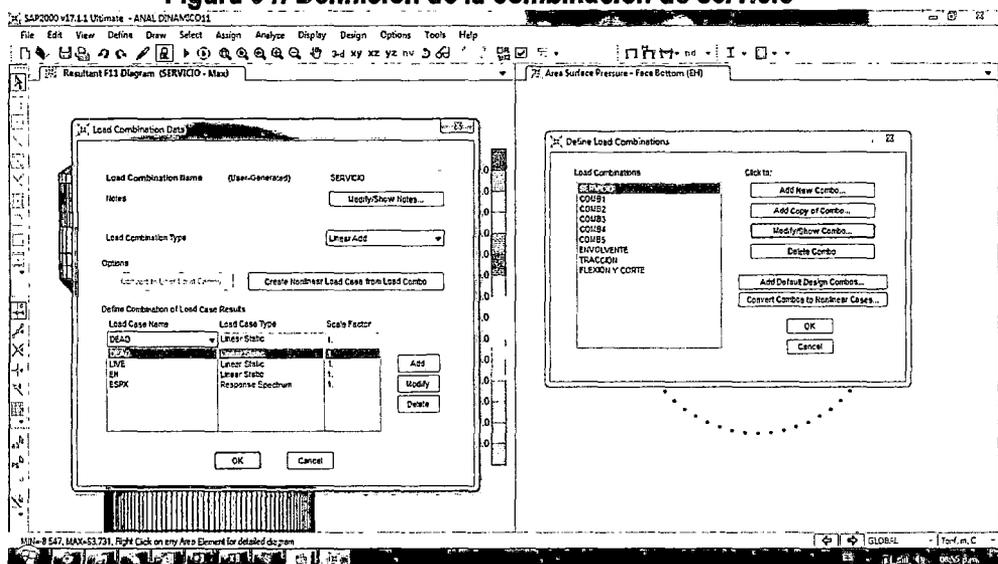
➤ **Envolvente (ENVE)**

La combinación corresponde a los valores máximos de los casos de carga involucrados.

Para crear una nueva combinación se debe elegir los casos de carga involucrados, asignarles sus factores de escala y especificar alguno de los cuatro tipos de combinación.

1. SERVICIO: CV+CM+EH+ESPX

Figura 94: Definición de la combinación de servicio



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

Donde:

CV: Carga viva

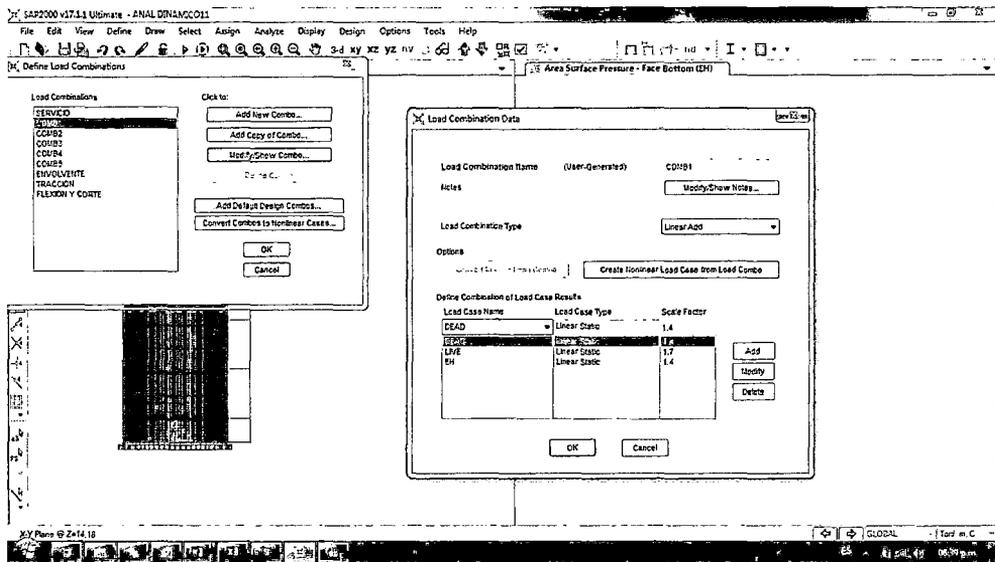
CM: Carga muerta

EH: Empuje Hidrostático

ESPX: Espectro en eje X(es suficiente ya que la estructura es axisimetrica)

2. COMBINACION 1: 1.4 CM+1.7 CV

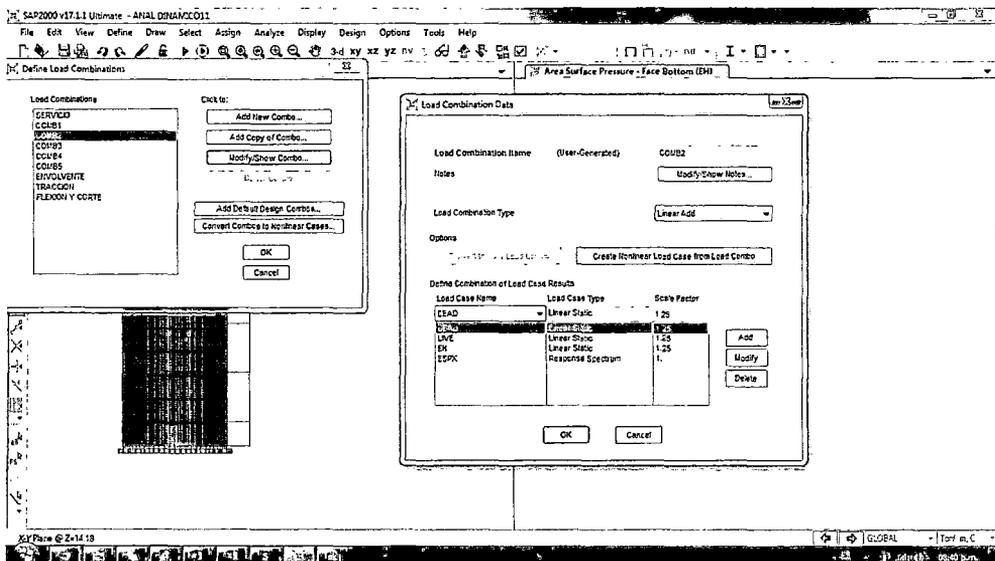
Figura 95: Definición Combinación 1



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

3. COMBINACION 2: 1.25(CM+CV+EH)+ESPX

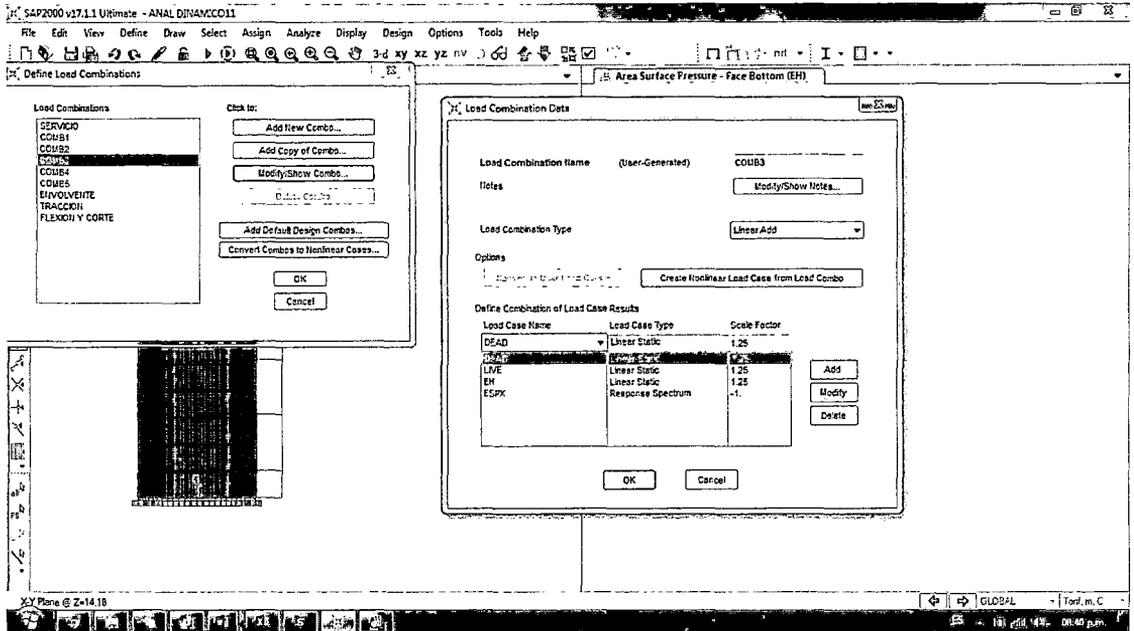
Figura 96: Combinación 2



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

4. COMBINACION 3: 1.25(CM+CV+EH)-ESPX

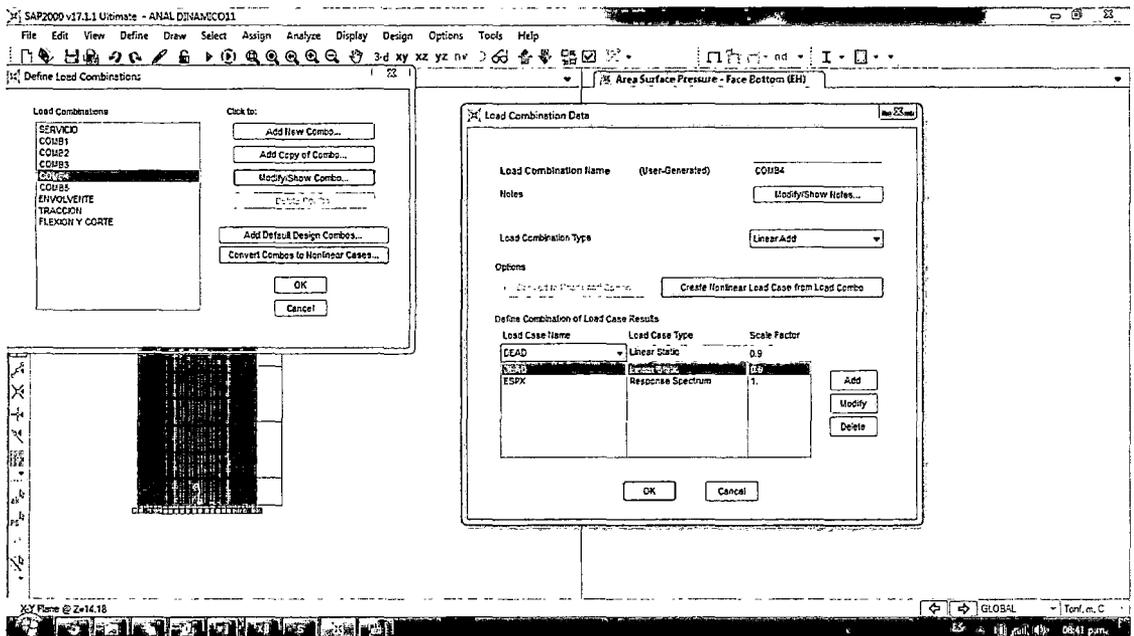
Figura 97: Combinación 3



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

5. COMBINACION 4: 0.9CM+1 ESPX

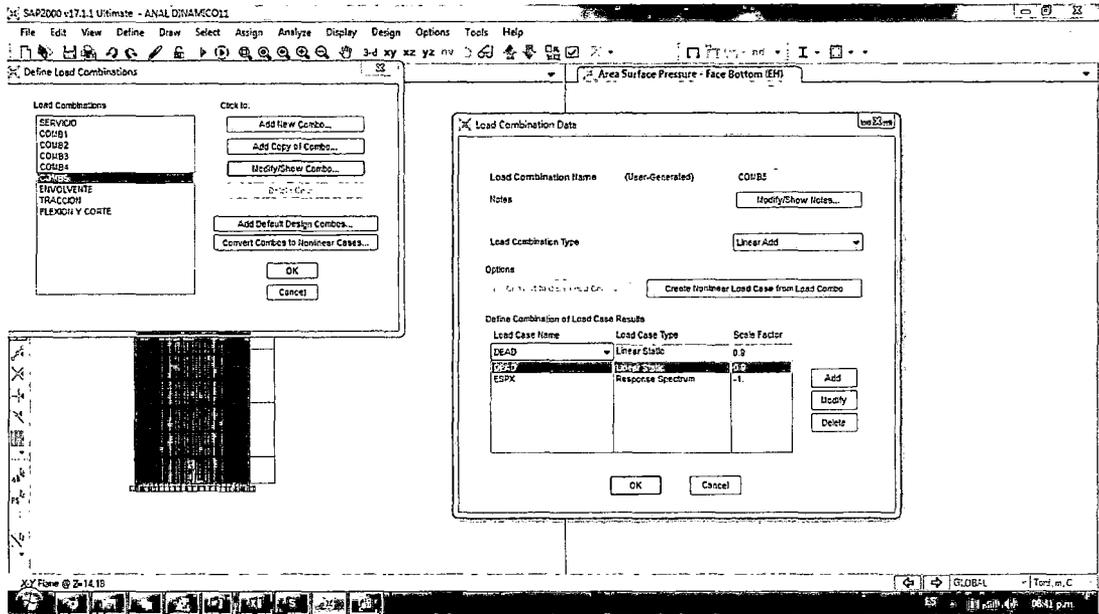
Figura 98: Combinación 4



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

6. COMBINACION 5: 0.9CM-1 ESPX

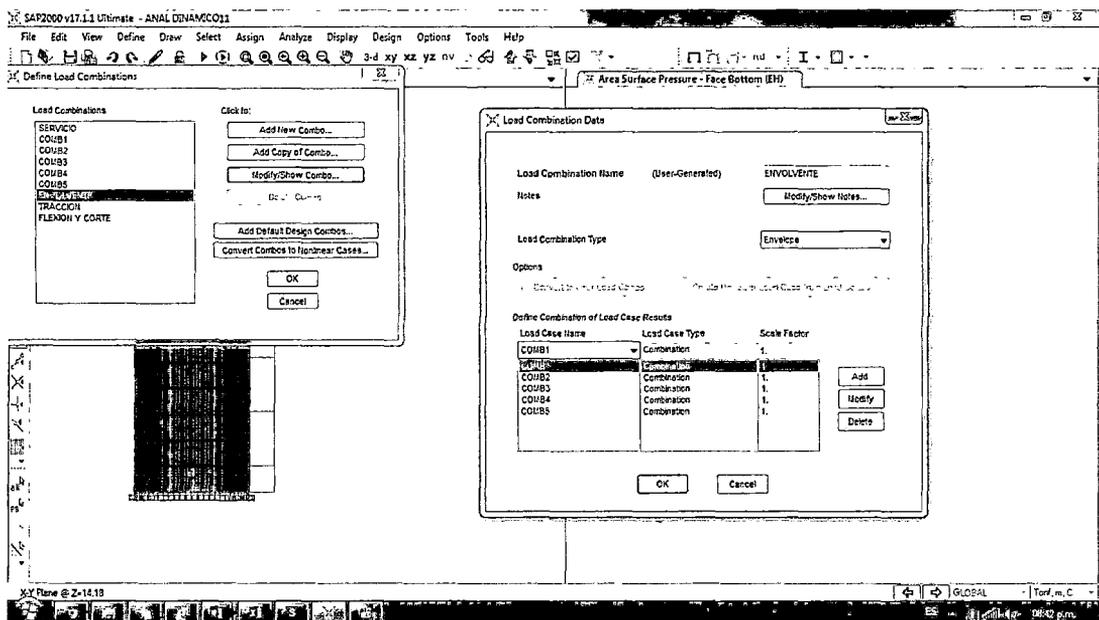
Figura 99: Combinación 5



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

7. ENVOLVENTE: COMB1+COMB2+COMB3+COMB4+COMB5

Figura 100: Combinación Envolvente

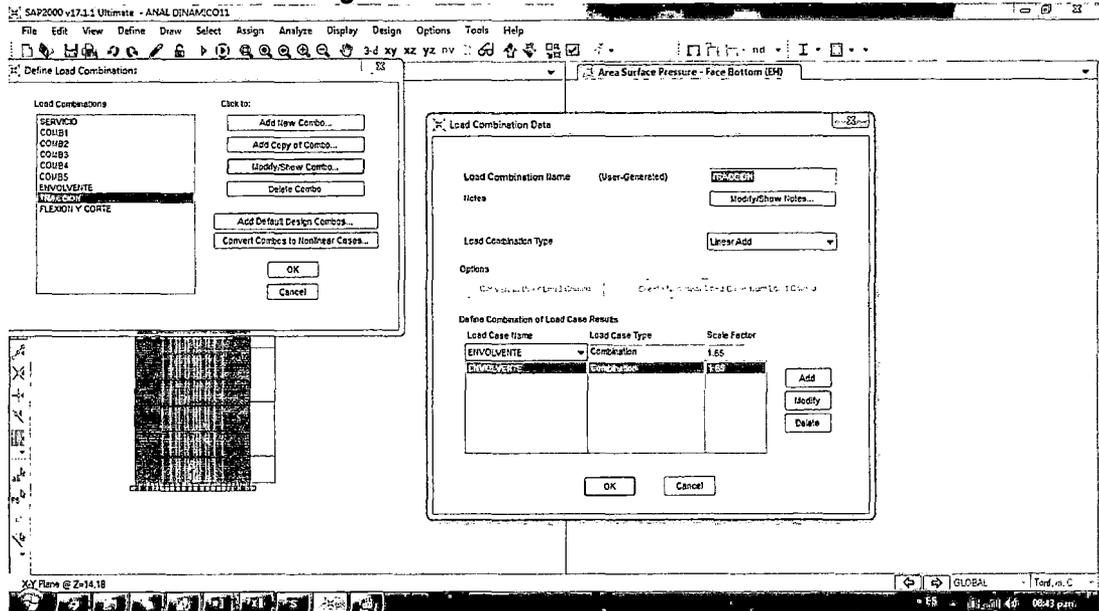


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

8. TRACCION: 1.65*ENVOLVENTE

Según el ACI 350.1-06 especifica que la envolvente debe ser amplificada, porque los anillos, paredes van a trabajar a tracción

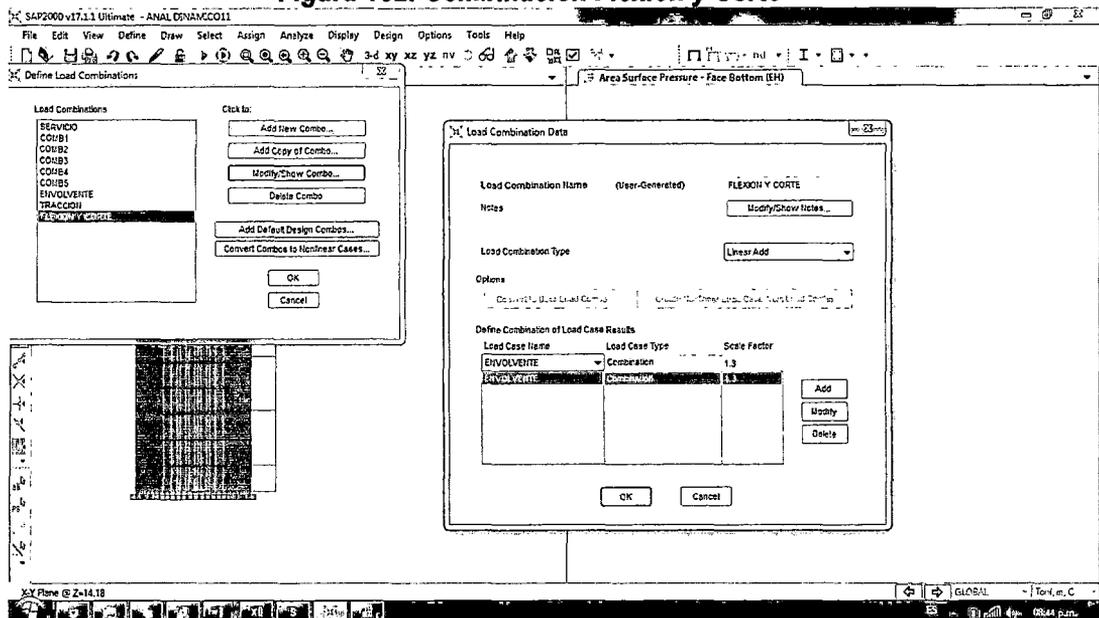
Figura 101: Combinación Tracción



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

9. FLEXION Y CORTE: 1.3* ENVOLVENTE

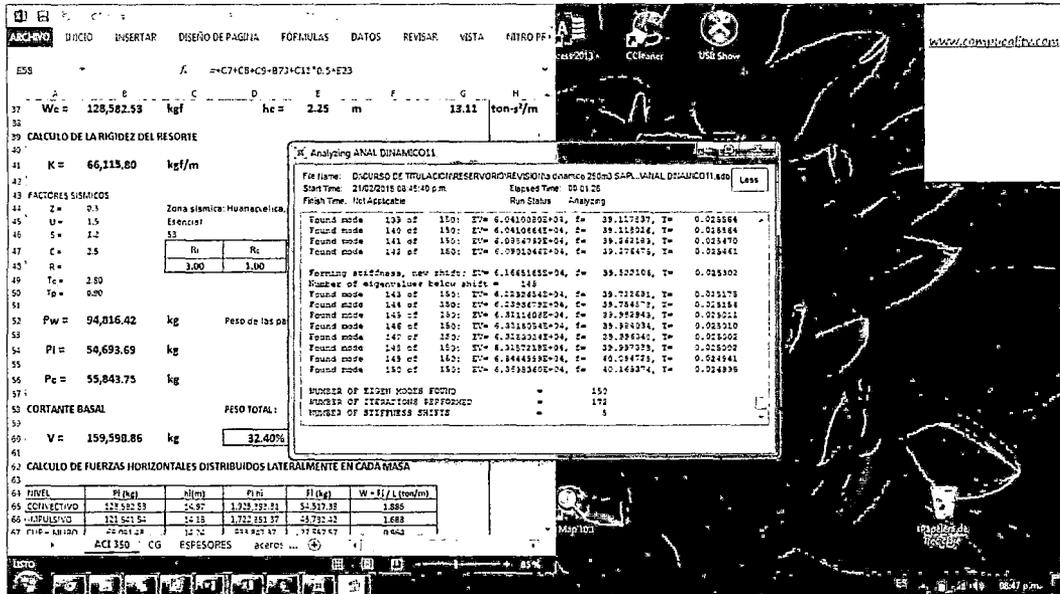
Figura 102: Combinación Flexión y Corte



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.12. Correr el programa

Figura 103: Procesamiento del Programa SAP2000

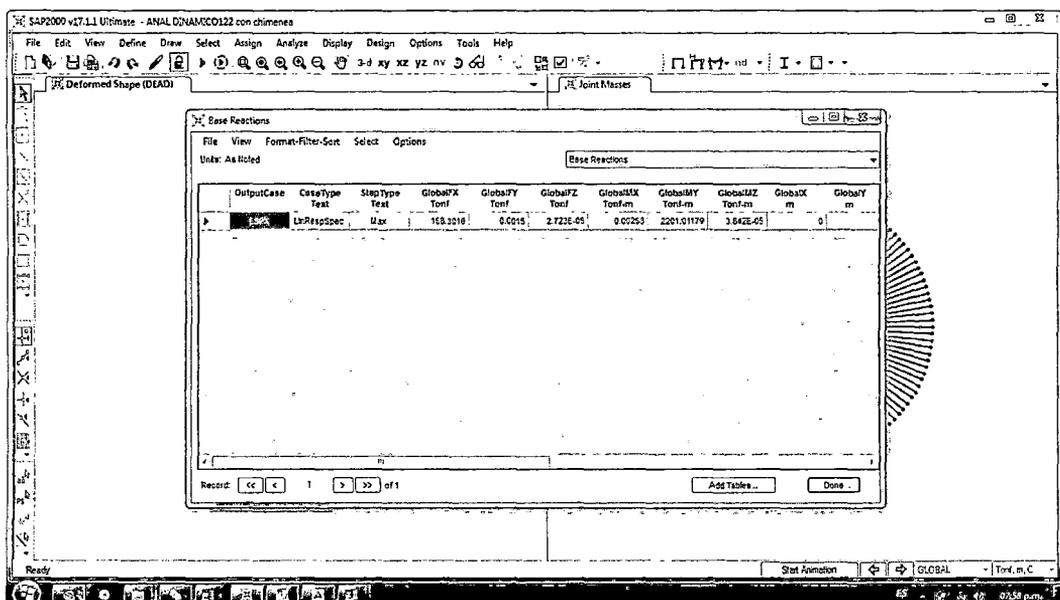


FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

D.13. Definimos la cortante en la base

Nos muestra el valor de 158.30 tn que es mayor al 80% de Fuerza cortante Estático que según hoja de cálculo es 190.523 tnf

Figura 104: Definición de cortante en la base



FUENTE: Elaboración propia en SAP2000

3.9.2.3. TABULACION DE DATOS:

El procesamiento para la interpretación de resultados se realizara en forma tabular y grafica de acuerdo a los resultados extraídos del programa SAP2000.

Tabla 19: Desplazamientos Obtenidos

N°	PISO SUPERIOR	PISO INFERIOR	DIFERENCIA	R	3/4 x R	H piso	Δ piso	Desplazamiento Obtenido	Desplazamiento Max E-0.30	Estado
6	0.05090	0.04120	0.00970	3	2.25	3.13	0.00310	0.0070	0.007	Permitido
5	0.04120	0.03210	0.00910	3	2.25	3.00	0.00303	0.0068	0.007	Permitido
4	0.03210	0.02290	0.00920	3	2.25	3.00	0.00307	0.0069	0.007	Permitido
3	0.02290	0.01360	0.00930	3	2.25	3.00	0.00310	0.0070	0.007	Permitido
2	0.01360	0.00512	0.00848	3	2.25	3.00	0.00283	0.0064	0.007	Permitido
1	0.00512	0.00000	0.00512	3	2.25	3.00	0.00171	0.0038	0.007	Permitido

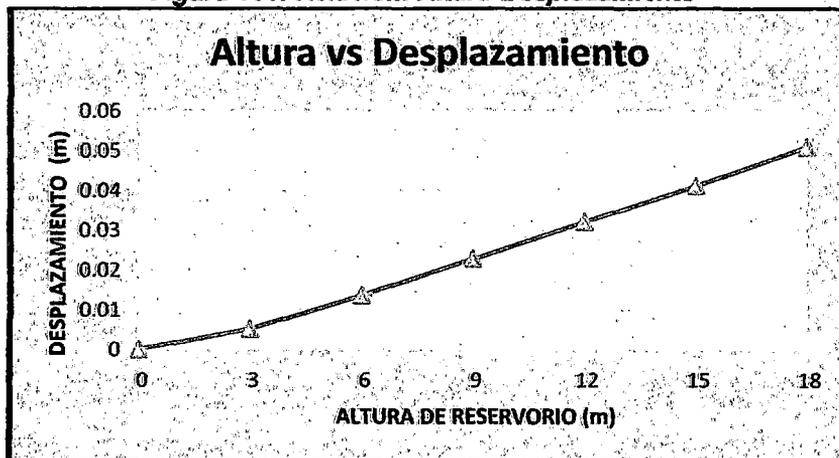
FUENTE: Elaboración propia

Tabla 20: Relación Altura-Desplazamiento

H	Desplazamiento(Δ)
[15-18]	0.00697
[12-15]	0.00683
[09-12]	0.00690
[06-09]	0.00698
[03-06]	0.00636
[00-03]	0.00384

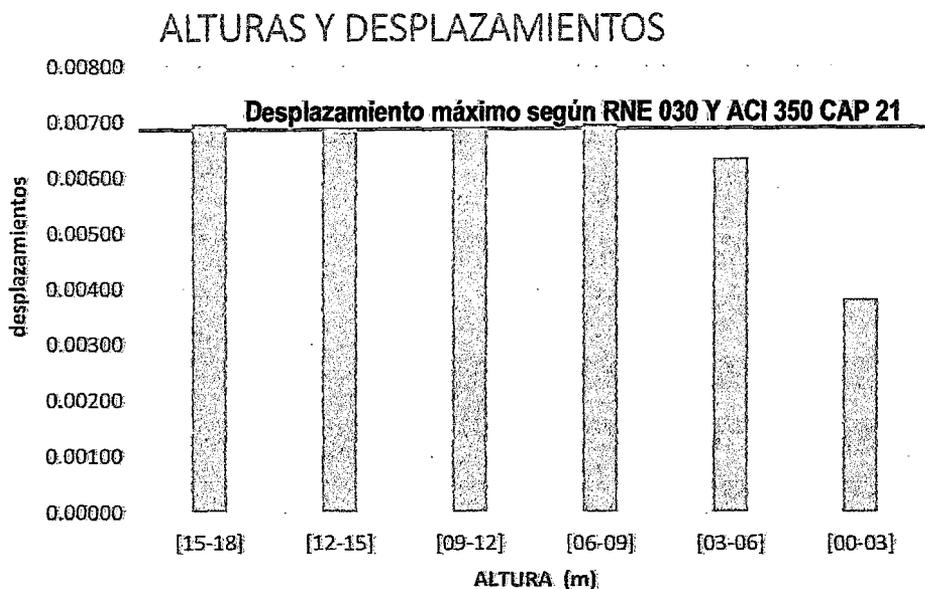
FUENTE: Elaboración propia

Figura 105: Relación: Altura-Desplazamiento



FUENTE: Elaboración propia

Figura 106: Alturas y desplazamientos



FUENTE: Elaboración propia

3.9.2.4. GRÁFICOS DE FUERZAS Y MOMENTOS.

Para la respectiva interpretación de resultados, necesitamos observar analizar y evaluar los resultados obtenidos del programa SAP2000. Este análisis se realizara mediante los cuadros siguientes y la gráfica de barras a continuación:

- a. Fuerza anular o paralela (F11), valores máximos, en dirección horizontal positiva (+, →)

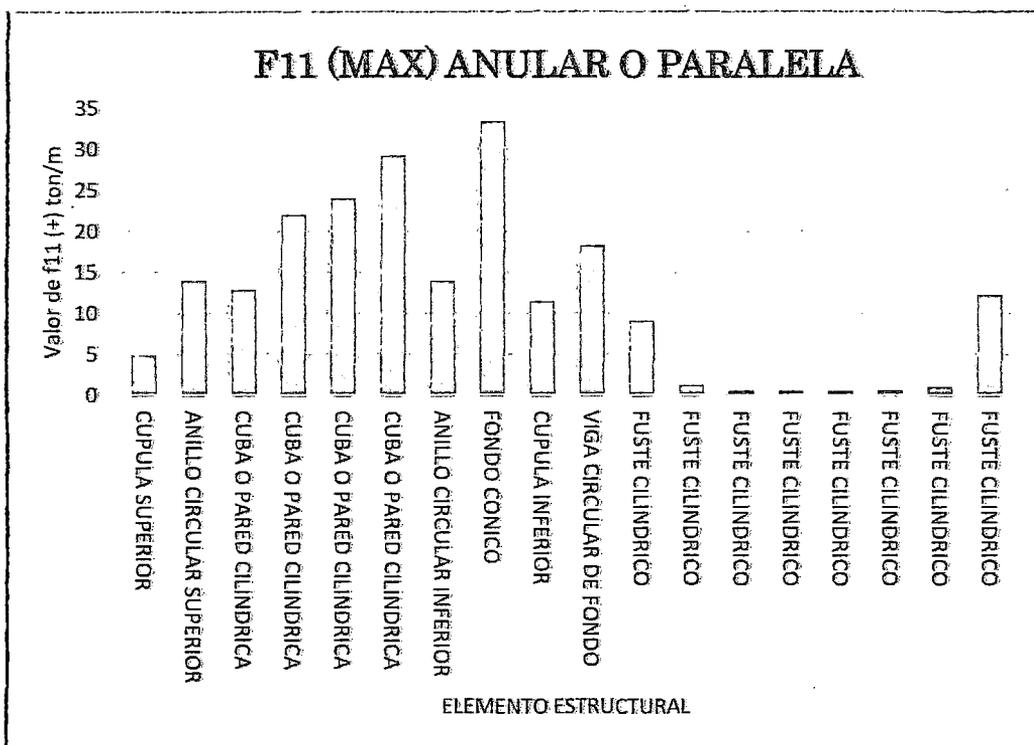
Tabla 21: Fuerza Anular (F11) valores máximos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA (m)	F11(+)ton/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	4.85
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	13.981
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	12.842
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	22.092
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	24.039
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	29.277

ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	13.981
FONDO CONICO	12.7	33.348
CUPULA INFERIOR	12.65	11.481
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	18.29
FUSTE CILINDRICO	10.78125	9.129
FUSTE CILINDRICO	9.34375	1.258
FUSTE CILINDRICO	7.90625	0.612
FUSTE CILINDRICO	6.46875	0.594
FUSTE CILINDRICO	5.03125	0.573
FUSTE CILINDRICO	3.59375	0.605
FUSTE CILINDRICO	2.15625	1.062
FUSTE CILINDRICO	0.71875	12.209
VALOR MAXIMO		33.348
VALOR MINIMO		0.573

FUENTE: Elaboración propia

Figura 107: F11 Máximos valores (+)



FUENTE: Elaboración propia

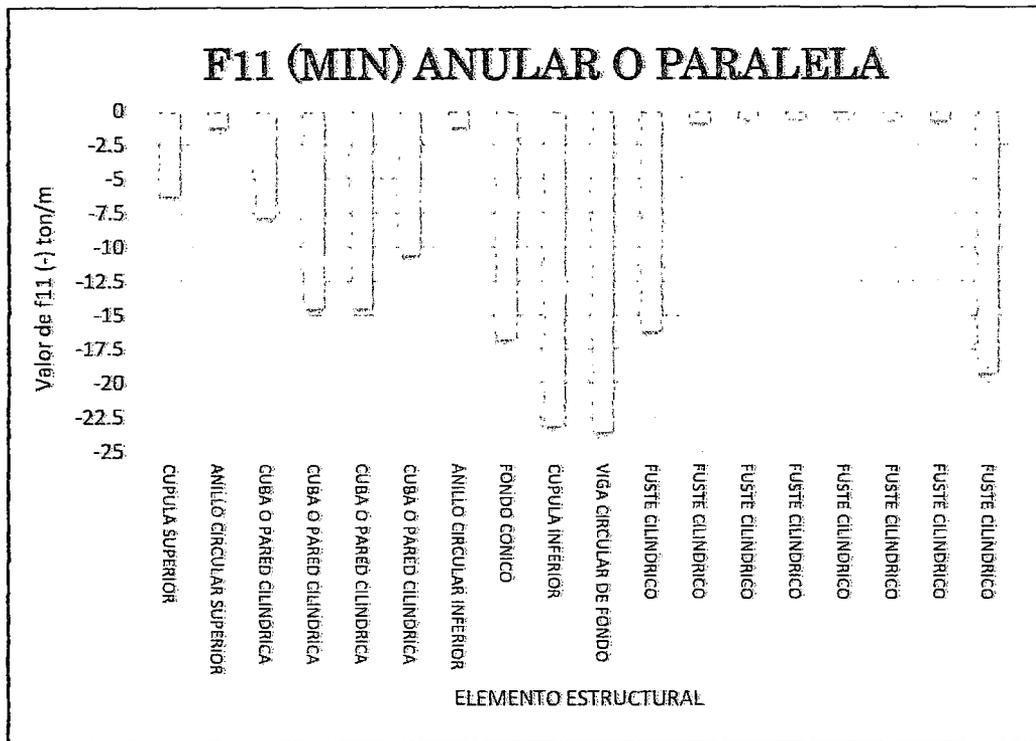
b. Fuerza anular o paralela (F11), valores mínimos, en dirección horizontal negativa (-, ←)

Tabla 22: Fuerza Anular (F11) valores mínimos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	F11(ton/m)
CUPULA SUPERIOR	17.4	-6.256
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	-1.249
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	-7.851
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	-14.505
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	-14.501
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	-10.605
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	-1.249
FONDO CONICO	12.7	-16.769
CUPULA INFERIOR	12.65	-23.152
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	-23.576
FUSTE CILINDRICO	10.78125	-16.151
FUSTE CILINDRICO	9.34375	-0.925
FUSTE CILINDRICO	7.90625	-0.587
FUSTE CILINDRICO	6.46875	-0.578
FUSTE CILINDRICO	5.03125	-0.552
FUSTE CILINDRICO	3.59375	-0.516
FUSTE CILINDRICO	2.15625	-0.729
FUSTE CILINDRICO	0.71875	-19.267
VALOR MAXIMO	MAX	-0.516
VALOR MINIMO	MIN	-23.576

Fuente: Elaboración propia

Figura 108: F11 Mínimos valores (-)



Fuente: Elaboración propia

- c. Fuerza meridional (F22), valores máximos, en dirección vertical (+ = ↑, - = ↓)

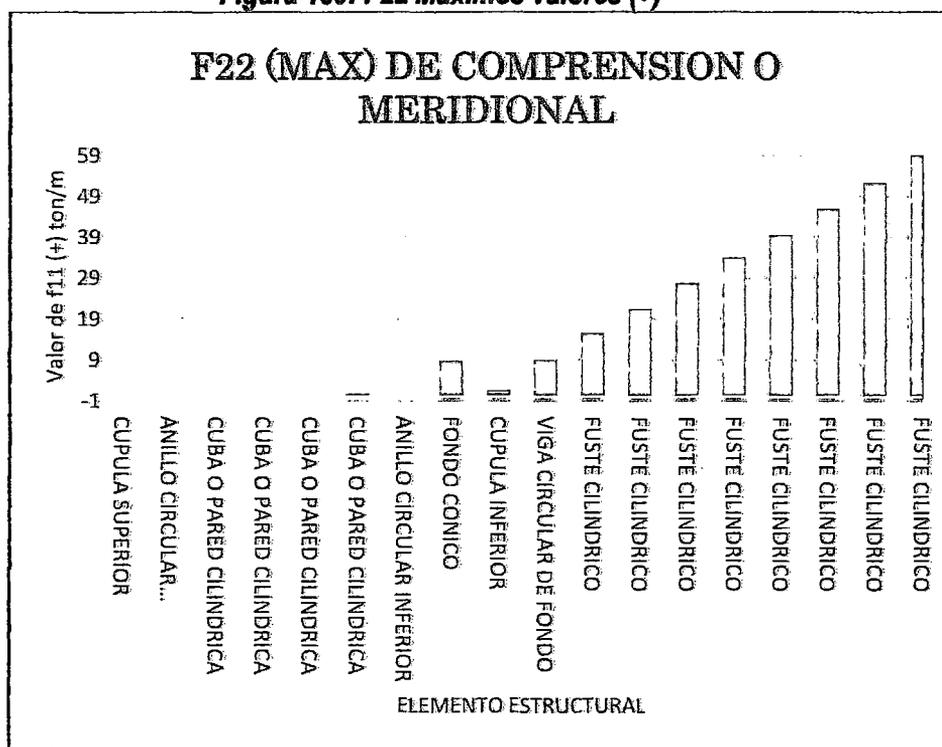
Tabla 23: Fuerza Meridional (F22) valores máximos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	F22(MAX)ton/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	-0.1
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	-0.107
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	-0.054
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	0.204
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	0.316
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	0.829
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	-0.107
FONDO CONICO	12.7	8.823
CUPULA INFERIOR	12.65	1.691
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	9.152
FUSTE CILINDRICO	10.78125	15.613
FUSTE CILINDRICO	9.34375	21.64

FUSTE CILINDRICO	7.90625	27.813
FUSTE CILINDRICO	6.46875	34.089
FUSTE CILINDRICO	5.03125	39.642
FUSTE CILINDRICO	3.59375	46.044
FUSTE CILINDRICO	2.15625	52.452
FUSTE CILINDRICO	0.71875	59.142
VALOR MAXIMO		59.142
VALOR MINIMO		-0.107

Fuente: Elaboración propia

Figura 109: F22 Máximos valores (+)



Fuente: Elaboración propia

- d. Fuerza meridional (F22), valores mínimos, en dirección vertical (+=
 ↑, - = ↓)

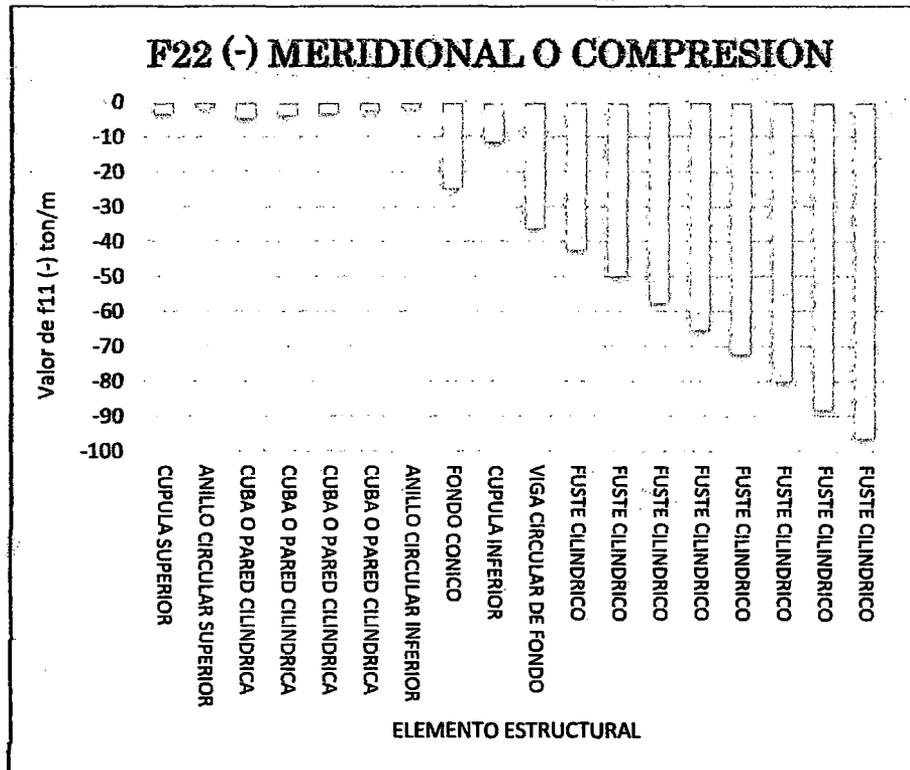
Tabla 24: (F22) fuerza meridional valores mínimos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	F22(MIN)ton/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	-3.421
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	-1.964
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	-4.755
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	-3.878

CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	-3.389
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	-2.559
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	-1.964
FONDO CONICO	12.7	-24.754
CUPULA INFERIOR	12.65	-11.439
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	-36.193
FUSTE CILINDRICO	10.78125	-42.478
FUSTE CILINDRICO	9.34375	-49.948
FUSTE CILINDRICO	7.90625	-57.606
FUSTE CILINDRICO	6.46875	-65.365
FUSTE CILINDRICO	5.03125	-72.216
FUSTE CILINDRICO	3.59375	-80.108
FUSTE CILINDRICO	2.15625	-88.005
FUSTE CILINDRICO	0.71875	-96.335
VALOR MAXIMO		-1.964
VALOR MINIMO		-96.335

Fuente: Elaboración propia

Figura 110: F22 Mínimos valores (-)



Fuente: Elaboración propia

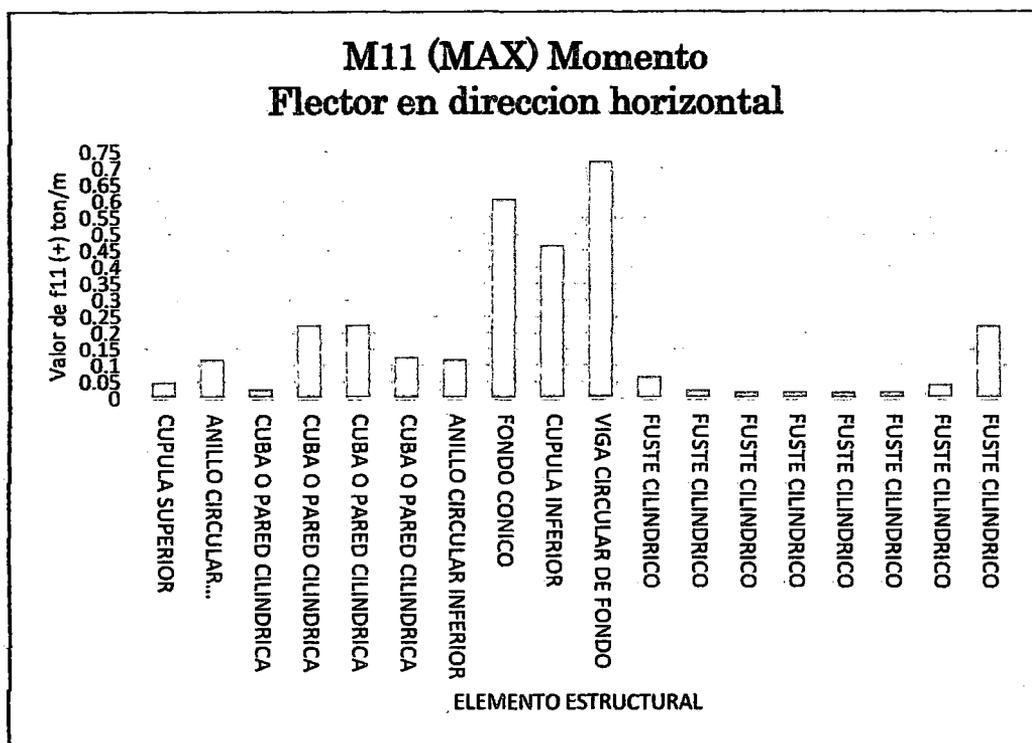
e. Momento Flector (M11), valores máximos, en dirección horizontal (+ = ↓, - = ↑)

Tabla 25: M11 Valores máximos. Dirección horizontal

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	M11(MAX)tonf-m/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	0.0485
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	0.1187
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	0.02849
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	0.22548
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	0.22534
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	0.12769
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	0.1187
FONDO CONICO	12.7	0.60934
CUPULA INFERIOR	12.65	0.46723
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	0.72191
FUSTE CILINDRICO	10.78125	0.06791
FUSTE CILINDRICO	9.34375	0.02711
FUSTE CILINDRICO	7.90625	0.02174
FUSTE CILINDRICO	6.46875	0.02204
FUSTE CILINDRICO	5.03125	0.02225
FUSTE CILINDRICO	3.59375	0.02229
FUSTE CILINDRICO	2.15625	0.04311
FUSTE CILINDRICO	0.71875	0.22389
VALOR MAXIMO		0.72191
VALOR MINIMO		0.02174

Fuente: Elaboración propia

Figura 111: M11 Máximos valores



Fuente: Elaboración propia

f. Momento Flector (M11), valores mínimos, en dirección horizontal (+ = ↓, - = ↑)

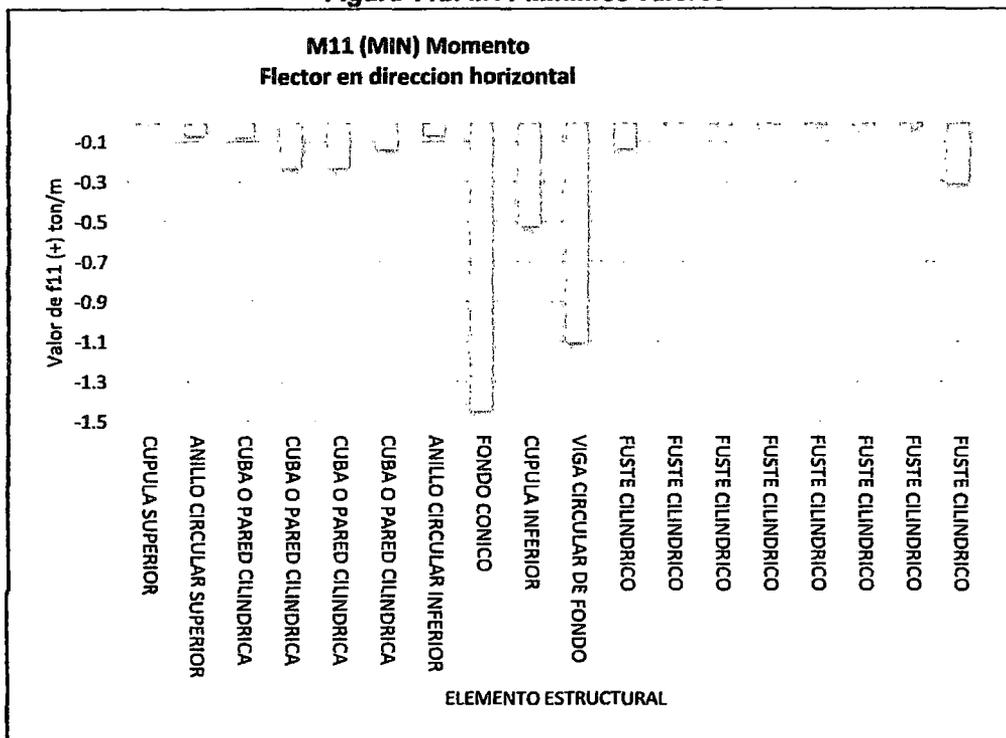
Tabla 26: M11 valores mínimos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	M11(MIN)tonf-m/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	-0.01866
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	-0.06963
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	-0.07818
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	-0.2312
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	-0.23102
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	-0.14063
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	-0.06963
FONDO CONICO	12.7	-1.44843
CUPULA INFERIOR	12.65	-0.52189
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	-1.10518
FUSTE CILINDRICO	10.78125	-0.13468

FUSTE CILINDRICO	9.34375	-0.02207
FUSTE CILINDRICO	7.90625	-0.02192
FUSTE CILINDRICO	6.46875	-0.02202
FUSTE CILINDRICO	5.03125	-0.02222
FUSTE CILINDRICO	3.59375	-0.02326
FUSTE CILINDRICO	2.15625	-0.0312
FUSTE CILINDRICO	0.71875	-0.30959

Fuente: Elaboración propia

Figura 112: M11 Mínimos valores



Fuente: Elaboración propia

g. Momento Flector (M22), valores máximos, en dirección vertical
(+= →, -= ←)

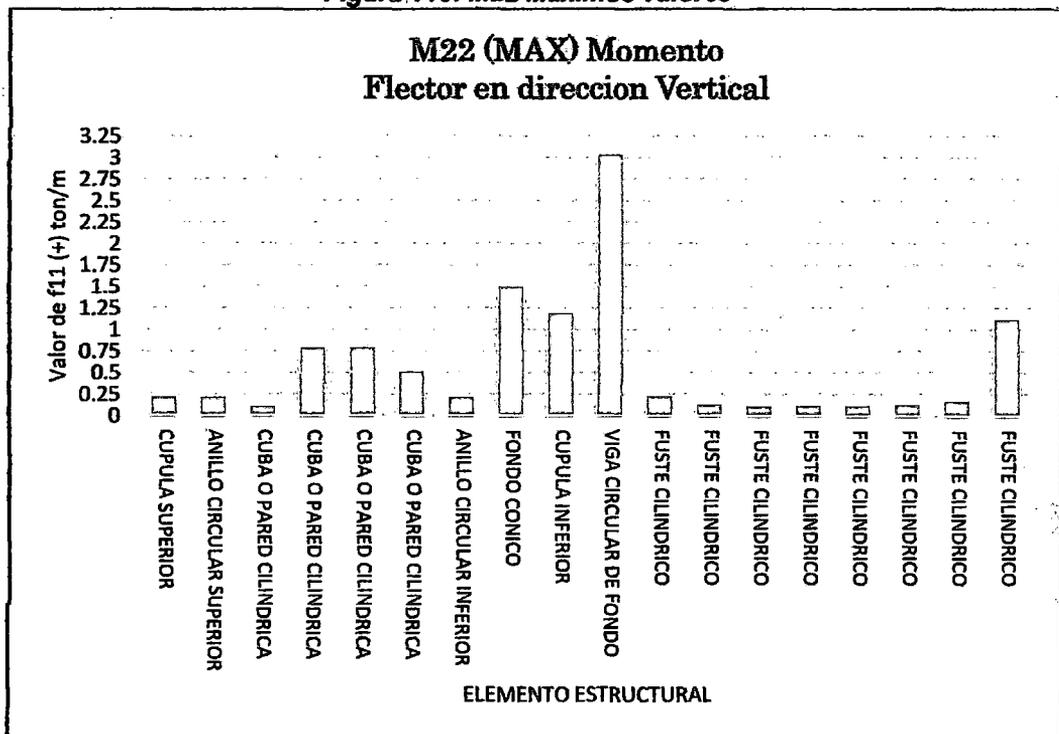
Tabla 27: M22 valores máximos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	M22(MAX)tonf-m/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	0.21783
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	0.21852
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	0.10777

CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	0.79129
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	0.79049
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	0.51653
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	0.21852
FONDO CONICO	12.7	1.49746
CUPULA INFERIOR	12.65	1.19259
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	3.03425
FUSTE CILINDRICO	10.78125	0.22758
FUSTE CILINDRICO	9.34375	0.13079
FUSTE CILINDRICO	7.90625	0.11639
FUSTE CILINDRICO	6.46875	0.12064
FUSTE CILINDRICO	5.03125	0.12469
FUSTE CILINDRICO	3.59375	0.13078
FUSTE CILINDRICO	2.15625	0.17647
FUSTE CILINDRICO	0.71875	1.11947
VALOR MAXIMO		3.03425
VALOR MINIMO		0.10777

Fuente: Elaboración propia

Figura 113: M22 Máximos valores



Fuente: Elaboración propia

h. Momento Flector (M22), valores mínimos, en dirección vertical

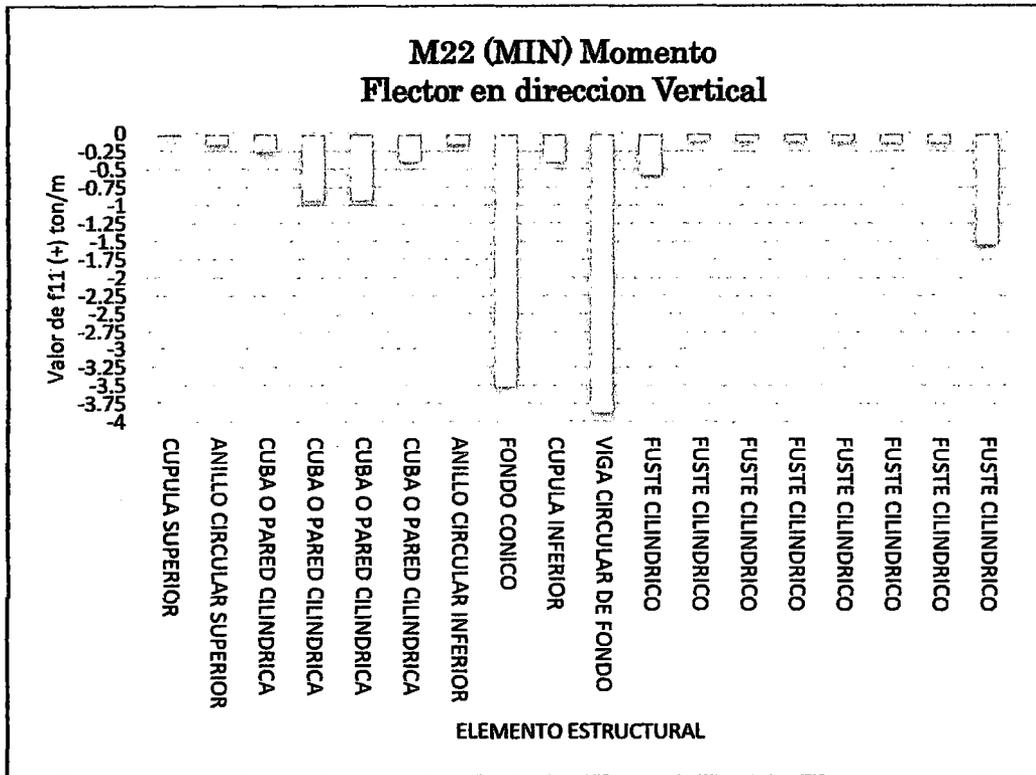
(+= →, -= ←)

Tabla 28: M22 valores mínimos

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTURA	M22(MIN)tonf-m/m
CUPULA SUPERIOR	17.4	-0.04472
ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	16.5	-0.15607
CUBA O PARED CILINDRICA	16.015	-0.26188
CUBA O PARED CILINDRICA	15.39	-0.93585
CUBA O PARED CILINDRICA	14.765	-0.93491
CUBA O PARED CILINDRICA	14.14	-0.3949
ANILLO CIRCULAR INFERIOR	13.6	-0.15607
FONDO CONICO	12.7	-3.51712
CUPULA INFERIOR	12.65	-0.40314
VIGA CIRCULAR DE FONDO	11.75	-3.88626
FUSTE CILINDRICO	10.78125	-0.58481
FUSTE CILINDRICO	9.34375	-0.11594
FUSTE CILINDRICO	7.90625	-0.11625
FUSTE CILINDRICO	6.46875	-0.12055
FUSTE CILINDRICO	5.03125	-0.12468
FUSTE CILINDRICO	3.59375	-0.135
FUSTE CILINDRICO	2.15625	-0.1342
FUSTE CILINDRICO	0.71875	-1.54797
VALOR MAXIMO		-0.04472
VALOR MINIMO		-3.88626

Fuente: Elaboración propia

Figura 114: M22 Mínimos valores



Fuente: Elaboración propia

3.9.2.5. DISEÑO DE LA CIMENTACION.

A. Elección del tipo de cimentación.

DISEÑO DE CIMENTACION

Datos de la estructura

V=	158.3 ton	Cortante dinámico
Hcg=	14.24 m	Altura del centro de Gravedad
Fserv=	15.17 ton	Fuerza por Servicio
Fcu=	16.2 ton	Fuerza por carga Última

Datos de la cimentacion

γ_c =	2.4 ton/m ³	Peso específico del concreto
f_c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion

$f_y =$	4200 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia
Datos del terreno		
$\phi =$	22 °	Angulo de fricción
$\gamma =$	1.8 ton/m ³	Peso específico del terreno
$k_a =$	0.455	Empuje activo
$\sigma =$	0.88 kg/cm ²	Cap portante del terreno
	ϕ	0.384 radianes
	$1 - \text{Sen} \phi$	0.62539341
	$1 + \text{Sen} \phi$	1.37460659
	K_a	0.455

Cálculos Preliminares

1. Profundidad de la Cimentación:

Peso de la estructura (carga por servicio)

$P_s =$ 1820.4 ton 120 reacciones en el sap2000

Factor de Seguridad al volteo

$FS =$ 1.5 $FS = \frac{Mr}{Mv}$

Momento de Volteo:

$M_v =$ 2254.192 ton·m

Con esta capacidad portante, y el área pequeña (de fuste) es muy difícil que solo se baste con cimentación superficial

2. Anillo de Cimentación

Considerar peso del material sobre el anillo de cimentación (TIERRA)

Peso del cimientado en si con una longitud asumida de 1.5 m

Peso de losa colocada alrededor como piso o vereda de cimentación con $e(m) =$ 0.15

Datos Preliminares

$R_e =$ 5.2

$R_i =$ 1.2

Diferencia = 4

$W =$ 144.76 Df + 289.53 28.95

$W =$ 144.76 Df + 318.48

Momento Resistente (Mr)=

como ya tenemos un radio exterior diseñado , con este se calculara el momento resistente

$$Mr = 752.78 Df + 1656.11$$

$$Df = 2.292 \text{ m} \quad \text{Usar pilotes (por simple inspección)}$$

Df=profundidad

Dimensionamiento del Anillo

$$Df = 2.3 \text{ m}$$
$$s/c = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta

$$qn = 4.56 \text{ ton/m}^2$$

Área de anillo de cimentación

$$\text{Área} = 399.21 \text{ m}^2$$

Utilizando ancho de cimentación 4.00 m

$$Az = 80.42 < 399.21 \text{ USAR PILOTES}$$

$$\text{Diferencia de áreas} = 318.79 \text{ m}^2$$

Carga que toman los pilotes= 1453.66 ton

Capacidad de carga de pilotes de acero de 12"= 46.44 ton
aporte debido a la fricción, estatigrafía, capacidad de carga en suelos cohesivos, suelos friccionantes, profundidad de estudio en suelos capacidad de carga en punta de pilotes

Numero de pilotes a usar	=	32
--------------------------	---	----

B. Capacidad de carga de Pilote.-

CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Datos:

$f'c=$ 210 kg/cm²

$f_y=$ 4200 kg/cm²

$FS=$ 2

$q_u=$ 0.88 kg/cm²

$N_c=$ 9

$Diam=$ 12 pulg

$\bar{O}=$ 1800 kg/m³

$L=$ 18 m

Factor de seguridad

Resistencia a la compresion simple o capacidad última de carga del suelo donde se apoyará el pilote.

factor de capacidad de carga

Diametro del pilote

Peso especifico(esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.

Longitud del pilote(ASUMIDO)

Calculos Preliminares

C_u (cohesion no drenada o resistencia al corte no drenado)

$C_u = Q_u / 2$

$C_u =$ 0.44 kg/cm²

44 kn/m²

A_p (area del pilote)

$A_p =$ según tabla siguiente

Diámetro exterior (pulg)	Espesor de pared (pulg)	Área de acero (pulg ²)
8	0.125	3.34
	0.188	4.98
	0.219	5.78
10	0.312	8.17
	0.188	5.81
	0.219	6.75
12	0.250	7.66
	0.188	6.96
	0.219	8.11
16	0.250	9.25
	0.188	9.34
	0.219	10.86
18	0.250	12.37
	0.219	12.25
	0.250	13.94
20	0.312	17.34
	0.219	13.62
	0.250	15.51
24	0.312	19.30
	0.250	18.7
	0.312	23.2
	0.375	27.8
	0.500	36.9

$A_p =$ 9.25 pulg²

59.68 cm²

P_p (Perimetro de la seccion del pilote)

$P_p =$ 0.958 m

$\lambda =$ de acuerdo al siguiente diagrama

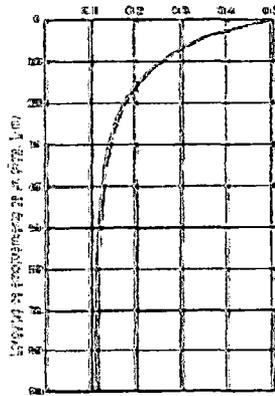


Fig. 2.11 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote. (Según McClelland, 1974).

$\lambda = 0.215$

$\alpha =$ de acuerdo al siguiente diagrama

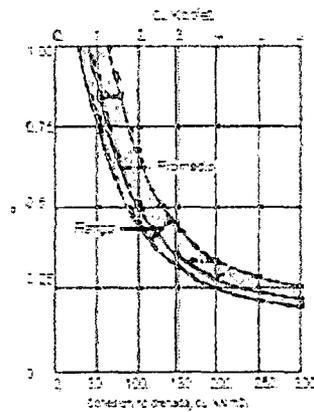


Fig. 2.12 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.

$\alpha = 0.800$

A. CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

1. Capacidad de carga de un pilote de punta

$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot A_p$

$Q_p = 236.322 \text{ kg}$

$Q_p =$	0.236 tn
---------	-----------------

2. Capacidad por fricción de un pilote

a) Metodo λ

$Q_s = P_p \cdot L \cdot f_{prom}$

$f_{prom} = \lambda (\bar{\sigma} + 2 \cdot C_u)$

$f_{prom} = 5375 \text{ kg/m}^2$

$Q_s(\lambda) = 92643.682 \text{ kg}$

92.644 tn

b) Metodo α

$$Q_s = \alpha * C_u * P_p * L$$

$$Q_s(\alpha) = \begin{matrix} 60670.839 \text{ kg} \\ 60.6708 \text{ tn} \end{matrix}$$

$Q_s =$	92.644 tn
---------	-----------

$Q_u =$	92.880
---------	--------

B. CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE DE ACERO

$$Q_{adm} = \frac{Q_s + Q_p}{FS}$$

$Q_{adm} =$	46.440 tn
-------------	-----------

Capacidad admisible para pilote de acero

Datos:

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD ADMISIBLE ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO (Q_{adm})

$$Q_{adm} = A_s \cdot F_s$$

Donde

A_s = Area de la sección transversal del acero

F_s = Esfuerzo admisible del acero (0.2 a 0.5 f_y)

Según cuadro anterior

Diametro del pilote de acero:

12 "

A_s (Area de acero):

6.96 pulg²

A_s (Area de acero):

44.9 cm²

F_s (Esfuerzo admisible del acero)

4.2 tn/cm²

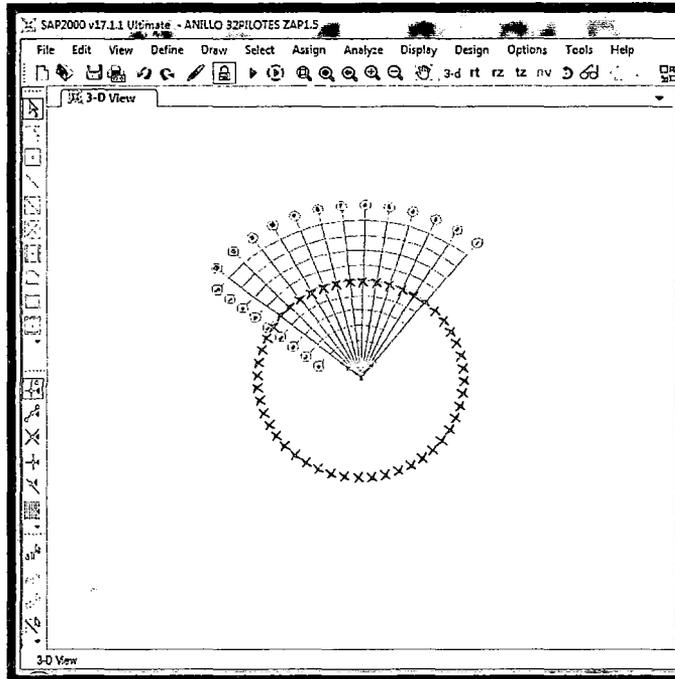
Q_{adm}

189 ton

Díametro exterior (pulg)	Espesor de pared (pulg)	Área de acero (pulg ²)
8	0.125	3.34
	0.188	4.98
	0.219	5.78
10	0.312	8.17
	0.188	5.81
	0.219	6.75
12	0.250	7.66
	0.188	6.96
	0.219	8.11
16	0.250	9.25
	0.188	9.34
	0.219	10.86
18	0.250	12.37
	0.219	12.28
	0.250	13.94
20	0.312	17.34
	0.219	13.62
	0.250	15.51
24	0.312	19.30
	0.250	18.7
	0.312	23.2
	0.375	27.8
	0.500	36.9

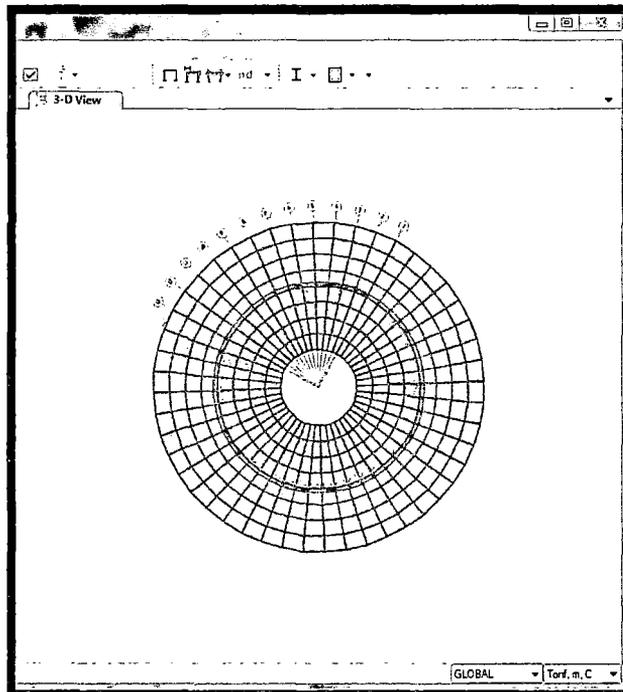
C. Diseño de la cimentación en SAP2000

Figura 115: Definición de coordenadas circulares, en el programa SAP2000



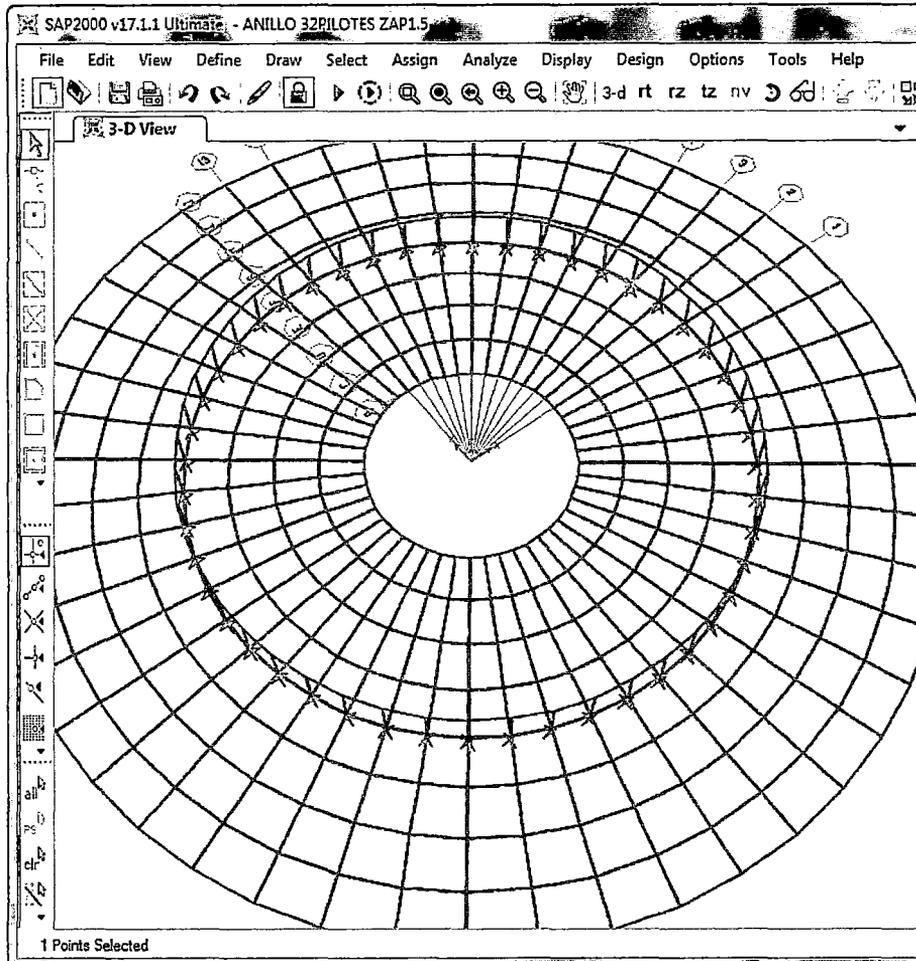
Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 116: Asignación de "Area Section" Zapata circular



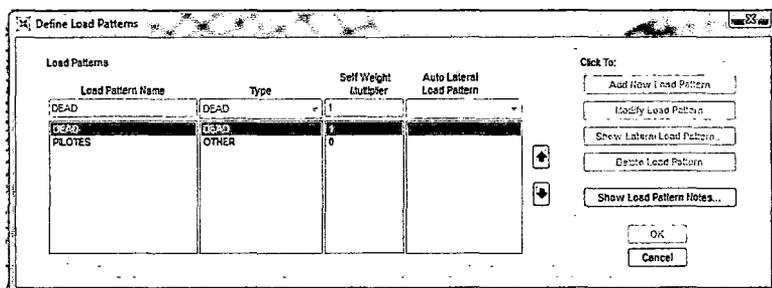
Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 117: Asignación de "Area Section" Fuste cilíndrico
Asignación de restricciones



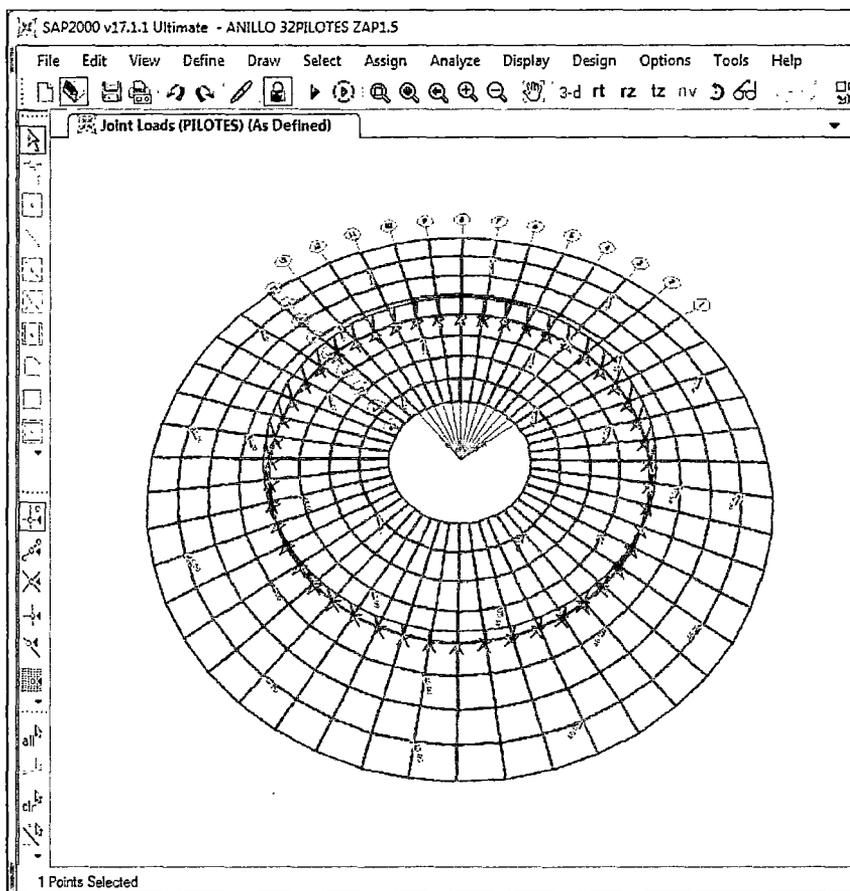
Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 118: Definición de cargas "Pilotes"



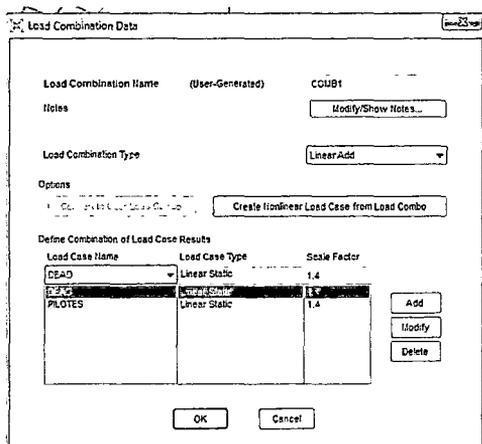
Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 119: Modelo resultante ver pilotes



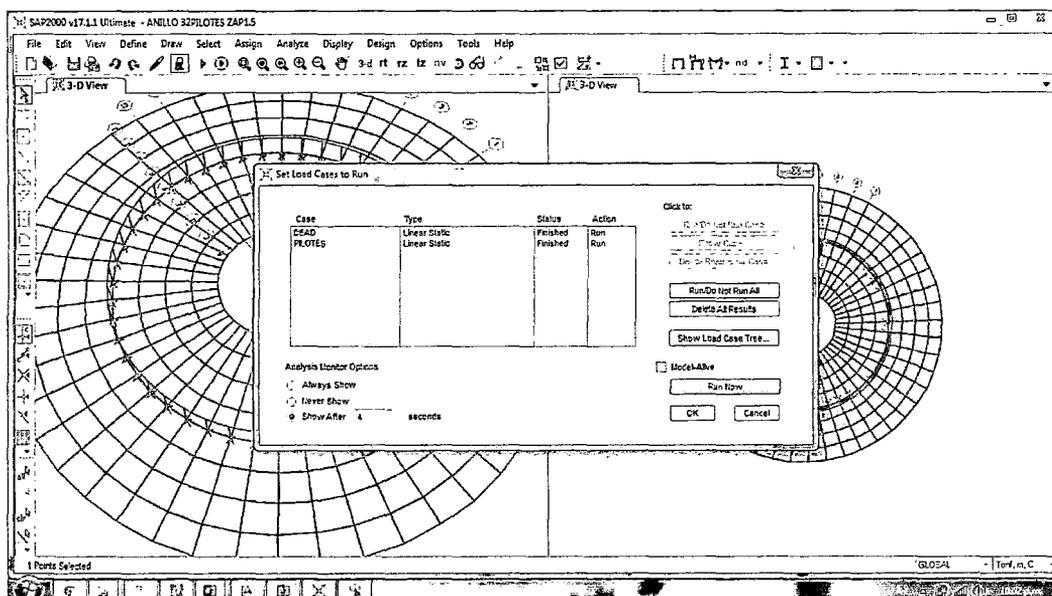
Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 120: Definición de combinaciones de Carga



Fuente: Elaboración propia SAP2000

Figura 121: Proceso de cálculo en el SAP2000



Fuente: Elaboración propia SAP2000

D. Verificación de esfuerzos en cimentación.-

DISEÑO DE CIMENTACION (VERIFICACIONES)

Datos:

f'c= 210 kg/cm²
 fy= 4200 kg/cm²

1. DISEÑO POR FLEXION:

Datos:

b= 1.000 m ancho de base unitaria
 d= 1.450 m longitud efectiva de zapata

Calculo:

$$A_{smin} = \rho \min b d$$

As min= 26.100 cm²

Smin(Ø1") 19.425 cm

Ø1" → 0.150 m

2. DISEÑO DE CORTE POR FLEXION:

Datos:

Vu= 36.000 tn (Cortante ultima aplicada)
 Ø= 0.850 factor de corrección
 b= 1.000 m ancho de base unitaria
 d= 1.750 m longitud efectiva de zapata

LONGITUD TOTAL EN EL MEDIO

Calculo:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi V_c = 36.128 \text{ tn} \quad \phi V_c \geq V_u > 36.00 \text{tn}$

$\phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ **OK!!!**

3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO:

Resistencia del concreto al punzonamiento

Datos:

Dp=	6.800 m	Diámetro de cimentación
β_c =	1.000	Relación lado mayor entre lado menor de la Columna(Superficie circular=1)
d=	1.450 m	Longitud efectiva de zapata
ϕ =	0.850	factor de corrección

Calculo:

Xo=	4.125 m	Distancia a la sección crítica
bo=	25.918 m	Perímetro de la sección crítica

Resistencia del concreto al punzonamiento, será el menor de estos:

$$\phi V_c = \phi * (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad \phi V_c = 2386.10 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad \phi V_c = 1610.25 \text{ tn}$$

$\phi V_c = 1610.25 \text{ tn}$

$V_u = 1486.08 \text{ tn}$

$\phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ **OK!!!**

4. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO LOCAL:

Datos:

r=	0.152 m	radio del pilote
d=	1.450 m	Longitud efectiva de zapata
ϕ =	0.850	Factor de corrección
Vu=	46.440 tn	Fuerza de punzonamiento, es la carga actuante última de un pilote

Calculo:

ro= 0.725 m Radio de la superficie de falla

bo= 4.555 m Perímetro de la sección crítica

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * d * 2\pi * r_o$$

$\phi V_c = 283.01 \text{ tn}$

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. PRESENTACION DE RESULTADOS:

4.1.1. VOLUMEN DE RESERVORIO:

Volumen de Demanda de agua:

CALCULOS PARA VOLUMEN DE RESERVORIO		
1- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO	
2- UBICACION DEL PROYECTO	PAUCARA-ACOBAMBA	
3- REGION	HUANCAVELICA	
A- POBLACION ACTUAL	Po = 5637 hab.	2014-districto de Paucara (centro urbano) INEI
B- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r = 2.20 %	INEI
C- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t = 20	OPS
D- POBLACION FUTURA	Pi = 8711 hab Metodo Geometrico	
$Pi = Po (1 + r/100)^t$		
E- DOTACION (LT/HAB/DIA)	Dot = 180	OS.100- Item 1.4
F- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (LT/SEG)	Qp = 18.15	
$Qp = \text{Pop.} \times \text{Dot} / 86,400$		
G- CONSUMO MAXIMO DIARIO (LT/SEG)	Qmd = 23.59	OS.100- Item 1.5
$Qmd = 1.30 \times Qp$		
H- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG)	Qmh = 45.37	OS.100- Item 1.5
$Qmh = 2.50 \times Qp$		
I- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG)	Qmh = 47.185	
$Qmh = 1.30 \times Qmd = 2.60 \times Qp$		
J- VOLUMEN DE REGULACION DEL RESERVORIO (M3)	V = 509.59	OS.030- Item 4.1
$V = 0.25 \times Qmd \times 86,400 / 1000$		
K- VOLUMEN CONTRA INCENDIO (M3)	V = 50	OS.030- Item 4.2
El caudal necesario para demanda contra incendio sera		
L- VOLUMEN DE RESERVA DEL RESERVORIO (M3)	V = 15	OS.030- Item 4.3
Por pérdidas q pueden existir en funcionamiento		
M- VOLUMEN TOTAL DEL RESERVORIO (M3)	V = 574.594	OS.030- Item 4.0
A UTILIZAR: V = 575.00 m3		

Según los cálculos realizados el volumen del reservorio resulta 575 m³, sin embargo actualmente, existe en funcionamiento 4 reservorios, con los siguientes volúmenes:

Tabla 29: Reservorios existentes

Reservorio	Estado Actual	Tipo	Volumen (m ³)
RE-01	Bueno	Circular apoyado	150.00
RE-02	Regular	Rectangular apoyado	35.00
RE-03	Regular	Circular apoyado	40.00
RE-04	Bueno	Circular apoyado	100.00
		Volumen Total	325.00

Fuente: Elaboración Propia

Entonces para abastecer al distrito de Paucara, se plantea adicionar un nuevo reservorio de RE-250 m³ para llegar al volumen de 575m³ requerido.

Tabla 30: Numero de reservorios existentes y en proyecto

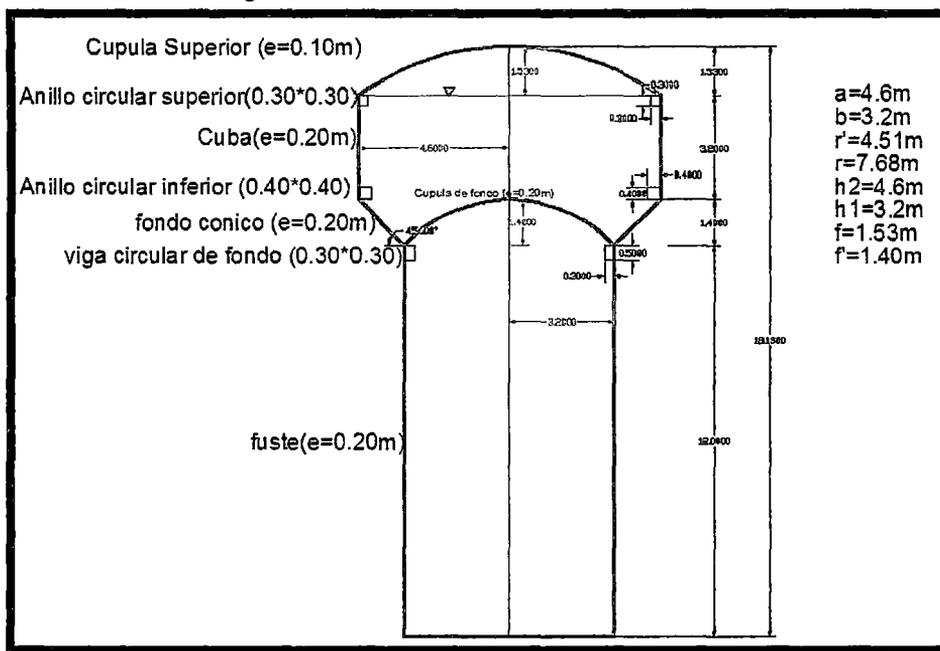
Reservorio	Estado Actual	Tipo	Volumen (m ³)
RE-01	Bueno	Circular apoyado	150.00
RE-02	Regular	Rectangular apoyado	35.00
RE-03	Regular	Circular apoyado	40.00
RE-04	Bueno	Circular apoyado	100.00
RE-05	EN INVESTIGACION	Reservorio Elevado	250.00
		Volumen total	575.00

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y SISMICO:

a) Dimensionamiento de Reservorio elevado:

Figura 122: Secciones de un Reservorio Elevado



Fuente: Elaboración Propia

b) Análisis Estático:

4. ANALISIS ESTATICO							
4.1. FACTORES SISMICOS							
Ingreso Factores sismicos							
Z = 0.3	Zona sismica: Huanacavelica, Acobamba 2						
U = 1.5	Esencial						
S = 1.4	S3						
Tp = 0.90							
R =	<table border="1"><tr><td>Ri</td><td>Rc</td></tr><tr><td>3.00</td><td>1.00</td></tr></table>	Ri	Rc	3.00	1.00	$C = 2.5 (T_p / T)$	
Ri	Rc						
3.00	1.00						
C = 2.5							
T = 0.30217	$T = hn/Ct$						
Tc = 2.80	Periodo natural del primer modo	$T_c = 2 \pi \sqrt{Mc / k}$					
4.2. FUERZAS DINAMICAS LATERALES:							
Pw = 115,335.12	kg						
Pi = 63,711.02	kg						
Pc = 65,128.47	kg						
4.3. CORTANTE BASAL							
V = 190,523.59	PESO TOTAL 501,325.82		kgf				
	38.00% PESO		CONFORME > 12% P				

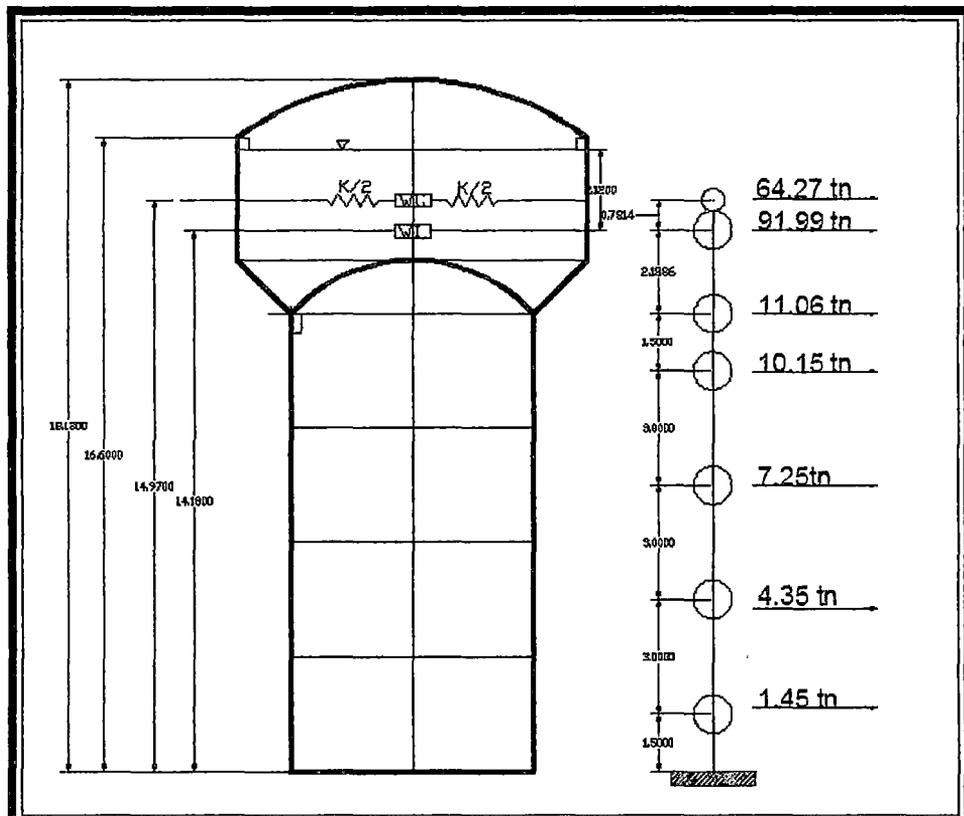
Tabla 31: Calculo de Fuerzas Horizontales distribuidos en cada masa

NIVEL	Pi (kg)	hi(m)	Pi hi	Fi (kg)	Fi(Tn)	W(ton/m)
CONVECTIVO	128,552.84	14.97	1,925,067.68	64,273.09	64.27	2.224
IMPULSIVO	121,354.32	14.18	1,720,440.59	57,441.12	57.44	1.987
CUP + MURO	72,674.27	14.24	1,034,865.61	34,551.52	34.55	1.195
CUPULA INF.	27,600.00	12.00	331,200.00	11,057.92	11.06	0.550
FUSTE 4	28,952.92	10.50	304,005.64	10,149.97	10.15	0.505
FUSTE 3	28,952.92	7.50	217,146.88	7,249.98	7.25	0.361
FUSTE 2	28,952.92	4.50	130,288.13	4,349.99	4.35	0.216
FUSTE 1	28,952.92	1.50	43,429.38	1,450.00	1.45	0.072
	115,811.67	TOTAL	5,706,443.91	190,523.59	190.52	

Fuente: Elaboración Propia

Cortante Estático: 190.52 Tn

Figura 123: Fuerzas Horizontales distribuidos en cada masa

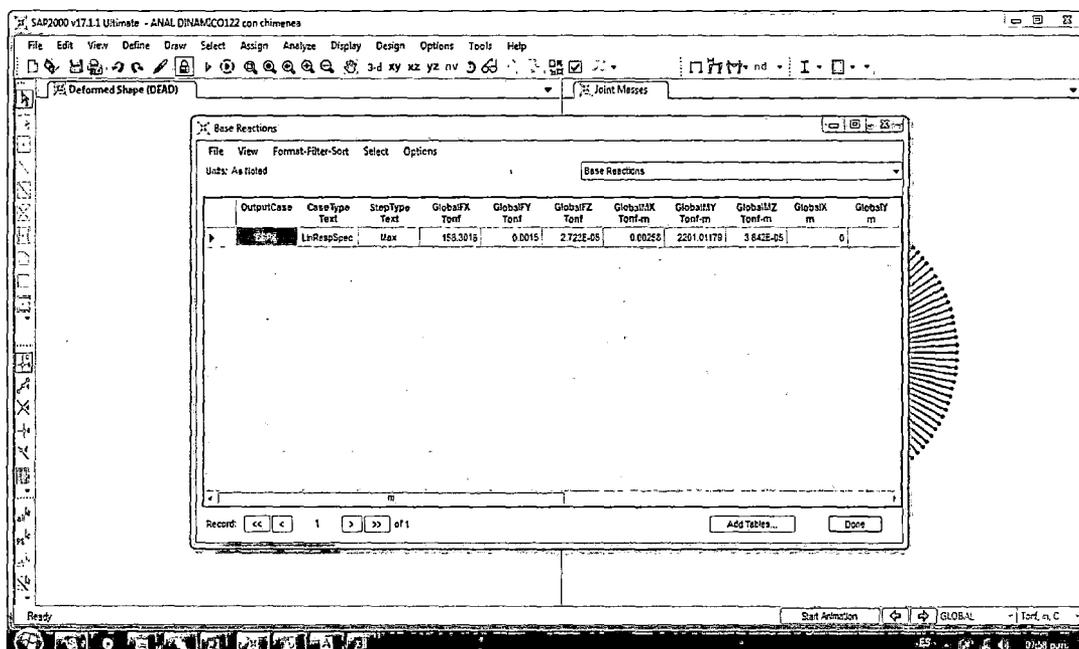


Fuente: Elaboración Propia

c) Análisis Dinámico:

En el análisis dinámico el objetivo principal es determinar la cortante dinámica, la siguiente figura nos muestra el valor de 158.30 tn que es mayor al 80% de Fuerza cortante Estático que según hoja de cálculo es 190.523 tnf

Figura 124: Cortante Dinámico mayor que el 80% del Cortante Estático



Fuente: Elaboración Propia SAP2000

4.1.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

Para obtener los resultados de diseño, primero analizaremos los resultados en SAP2000, y luego con estos datos, verificamos la resistencia del concreto a tracción, compresión y dependiendo del elemento en análisis a flexión, luego se determinara el área de acero en cada elemento según los valores del Sap2000.

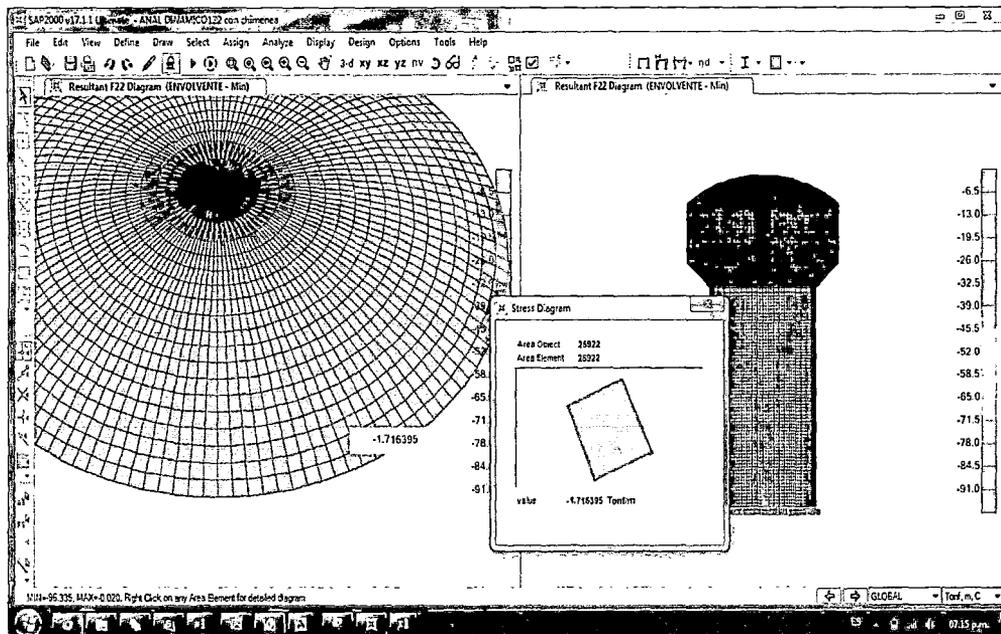
A. CUPULA SUPERIOR:

➤ Resultados en SAP2000:

Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de compresión.

F22 (Fuerza en dirección del Meridiano): 2.5 ton/m

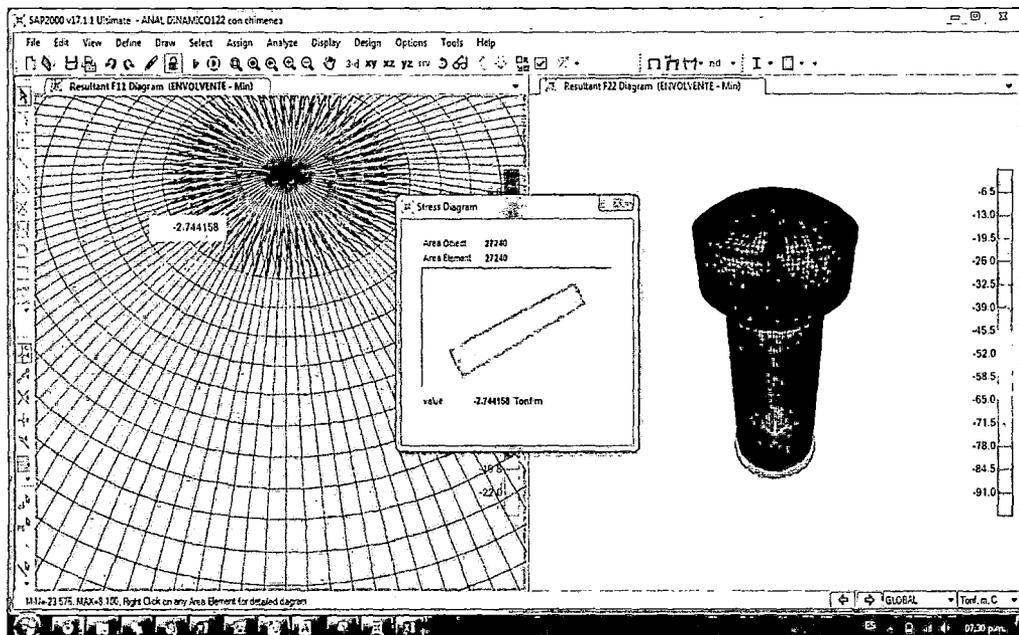
Figura 125: (F22) Fuerza en cúpula en dirección del Meridiano



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

F11(Fuerza en dirección anular): 2.9 tn/m

Figura 126: (F11) Fuerza en cúpula en dirección anular



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

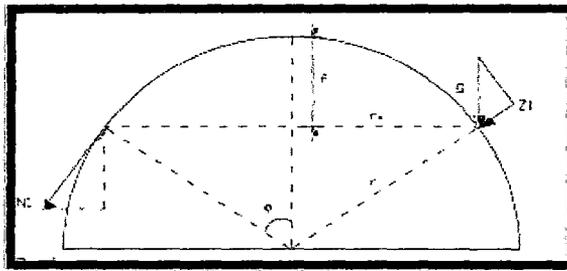
Tabla 32: Cúpula Superior: Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
VALORES MAXIMOS	4.85	-0.1	0.0485	0.21783	57.85	10.8	70.85	112.45
VALORES MINIMOS	-6.256	-3.421	-0.01866	-0.04472	-53.69	-150.52	-71.44	-59.76

Fuente: Elaboración Propia

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

1. DISEÑO DE CUPULA SUPERIOR:



A) En dirección del Meridiano

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{22} = 2.5 \text{ ton/m}$ **Obtenido del SAP**
 $h = 10 \text{ cm}$

Resistencia a la compresión: $\sigma_{ct} = 0.4 * \sqrt{f'_c}$
 $\sigma_{ct} = 6.7 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ **OK!!!**
 Considerare armadura mínima ya que no excede el esfuerzo producido al reglamentado.
 $A_{smin} = 0.0035 * b * t$
 $A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$
 Usare $\phi 1/2''$

3	$\phi 1/2 @$	0.33 m
---	--------------	--------

B) En dirección del Paralelo

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{11} = 2.9 \text{ ton/m}$ **Obtenido del SAP**
 $h = 10 \text{ cm}$

Resistencia a la compresión: $\sigma_{ct} = 0.4 * \sqrt{f'_c}$
 $\sigma_{ct} = 6.7 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_c = 2.9 \text{ kg/cm}^2$ **OK!!!**
 Considerare armadura mínima ya que no excede el esfuerzo producido al reglamentado.
 $A_{smin} = 0.0035 * b * t$ Refuerzo mini

$A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$ según reglamento

Usare $\emptyset 1/2''$

3	$\emptyset 1/2@$	0.33 m
---	------------------	--------

B. LINTERNA DE ILUMINACION:

Se diseñará considerando cargas a compresión y se verificará la carga de colapso. El concreto a utilizar puede ser desde $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ ya que es un elemento que no va en contacto con el agua y no soporta grandes cargas.

Calculo en Excel y presentación de resultados:

1.LINTERNA DE ILUMINACION:

Propiedades de los Elementos:

$f'c=$	245	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$E_c=$	234787.1	kg/cm ²
$E_s=$	2100000	kg/cm ²
$b=$	100	cm
$h=$	10	cm

Recubrimiento

$r =$ 4 cm

Peralte

$d =$ 6 cm

Calculando la cuantía balanceada

Hallando β_1

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{f'c - 2800}{700} \right) \times 0.05$$

Para $f'c <$

280 kg/cm²

$\beta_1=$

0.85

Formula:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'c \beta_1}{f_y} \times \frac{0.003 E_s}{(0.003 E_s + f_y)}$$

$\rho_b=$

0.02529

Calculando la cuantía máxima :

$0.75 * \rho_b =$ 0.01897

a) Diseño de anillo de soporte

Metrado de carga:

Peso de de la linterna:

Peso propio: $2\pi r b h * 2400$

Carga Muerta WD: 135.716803 kg

Sobrecarga: $2\pi r b * 100$

Carga Viva WL: 6.283 kg

WD = 135.717 Kg

WL = 6.283 Kg

WT = Q = 200.685 Kg

Calculo de ϕ :

ro= 0.55 m
r= 6.2 m
sen ϕ = 0.09 ϕ en rad

Calculo de carga de compresion Ca:

Reemplazando en ecuacion (3)

Ca = 653.78 Kg

Calculo de la carga de colapso

Asumiendo un anillo circular cuadrado de 0.10 x0.10 mt

Ag = 100 cm²

Asmin = 1 cm²
1.408

Usare : 2 ϕ 3/8"

As = 1.42 cm²

Reemplazando en la formula

$P_c = 0.80(0.85f'_c(Ag - A_s) + f_y A_s)$

Pc = 19853.4 Kg

Ca < Pc OK!!!

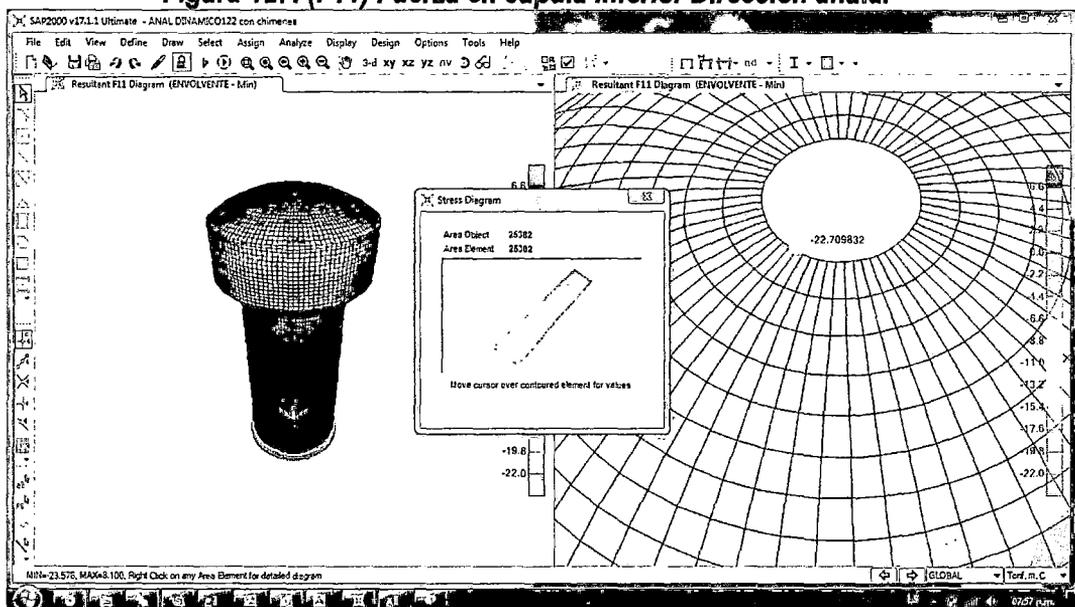
Luego usare 2 ϕ 1/2" y estribo de 1/4" @ 0.20mt, anillo circular

C. CUPULA INFERIOR:

➤ Resultados en SAP2000:

Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de compresión. F11 (Fuerza en dirección anular): 25 ton/m

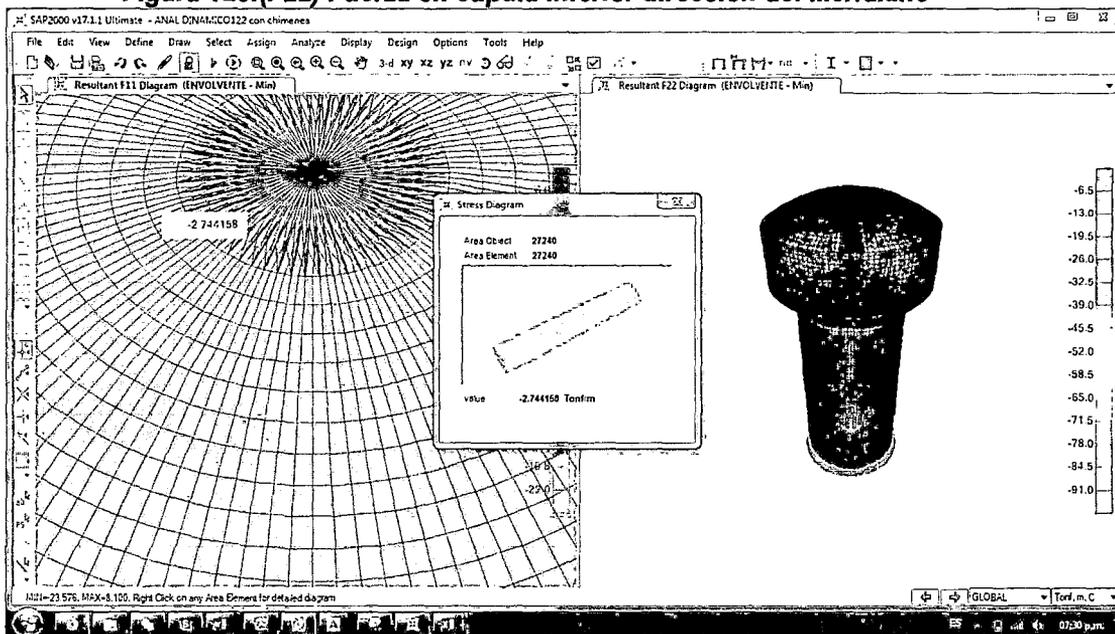
Figura 127: (F11) Fuerza en cúpula inferior Dirección anular



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

F22(Fuerza en dirección del meridiano): 60 tn/m

Figura 128:(F22) Fuerza en cúpula inferior dirección del Meridiano



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 33: Cúpula Inferior: Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
VALORES MAXIMOS	11.481	1.691	0.46723	1.19259	48.65	36.83	95.62	142.64
VALORES MINIMOS	-23.152	-11.439	-0.52189	-0.40314	-135.64	-215.45	-178.61	-108.35

Fuente: Elaboración Propia

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

Datos:

- F11: 25 tn/m
- F'c= 280 kg/cm2
- fy= 4200 kg/cm2
- ancho tirbutario= 100 cm
- Es= 2100000 kg/cm2
- Ec= 250998.008 kg/cm2
- n= 8
- Recubrimiento 4 cm

*En el estado elástico
agrietado.

Datos: $1.2\sqrt{f'c}$

$\sigma_{at} = 0.5f_y$ 2100 kg/cm²

Kg/cm

2

Considerare para mi calculo: 1500 Kg/cm

Esfuerzo máximo de tracción en concreto = $1.2\sqrt{f'c}$ 20.080 Kg/cm

Para elementos que soportan
líquidos según ACI

$A_c = e \cdot 100 = (1/f_c + n/\sigma_{at}) F_{11}$

e = 18.452381 cm

Asumire el mismo espesor de la pared cilíndrica

e = 20 cm

B) Diseño de armadura meridional:

F22: 60 tn/m

$A_c = 100 \cdot e$ 2000 cm²

$A_s = 0.01 A_c$ 20 cm²

Por cuantía mínima de elemento sometidos a
compresión.

$P_c = 0.80(0.85f'c(A_g - A_s) + f_y \cdot A_s)$

Por carga de colapso para elementos sometidos
a

$P_c =$ 444192 kg

compresión.

OK!!!

Usare :

$\emptyset 3/4 @ 0.22$ m en doble malla

$A_c =$ 22.8

C) Diseño de armadura anular:

F11: 25 tn/m

$A_c = 100 \cdot e$ 2000 cm²

$A_s = 0.01 A_c$ 20 cm²

Por cuantía mínima de elemento sometidos a
compresión.

$A_c =$ 22.8 cm²

Usare :

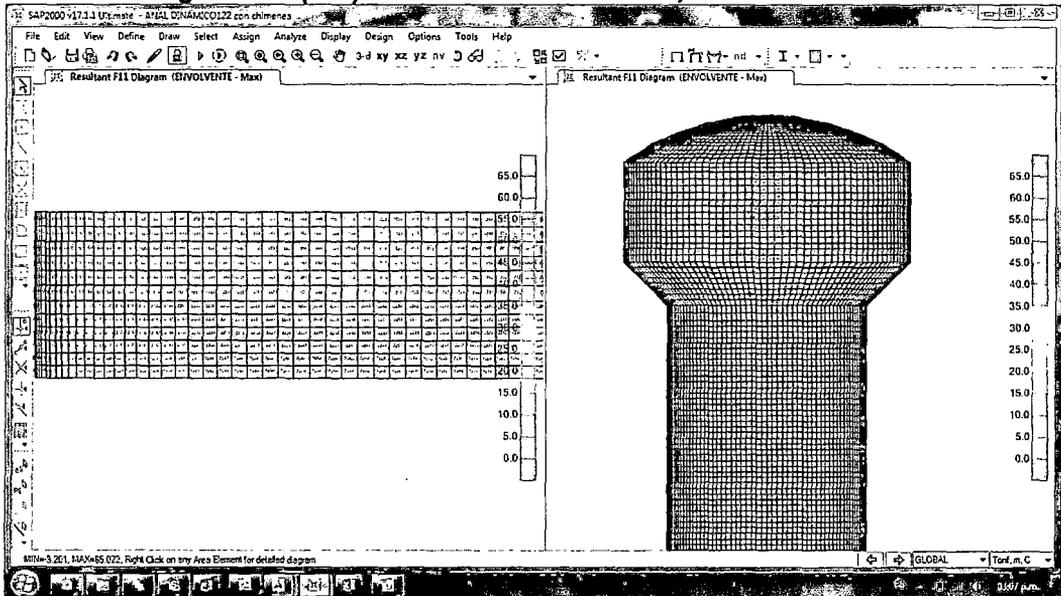
$\emptyset 3/4 @ 0.22$ m en doble malla

D. CUBA (PARED CILINDRICA):

➤ Resultados en SAP2000:

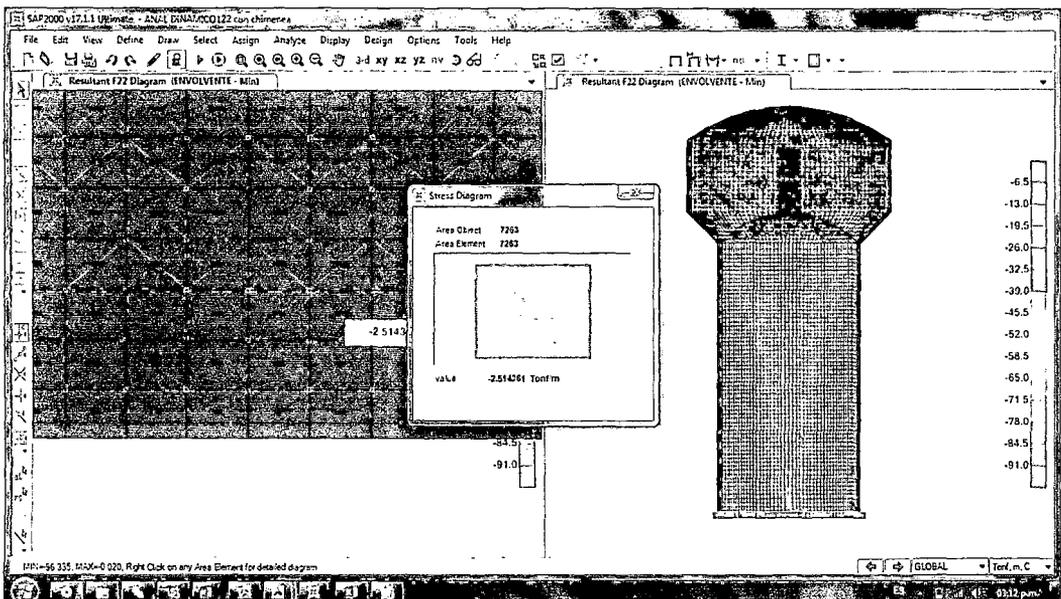
Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, estos serán de la flexión, (M11, M22) y de la compresión (F22, F11). Posteriormente se visualizara en tablas:

Figura 129: (F11) Fuerza en cuba cilíndrica, dirección Anular



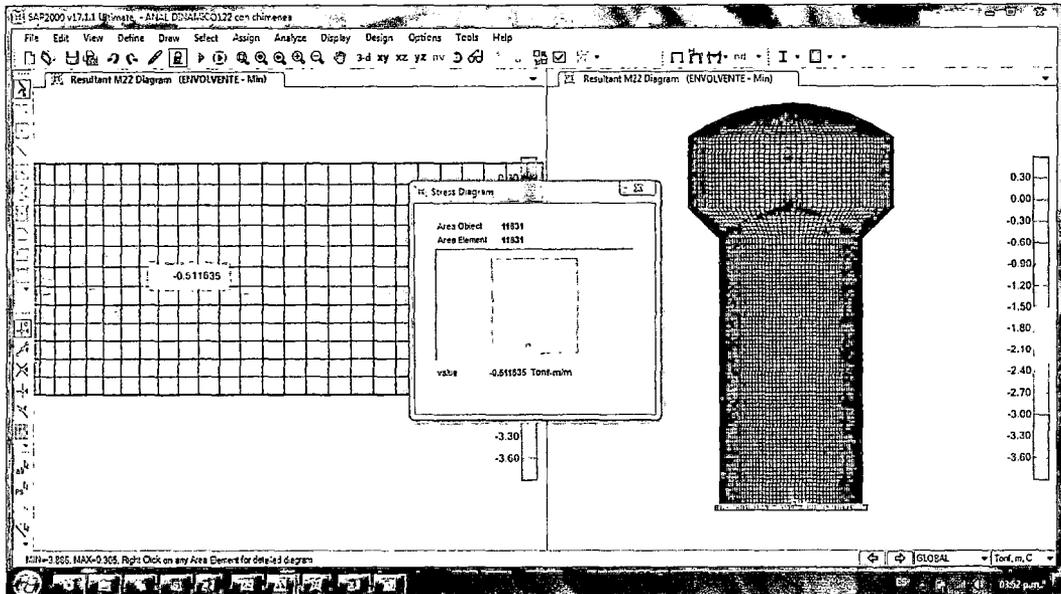
Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Figura 130: (F22) Fuerza en cuba cilíndrica, dirección meridional



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Figura 131: (M22) Flexión en cuba cilíndrica



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 34: Fuerzas y momentos calculados en cuba cilíndrica

NIVEL	FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
		Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²
0	VALORES MAXIMOS	29.277	0.829	0.12769	0.51653	143.73	56.09	161.48	66.58
	VALORES MINIMOS	-10.605	-4.755	-0.14063	-0.3949	-55.4	-91.35	-59.95	-65.35
0.625	VALORES MAXIMOS	24.039	0.316	0.22534	0.79049	132.15	132.25	142.18	114.02
	VALORES MINIMOS	-14.501	-3.878	-0.23102	-0.93491	-60.97	-126.03	-105.3	-153.93
1.25	VALORES MAXIMOS	22.092	0.204	0.22548	0.79129	98.89	134.18	142.67	114.37
	VALORES MINIMOS	-14.505	-3.389	-0.2312	-0.93585	-58.43	-125.61	-105.3	-152
1.875	VALORES MAXIMOS	12.842	-0.054	0.02849	0.10777	74.09	30.79	66.28	14.77
	VALORES MINIMOS	-7.851	-2.559	-0.07818	-0.26188	-41.87	-20.51	-44.13	-51.33

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

3.CUBA (PARED CILINDRICA)

Calculo:

Se realizara el diseño de la pared cilindrica en el estado elastico agrietado:

Donde:

$$A_s = M / (f_s \cdot j \cdot d)$$

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$j = 1 - k/3$$

$$k = 1 / (1 + f_s / (n \cdot f_c))$$

Dato

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Seccion de muro : 1.00 x 0.25 mt

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{rec} = 8 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 250998.008$$

$$n = 8$$

En el estado elastico agrietado.

Datos:

$$f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ Kg/cm}$$

Considerare para mi calculo: $f_s = 980 \text{ Kg/cm}$

$f_c =$

$$0.45 f'_c = 1.2 \sqrt{f'_c} = 126 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Esfuerzo maximo de traccion en concreto} = 20.079841$$

Para elementos que soportan liquidos según ACI

Se procederá al cálculo de acero por la flexión que se produce en las paredes.

Del análisis se tiene que el momento flector producido en el apoyo máximo es:

Resumen

Area	Soep/Type	F11	F22	M11	M22	\$22Top	\$22Bot	\$11Top	\$11Bot
Feet	Feet	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m ²	Ton/m ²	Ton/m ²	Ton/m ²
12358	Max	21.789	0.187	0.22534	0.79649	93.24	73.28	135.25	51.37
12358	Min	22.779	0.12	0.14811	0.39178	-60.87	-58.54	-77.17	-50.61
12358	Max	-21.741	-0.07	-0.10644	-0.51905	-52.63	-118.2	-93.05	-153.67
12358	Min	14.463	-0.629	0.17843	0.92546	38.57	175.03	105.06	146.54
12358	Max	-14.257	-3.775	-0.23167	-0.95489	-47.02	-66.61	-83.85	-85.51
12358	Min	-13.524	-2.668	-0.14776	-0.57781	103.2	27.53	129.75	9.51
12359	Max	21.297	0.142	0.09233	0.10408	73.29	69.44	135.37	53.77
12359	Min	21.728	0.292	0.14788	0.19074	114.96	64.55	114.31	54.55
12359	Max	21.689	0.245	0.0497	0.37607	125.44	29.5	109	10.22
12359	Min	25.376	0.617	0.6125	0.78648	-48.43	-23.3	-72.3	-42.28
12360	Max	-12.055	-2.956	-0.08306	-0.22741	-47.66	65.39	89.44	89.93
12360	Min	-13.511	-3.458	-0.137	-0.52661	-47.66	65.39	89.44	89.93
12360	Max	13.783	3.766	0.10727	0.52863	-60.82	-60.02	-77.45	-93.28
12360	Min	-17.154	-3.176	-0.07367	-0.22744	-60.44	-18.5	-61.39	-46.3
12360	Max	22.82	0.114	0.14811	0.39178	93.43	73.24	135.45	51.4
12360	Min	21.612	0.182	0.22534	0.79649	77.38	132.21	142.18	121.47
12360	Max	21.999	0.275	0.122	0.77461	98.37	124.97	122.69	114.02
12360	Min	21.979	0.056	0.04979	0.37526	115.19	65.07	114.84	53.9
12360	Max	-13.565	-2.867	-0.14776	-0.57781	-47.29	66.58	89.05	85.55
12360	Min	-14.278	-0.271	-0.23167	-0.95491	-38.77	-125.99	-105.27	-148.57
12360	Max	-14.502	-3.637	-0.17901	-0.92546	-52.78	-118.67	-93.31	-153.93
12360	Min	13.776	3.672	0.10708	0.52848	60.97	59.1	77.45	91.09
MAXIMUM VALUES		29.277	0.829	0.22548	0.79128	143.73	134.18	161.48	114.37
MINIMUM VALUES		-14.502	-1.755	-0.2312	-0.95355	-60.97	-125.03	-105.3	-151.93

M = 0.94 tn-m

Luego el área de acero será de:

k = 0.52

j = 0.83

As = M / (fs.j.d)

= 4.51 cm²

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

Acero mínimo en flexión ACI 318M-08
ITEM
10.5.1

As min 3.82473155

As = 5.08

4 Ø1/2" @ 0.25 m

Tabla 35: Acero Calculado en cuba cilíndrica

NIVEL	Valores	F11(tn/m)	As(anular)	Acero	F22(tn/m)	As(Meridiano)	Acero
0	MAXIMOS	29.277	29.874	1" @0.16	0.829	4.85	As min(dob malla)
	0.42 MINIMOS	-9.531			-4.755		20cm2
0.42	MAXIMOS	25.511	26.032	1" @ 0.19	0.442	4.17	3/4"@0.22
	0.83 MINIMOS	-14.501			-4.082		
0.83	MAXIMOS	25.511	26.032	1" @ 0.19	0.442	4.17	
	1.25 MINIMOS	-14.501			-4.082		
1.25	MAXIMOS	22.092	22.543	1"@0.22	0.204	3.46	
	1.67 MINIMOS	-14.505			-3.389		
1.67	MAXIMOS	22.092	22.543	1"@0.22	0.204	3.46	
	2.09 MINIMOS	-14.505			-3.389		
2.09	MAXIMOS	22.092	22.543	1"@0.22	0.204	3.46	
	2.5 MINIMOS	-14.505			-3.389		

Malla en parte que no esta en contacto con el fluido (direccion del meridiano) : \emptyset 3/4" @ 0.14

Malla en parte que no esta en contato con el fluido (direccion del paralelo) : \emptyset 3/4" @ 0.14

Fuente: Elaboración propia

E. FONDO CONICO:

➤ **Resultados en SAP2000:**

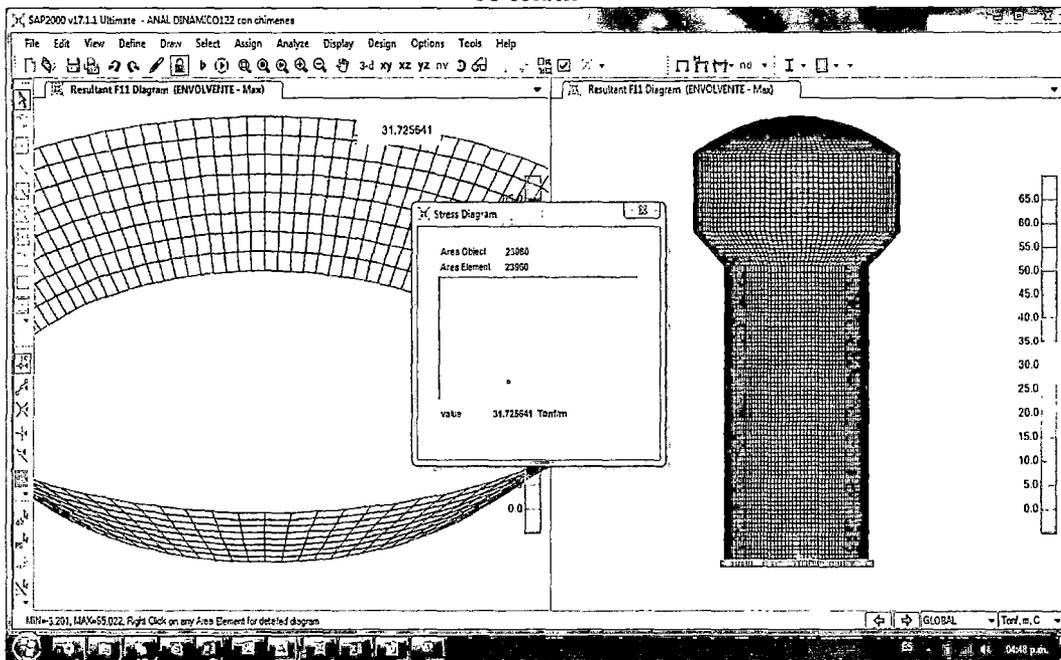
Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de compresión.

Tabla 36: Fondo Conico, Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
VALORES MAXIMOS	33.348	8.823	0.60934	1.49746	195.2	408.34	214.36	227.79
VALORES MINIMOS	-16.769	-24.754	-1.44843	-3.51712	-89.62	-266.8	-270	-647.31

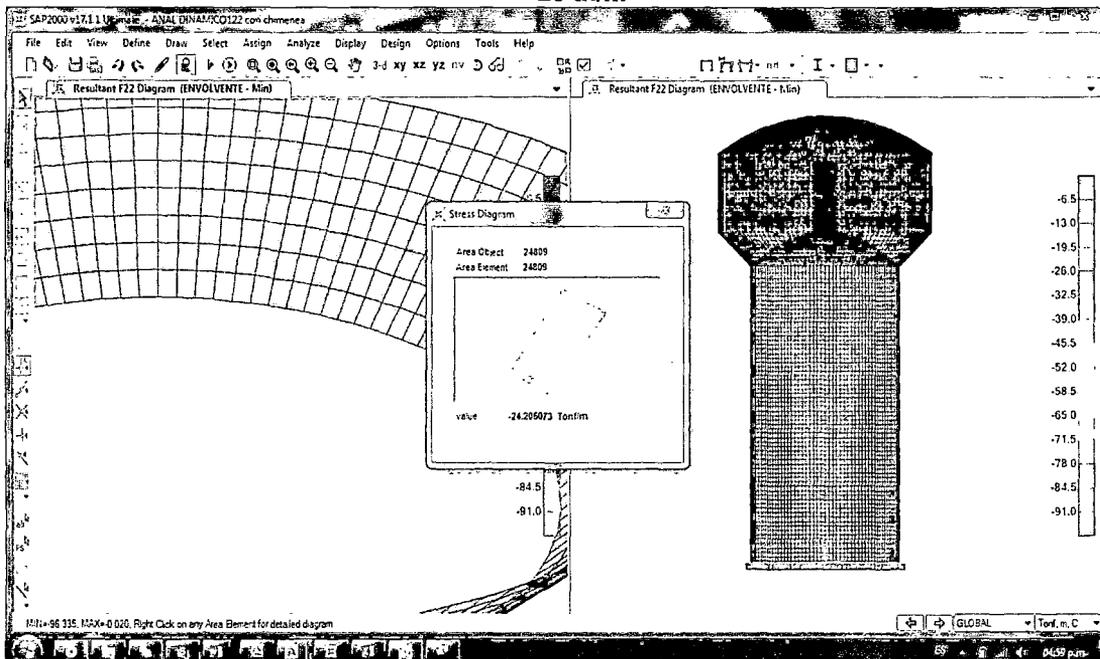
Fuente: Elaboración propia

Figura 132: (F11) Fuerza en fondo cónico dirección anular 35 ton/m



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Figura 133: (F22) Fuerza en fondo cónico, dirección del meridiano 25 tn/m



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

a) Calculo de espesor de fondo conico

Donde:

σ_{ct} = Esfuerzo de tracción del concreto

σ_{at} = Esfuerzo de tracción del acero

F11 = Esfuerzo anular

F22 = Esfuerzo en el meridiano

Datos

Ancho tributario = 100 cm

F11 = 35 tn
 f'_c = 280 Kg/cm²
 f_y = 4200 Kg/cm²
 E_s = 2100000 Kg/cm²
 E_c = 250998.008
 n = 8

Obtenido de
análisis

Recubrimiento = 4.00 cm
 En el estado elástico agrietado.

Datos:

$\sigma_{at} = 0.5f_y$ 2100 Kg/cm²

Considerare para mi calculo: σ_{at} 1200 Kg/cm²

Esfuerzo máximo de tracción en
concreto = $1.2\sqrt{f'_c}$ 20.079841 Kg/cm²

Para elementos que soportan líquidos según ACI

$A_c = e.100 = (1/f_c + n/\sigma_{at})F_{11}$

$e =$ 26.44 cm

Asumire el mismo espesor de la pared cilindrica

$e =$ 20 cm

B) Diseño de armadura meridional:

F22: 25 tn/m

$A_c = 100 * e$ 2000 cm²

$A_s = 0.01 A_c$ 20 cm²

Por cuantia minima de
elemento
sometidos a
compresion.

$P_c = 0.80(0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y * A_s)$

Por carga de colapso para
elementos
sometidos a
compresion.

$P_c =$ 444192 kg

OK!!!

Usare :

$\emptyset 3/4 @ 0.22$ mt en doble malla

$A_c =$ 22.8

C) Diseño de armadura anular:

F11: 35 tn/m
 Ac=100*e 2000 cm²

As = 0.01 Ac 20 cm²

Ac= 22.8 cm²

Usare :

Ø3/4 @ 0.22 mt en doble malla

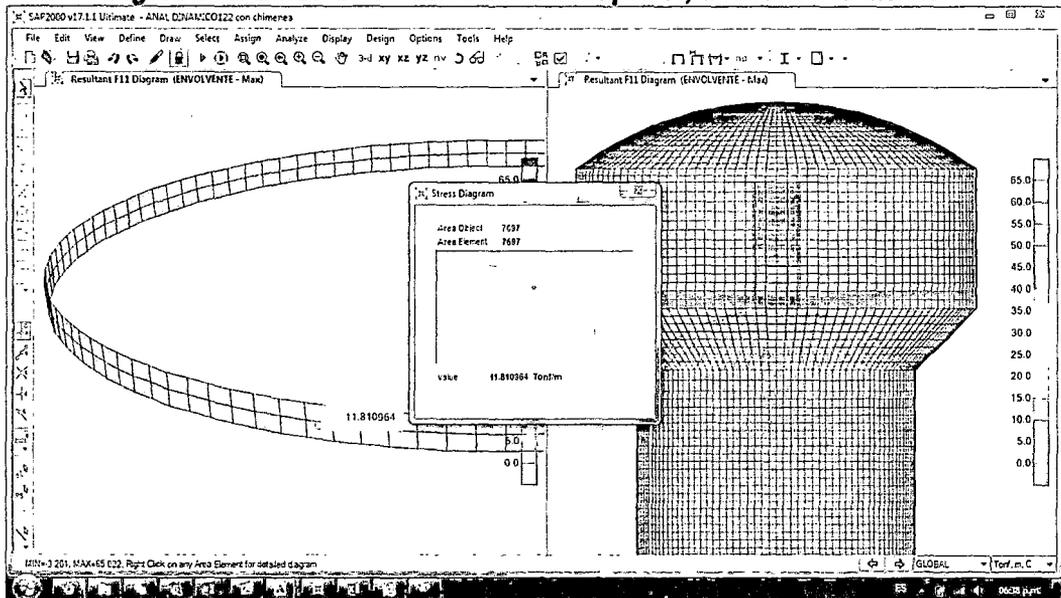
Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

F. ANILLO CIRCULAR SUPERIOR:

➤ **Resultados en SAP2000:**

Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de dirección horizontal F11: 15tn/m

Figura 134: Esfuerzo en anillo circular superior, dirección horizontal



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 37: Anillo Circular Superior, Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²
VALORES MAXIMOS	13.981	-0.107	0.1187	0.21852	47.35	6.55	53.79	10.36
VALORES MINIMOS	-1.249	-1.964	-0.06963	-0.15607	-4.32	-19.14	-4.86	-15

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

Diseño:

Dato

$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Seccion de viga : 0.30 x 0.30 mt

$b = 0.3 \text{ m}$

$h = 0.3 \text{ m}$

$rec = 4 \text{ cm}$

$d = 26 \text{ cm}$

$Es = 2.10E+06 \text{ Kg/cm}^2$

$Ec = 250998.008$

$n = 8$

En el estado elástico agrietado.

Datos:

$f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ Kg/cm}$

Considerare para mi calculo: $f_s = 980 \text{ Kg/cm}$

Del análisis se tiene que la tracción producida en la viga es de:

$F_{11} = 15 \text{ tn/m}$

Luego el área de acero será de:

$A_s = T / f_s = 15.31 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

Acero mínimo en flexión ACI 318M-08
ITEM 10.5.1

$A_s \text{ min} = 2.486 \text{ CM}^2$

$6.00 \ \phi \ 3/4''$

$A_s = 17.1 \text{ cm}^2$

Verificacion del esfuerzo de tracción en el concreto

Esfuerzo maximo de traccion en concreto

= $1.2 \sqrt{f'c} = 20.0798406$

Calculo de esfuerzo de tracción actuante:

$T = \sigma_{ct} * (A_c + (n-1)A_s)$

$\sigma_{ct} = 14.620 \text{ OK!!!}$

Se usara: 0.30mx0.30m y refuerzo 6φ3/4"

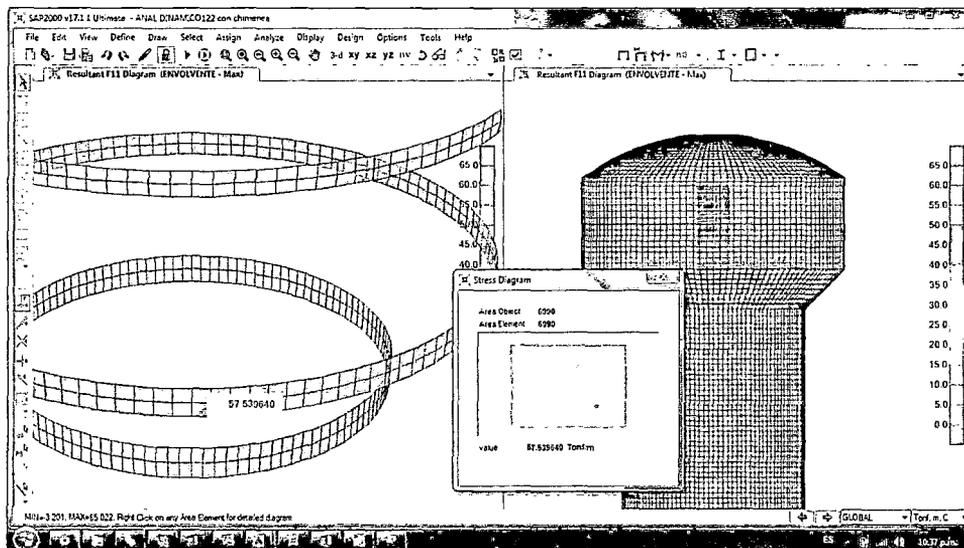
Estribos de 1/4" @ 0.20mt

G. ANILLO CIRCULAR INFERIOR:

➤ Resultados en SAP2000:

Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de dirección horizontal. F22: 65tn/m.

Figura 135: Esfuerzo en anillo circular inferior, dirección horizontal



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 38: Anillo Circular Inferior, Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²	Tonf/m ²
VALORES MAXIMOS	13.981	-0.107	0.1187	0.21852	161.68	23.61	186.83	44.36
VALORES MINIMOS	-1.249	-1.964	-0.06963	-0.15607	-37.02	-69.92	-45.5	-19.22

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ Calculo en Excel y presentación de resultados:

Diseño:

Dato

f'c = 350 Kg/cm²

fy = 4200 Kg/cm²

Seccion de viga : 0.40 x 0.40 mt

b = 0.5 m

h = 0.6 m
 rec = 6 cm
 d = 54 cm
 Es = 2.10E+06 Kg/cm²
 Ec = 280624.304
 n = 7

En el estado elástico agrietado.

Datos:

fs = 0.5 fy 2100 Kg/cm

Considerare para mi calculo: fs = 980 Kg/cm

Del análisis se tiene que la tracción producida en la viga es de:

F22 = 65 tn/m

Luego el área de acero será de:

As = T/ fs = 30.95 cm²

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

Acero mínimo en flexión ACI 318M-08

ITEM 10.5.1

As min 9.621 CM²

6.00	Ø 1"
------	------

As= 30.42 cm²

Verificación del esfuerzo de tracción en el concreto

Esfuerzo máximo de tracción en
concreto =

$$1.2 \sqrt{f'c}$$

22.4499443

Para elementos que
soportan

Calculo de esfuerzo de tracción actuante:

líquidos según ACI

$$T = \sigma t * (Ac + (n-1)As)$$

σt= 20.330 OK!!!

Se usara: 0.40mx0.40m y refuerzo 6Ø3/4"

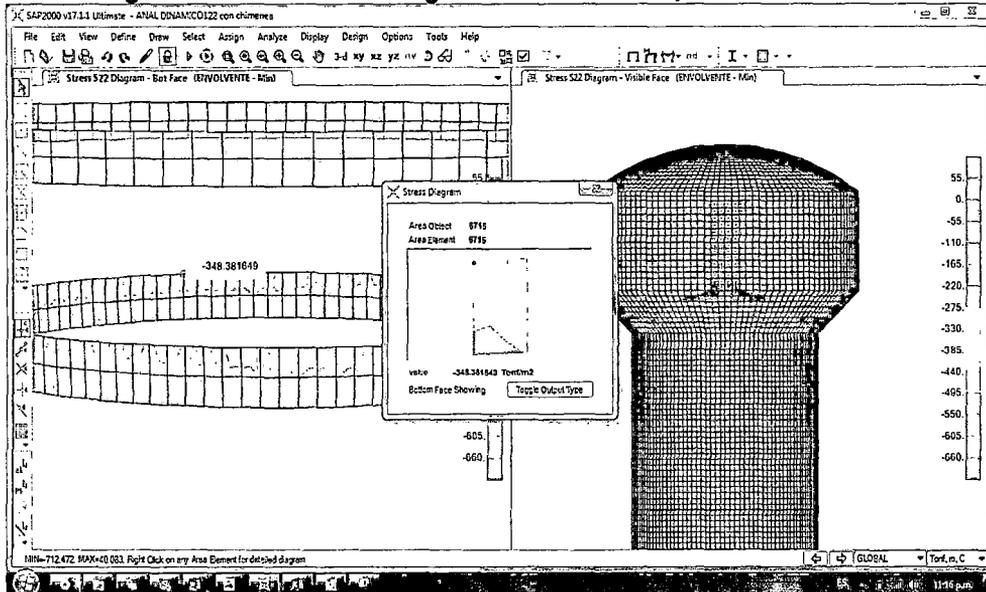
Estribos de 3/8" @ 0.20mt

H. VIGA CIRCULAR DE FONDO:

➤ Resultados en SAP2000:

Los resultados en SAP2000, serán de la combinación envolvente, y del esfuerzo de dirección horizontal S22:355tn/m²

Figura 136: Esfuerzo de Viga Circular de fondo, dirección horizontal



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

Dato

- f'c = 280 Kg/cm²
- f_y = 4200 Kg/cm²
- Seccion de viga : 0.30 x 0.50 mt
- b = 0.3 m
- h = 0.5 m
- rec = 6 cm
- d = 44 cm
- E_s = 2.10E+06 Kg/cm²
- E_c = 250998.008
- n = 8

Esfuerzo máximo de tracción en concreto

= 20.08 KG/CM²

Para elementos que soportan líquidos según ACI

Calculo del acero de refuerzo

S₂₂ = 355 Tn/m²

T = S₂₂ x b x h

T = 53.25 Tn

Obtenido de análisis

Ac = b.h 1500 cm²

As = 0.01 Ac 15 cm²

Por cuantía mínima de elemento sometidos a compresión.

P_c = 0.80(0.85f'c(Ag-As))+f_y*As

Por carga de colapso para elementos sometidos a compresión.

P_c = 353965.5 kg

OK!!!

Usare: 8 Ø5/8

Estribos de 3/8" @ 0.20mt

Tabla 39: Viga Circular de Fondo, esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
VALORES MAXIMOS	18.29	9.152	0.72191	3.03425	60.11	165.08	93.06	162.77
VALORES MINIMOS	-23.576	36.193	-1.10518	-3.88626	-72.32	-241.93	-135.34	-353.43

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

I. CHIMENEA DE ACCESO:

Donde:

$$A_s = M / (f_s \cdot j \cdot d)$$

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$j = 1 - k/3$$

$$k = 1 / (1 + f_s / (n \cdot f_c))$$

Dato:

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Seccion de muro : 1.00 x 0.10 mt

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$\text{rec} = 4 \text{ cm}$$

$$d = 6 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 250998.008 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 7.48 \quad 8.37 \times 10^0$$

En el estado elástico agrietado.

Datos:

$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerare para mi calculo f_s

$$= 980 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo de tracción en concreto} = 1.2 \sqrt{f'_c} = 20.080 \text{ Kg/cm}^2$$

Para elementos que soportan líquidos según ACI

Se procederá al cálculo de acero por la flexión que se produce en las paredes.

Del análisis se tiene que el momento flector producido en el apoyo máximo es:

Tabla 40: Fuerzas y momentos, calculados en chimenea de acceso

TABLE: Element/Forces- /Area Shells									
Area	StepType	F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
0-0.75	Max	3.312	3.103	0.0873	0.40733	55.58	171.64	19.94	197.26
	Min	-13.197	-4.896	-0.05379	-0.23975	-184.31	-291.53	-88.01	-116.06
0.75-1.5	Max	0.437	1.915	0.00172	0.00759	4.44	21.02	4.36	18.64
	Min	-0.207	-3.026	-0.00096	-0.00397	-2.61	-34.36	-1.61	-27.06
1.5-2.25	Max	0.158	0.843	0.00053	0.00233	1.83	9.08	1.35	7.98
	Min	-0.152	-1.561	-0.00056	-0.00249	-1.77	-16.14	-1.29	-15.2
2.25-3	Max	0.224	0.163	0.00051	0.00134	2.45	1.36	2.03	2.12
	Min	-0.229	-0.507	-0.00051	-0.00134	-2.5	-4.77	-2.08	-5.56
TOTAL	Max	3.312	3.103	0.0873	0.40733	55.58	171.64	19.94	197.26
	Min	-13.197	-4.896	-0.05379	-0.23975	-184.31	-291.53	-88.01	-116.06

Fuente: Elaboración propia en SAP 2000

M = 0.4 tn-m

Luego el área de acero será de:

k = 0.48

j = 0.84

As= M/(fs.j.d) 0.03 cm2

$$As \min = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{fy} b d \quad \text{Acero mínimo en flexión ACI 318M-08 ITEM 10.5.1}$$

As min 1.912365775

As= 3.81

3 Ø1/2" @ 0.33 m

Se calculara el refuerzo por la tensión producida en la pared cilíndrica

As(min)= 10 cm2

Tabla 41: Acero calculado en chimenea de acceso

Area	StepType	F11	As	Barras	F22	As	Barras
Text	Text	Tonf/m	Paralelo		Tonf/m	Meridiano	
0-0.75	Max	3.312	13.47	5/8" @ 0.14	3.103	5.00	5/8" @ 0.2
	Min	-13.197			-4.896		
0.75-1.5	Max	0.437	0.45	5/8" @ 0.2	1.915	3.09	5/8" @ 0.2
	Min	-0.207			-3.026		
1.5-2.25	Max	0.158	0.16	5/8" @ 0.2	0.843	1.59	5/8" @ 0.2
	Min	-0.152			-1.561		
2.25-3	Max	0.224	0.23	5/8" @ 0.2	0.163	0.52	5/8" @ 0.2
	Min	-0.229			-0.507		

Malla en parte que no está en contacto con el fluido (dirección del meridiano): Ø 5/8" @ 0.2

Malla en parte que no está en contacto con el fluido (dirección del paralelo): Ø 5/8" @ 0.20

Fuente: Elaboración propia en SAP 2000

J. ANILLO CIRCULAR DE FONDO DE CHIMENEA:

Propiedades de los elementos

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 2.81.E+05$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$$

Carga actuante

Del análisis se tiene: $Ca = 264.55 \text{ tn}$ 2.5 tn

Calculo de la carga de colapso

Asumiendo un anillo circular cuadrado de $0.10 \times 0.10 \text{ mt}$

$$Ag = 625 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Usare : $2\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$

$$As = 6.5 \text{ cm}^2$$

cm

Reemplazando en la formula

Reemplazando en la formula

$$Pc = 0.80(0.85f'c(Ag-As)+fy*As)$$

$$Pc = 19853.4 \text{ Kg}$$

$Ca < Pc$ OK!!!

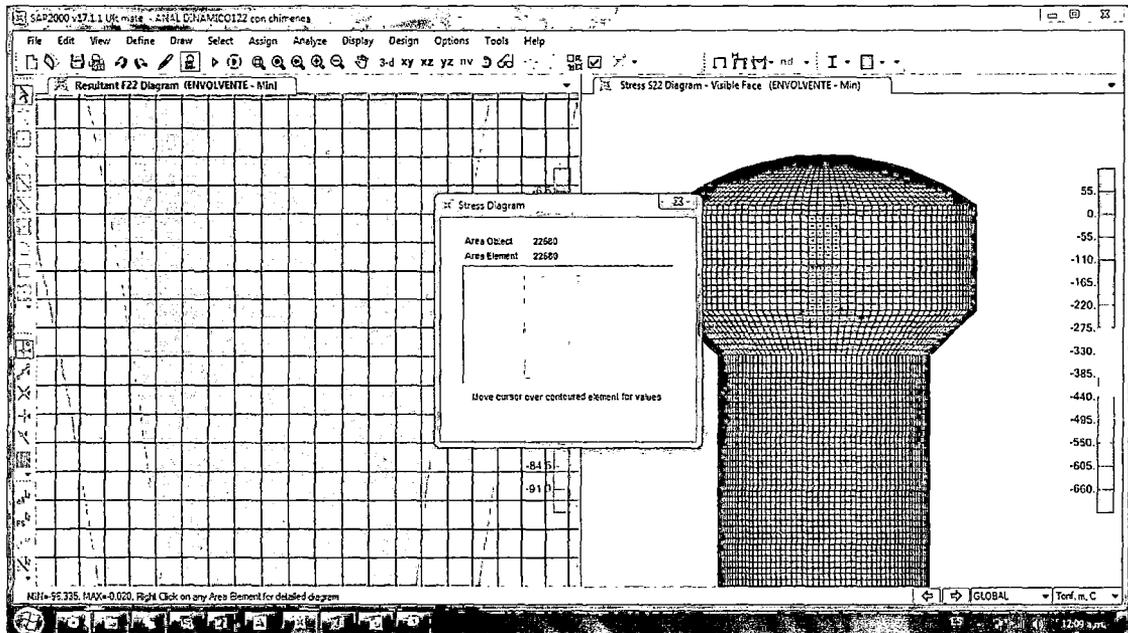
Luego usare $2\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$ y estribo de $3/8" @ 0.20\text{mt}$, anillo circular

K. FUSTE CILINDRICO:

➤ Resultados en SAP2000:

Después del análisis del fuste al aplicarle las cargas sísmicas, carga muerta, carga viva. Se obtiene los siguientes esfuerzos en los elementos diferenciales de la estructura del fuste, el cual me muestra cómo se comporta el fuste ante la aplicación de dichas cargas.

Figura 137: Fuerzas y momentos calculados en fuste cilíndrico



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 42: Fuste Cilíndrico, Esfuerzos y momentos

FUERZAS Y ESFUERZOS		F11	F22	M11	M22	S11Top	S22Top	S11Bot	S22Bot
		tonf/m	tonf/m	tonf-m/m	tonf-m/m	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
0-1.44	MAX	12.209	59.142	0.22389	1.11947	47.5	286.52	92.37	461.84
	MIN	-19.267	-96.335	-0.30959	-1.54797	-76.04	-481.04	-142.5	-712.47
1.44-2.88	MAX	1.062	52.452	0.04311	0.17647	7.11	269.88	8.23	258.89
	MIN	-0.729	-88.005	-0.0312	-0.1342	-8.7	-456.76	-5.96	-431.26
2.88-4.32	MAX	0.605	46.044	0.02229	0.13078	6.16	225.57	5.02	243.6
	MIN	-0.516	-80.108	-0.02326	-0.135	-5.33	-396.19	-4.93	-415.35
4.32-5.76	MAX	0.573	39.642	0.02225	0.12469	4.85	191.78	4.58	206.2
	MIN	-0.552	-72.216	-0.02222	-0.12468	-4.81	-354.67	-4.7	-369.04
5.76-7.20	MAX	0.594	34.089	0.02204	0.12064	4.83	165.17	4.46	177.53
	MIN	-0.578	-65.365	-0.02202	-0.12055	-4.73	-321.56	-4.54	-333.86
7.20-8.64	MAX	0.612	27.813	0.02174	0.11639	5	135.08	4.45	145.19
	MIN	-0.587	-57.606	-0.02192	-0.11625	-4.66	-284.05	-4.46	-294.09
8.64-10.08	MAX	1.258	21.64	0.02711	0.13079	6.82	101.04	8.64	110.16
	MIN	-0.925	-49.948	-0.02207	-0.11594	-5.73	-241.09	-6.16	-251.37
10.08-11.5	MAX	9.129	15.613	0.06791	0.22758	40.37	83.83	55.38	81.38
	MIN	-16.151	-42.478	-0.13468	-0.58481	-64.96	-228.51	-100	-263.21

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

➤ **Calculo en Excel y presentación de resultados:**

Datos

Ancho tributario

=		100 cm
f _c	=	280 Kg/cm
f _y	=	4200 Kg/cm
t	=	20 cm
K	=	0.8
E _s	=	2.10E+06 Kg/cm ²
E _c	=	250998.008
n	=	8.37E+00
recubrimiento	=	6 cm

Después del análisis del fuste al aplicarle las cargas sísmicas, carga muerta, carga viva, se obtiene los siguientes esfuerzos en los elementos diferenciales de la estructura del fuste, el cual me muestra cómo se comporta el fuste ante la aplicación de dichas cargas.

Cuantía min vertical	0.005	ACI 371-08
Cuantía min horizontal	0.003	TABLA 5.2

As min vertical	10 cm ²	(Meridiano)
As min horizontal.	6 cm ²	(Paralelo)

As = T/ fs =	
fs = 0.5 fy	2100 Kg/cm

Tabla 43: Fuerzas, momentos y acero calculado en fuste cilíndrico

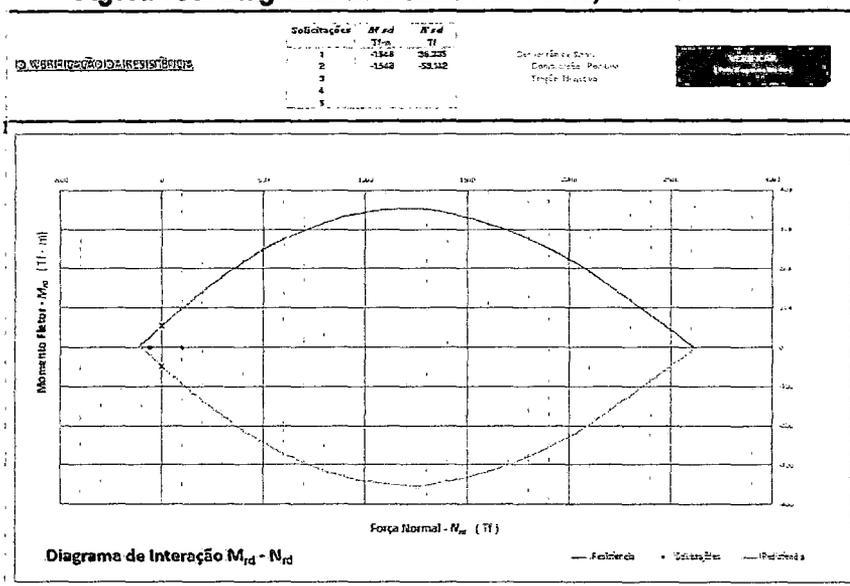
NIVEL	StepType	Text	F11	F22	M11	M22	AS(cm2)	Doble malla	AS(cm2)	Doble malla
			tonf/m	tonf/m	tonf-m/m	tonf-m/m	Meridiano		Paralelo	
0 - 1.44	MAX		12.209	59.142	0.22389	1.11947	26.95	3/4" @ 0.2	5.39	5/8" @ 0.33
	MIN		-19.267	-96.335	-0.30959	-1.54797				
1.44 - 2.88	MAX		1.062	52.452	0.04311	0.17647	24.62	3/4" @ 0.2	0.30	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.729	-88.005	-0.0312	-0.1342				
2.88 - 4.32	MAX		0.605	46.044	0.02229	0.13078	22.41	3/4" @ 0.25	0.17	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.516	-80.108	-0.02326	-0.135				
4.32 - 5.76	MAX		0.573	39.642	0.02225	0.12469	20.21	3/4" @ 0.25	0.16	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.552	-72.216	-0.02222	-0.12468				
5.76 - 7.20	MAX		0.594	34.089	0.02204	0.12064	18.29	3/4" @ 0.25	0.17	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.578	-65.365	-0.02202	-0.12055				
7.20 - 8.64	MAX		0.612	27.813	0.02174	0.11639	16.12	3/4" @ 0.33	0.17	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.587	-57.606	-0.02192	-0.11625				
8.64 - 10.08	MAX		1.258	21.64	0.02711	0.13079	13.98	3/4" @ 0.33	0.35	5/8" @ 0.33
	MIN		-0.925	-49.948	-0.02207	-0.11594				
10.08 - 11.5	MAX		9.129	15.613	0.06791	0.22758	11.89	3/4" @ 0.33	4.52	5/8" @ 0.33
	MIN		-16.151	-42.478	-0.13468	-0.58481				
TOTAL	MAX		12.209	59.142	0.22389	1.11947				
	MIN		-19.267	-96.335	-0.30959	-1.54797				

Fuente: Elaboración propia y elaboración Sap2000

➤ **Diagrama de Interacción de fuste:**

El fuste es un elemento sometido a flexión compuesta, por eso es necesario verificar por un diagrama de interacción, la resistencia de acuerdo al momento flector y la carga axial.

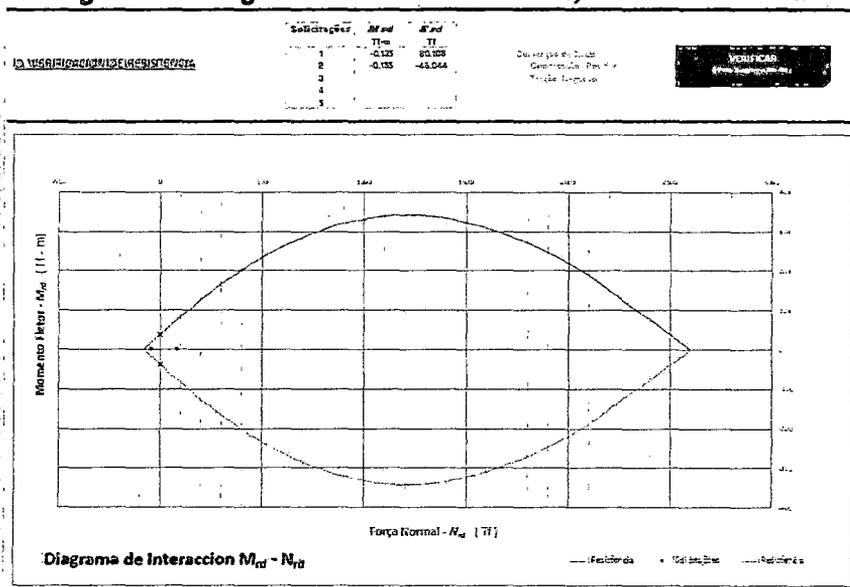
Figura 138: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 0m-2.88m



Fuente: Elaboración Propia

Observamos en la figura que no pasa el límite resistencia, que es 2600 tn

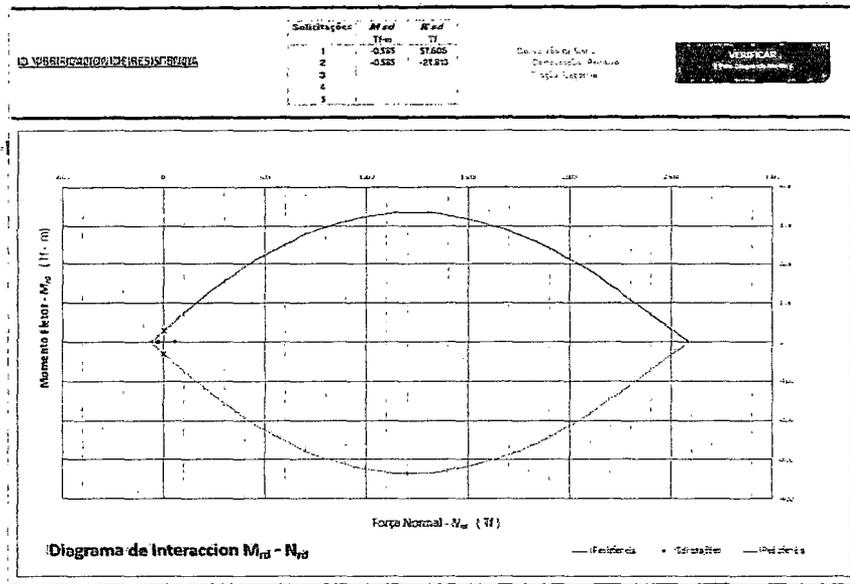
Figura 139: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 2.88m-7.20m



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Observamos en la figura que no pasa el límite resistencia, que es 2600 tn

Figura 140: Diagrama de Interacción Fuste, nivel 7.20m-11.5m



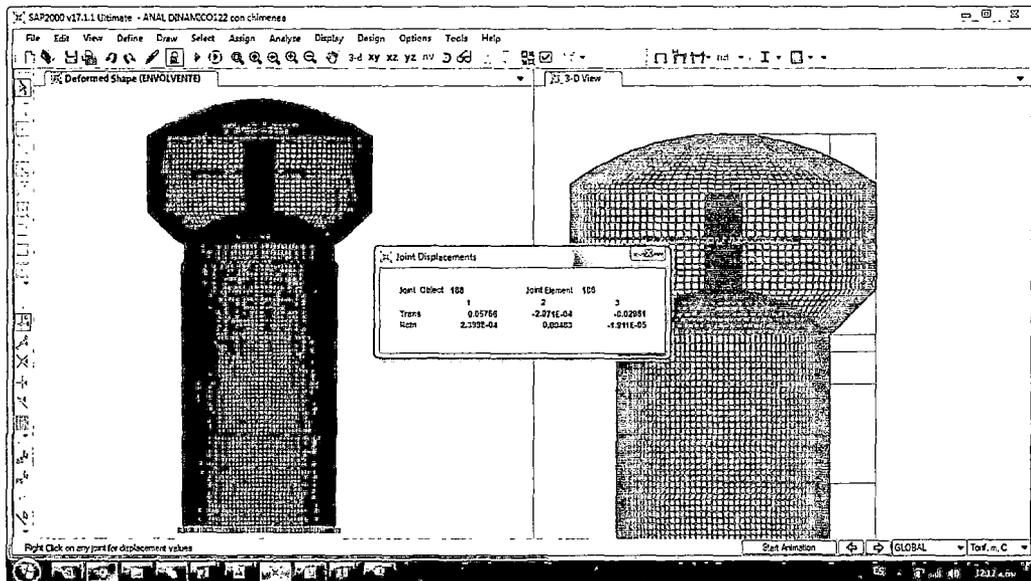
Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Al igual que los anteriores casos, observamos en la figura que no pasa el límite resistencia, que es 2600 tn.

4.1.4. DESPLAZAMIENTOS DETERMINADOS:

Según el cálculo hecho en el software SAP2000, los desplazamientos resultantes son:

Figura 141: Desplazamientos determinados por el programa SAP2000



Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

Tabla 44: Desplazamientos calculados en el Reservorio

TABLE: Joint Displacements - Absolute				TABLE: Joint Displacements - Absolute				TABLE: Joint Displacements - Absolute			
Joint Text	StepType Text	U1 m	U1 cm	Joint Text	StepType Text	U1 m	U1 cm	Joint Text	StepType Text	U1 m	U1 cm
17511	Min	-0.063804	-6.3804	17498	Max	0.063823	6.3823	17434	Min	-0.063748	-6.3748
17512	Max	0.063661	6.3661	17498	Min	-0.063878	-6.3878	17485	Max	0.063163	6.3163
17512	Min	-0.063773	-6.3773	17499	Max	0.0637	6.37	17485	Min	-0.063709	-6.3709
17513	Max	0.063621	6.3621	17499	Min	-0.063798	-6.3793	17486	Max	0.063824	6.3824
17513	Min	-0.063745	-6.3745	17500	Max	0.063661	6.3661	17486	Min	-0.063374	-6.3374
17514	Max	0.063824	6.3824	17500	Min	-0.063767	-6.3767	17437	Max	0.063703	6.3703
17514	Min	-0.063877	-6.3877	17501	Max	0.063623	6.3623	17487	Min	-0.063785	-6.3785
17515	Max	0.063699	6.3699	17501	Min	-0.063734	-6.3734	17488	Max	0.063664	6.3664
17515	Min	-0.063804	-6.3804	17502	Max	0.063823	6.3823	17488	Min	-0.063754	-6.3754
17516	Max	0.063661	6.3661	17502	Min	-0.063878	-6.3878	17489	Max	0.063628	6.3628
17516	Min	-0.063773	-6.3773	17503	Max	0.0637	6.37	17439	Min	-0.063716	-6.3716
17517	Max	0.063621	6.3621	17503	Min	-0.063801	-6.3801	17490	Max	0.063323	6.3323
17517	Min	-0.063746	-6.3746	17504	Max	0.06366	6.366	17490	Min	-0.063875	-6.3875
17518	Max	0.063824	6.3824	17504	Min	-0.06377	-6.377	17491	Max	0.063702	6.3702
17518	Min	-0.063876	-6.3876	17505	Max	0.063622	6.3622	17491	Min	-0.06379	-6.379
17519	Max	0.0637	6.37	17505	Min	-0.063739	-6.3739	17492	Max	0.063663	6.3663
17519	Min	-0.063804	-6.3804	17506	Max	0.063823	6.3823	17492	Min	-0.063759	-6.3759
17520	Max	0.063662	6.3662	17506	Min	-0.063878	-6.3878	17493	Max	0.063626	6.3626
17520	Min	-0.063772	-6.3772	17507	Max	0.063699	6.3699	17493	Min	-0.063723	-6.3723
17521	Max	0.063621	6.3621	17507	Min	-0.063803	-6.3803	17494	Max	0.063823	6.3823
17521	Min	-0.063746	-6.3746	17508	Max	0.06366	6.366	17494	Min	-0.063877	-6.3877
17522	Max	0.063825	6.3825	17508	Min	-0.063772	-6.3772	17495	Max	0.063701	6.3701
17522	Min	-0.063874	-6.3874	17509	Max	0.063622	6.3622	17495	Min	-0.063794	-6.3794
17523	Max	0.063701	6.3701	17509	Min	-0.063742	-6.3742	17496	Max	0.063662	6.3662
17523	Min	-0.063802	-6.3802	17510	Max	0.063823	6.3823	17496	Min	-0.063764	-6.3764

Fuente: Elaboración Propia en SAP2000

En el Excel, se determinara los desplazamientos permitidos, y se compararan con los desplazamientos de entrepiso dados en el RNE – 030

Tabla 45: Desplazamientos permitidos según el RNE 030 Diseño Sismo resistente

Nº	PISO SUPERIOR	PISO INFERIOR	DIFERENCIA	R	3/4 x R	Hpiso	Δpiso	Desplazamiento Obtenido	Desplazamiento Max E-0.30	Estado
5	0.06387	0.04982	0.01405	3	2.25	3.53	0.00398	0.0090	0.01	Permitido
4	0.04982	0.02925	0.02057	3	2.25	6.00	0.00343	0.0077	0.01	Permitido
3	0.02925	0.00925	0.02000	3	2.25	6.00	0.00333	0.0075	0.01	Permitido
2	0.00925	0.00324	0.00601	3	2.25	4.10	0.00147	0.0033	0.007	Permitido
1	0.00324	0.00000	0.00324	3	2.25	1.50	0.00216	0.0049	0.007	Permitido

Fuente: Elaboración propia

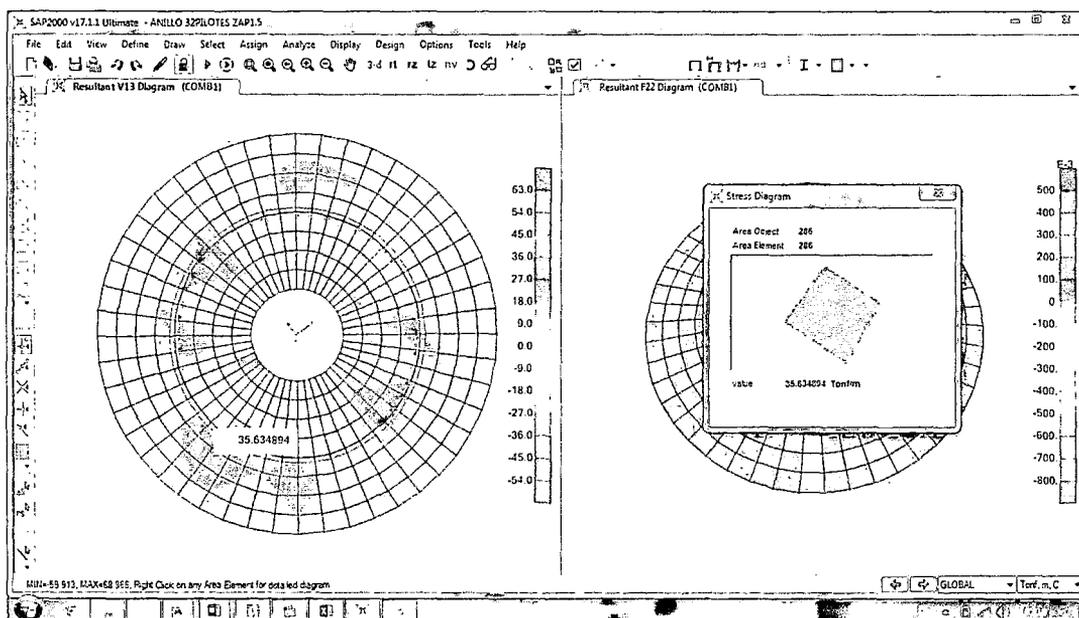
4.1.5. CIMENTACION:

En SAP2000, encontramos las fuerzas, momentos y cortantes para el diseño respectivo.

CORTANTE:

Valor de cortante: 36 tn

Figura 142: Fuerza de Cortante (Anillo de Cimentación)

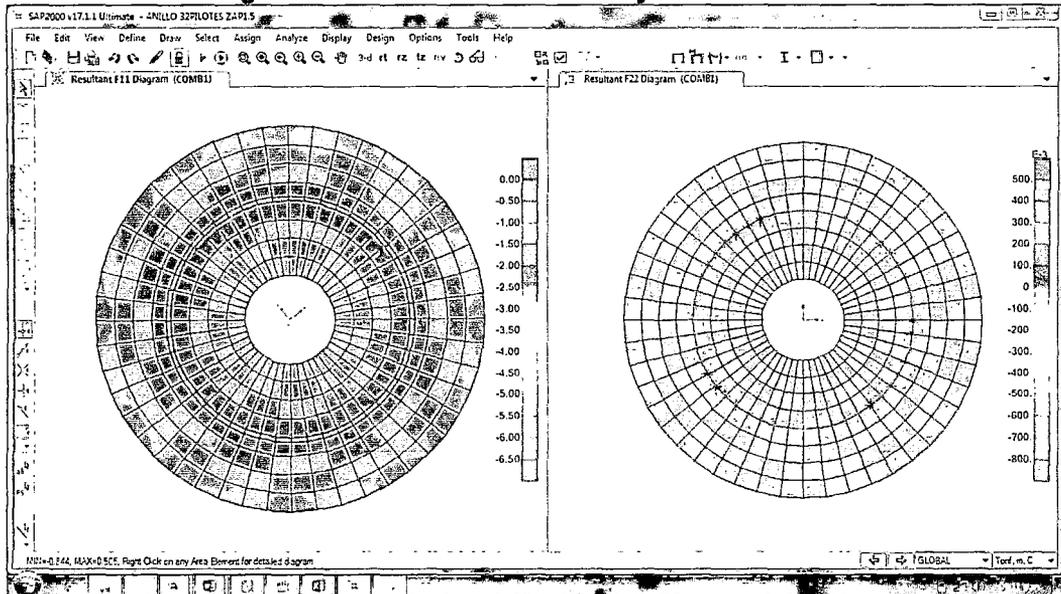


Fuente: Elaboración propia en SAP2000

F11, F22

En los resultados podemos observar que este elemento no sufre los esfuerzos producidos por la fuerza vertical y horizontal, ya que los valores resultantes son mínimos.

Figura 143: Fuerza en Dirección 1 y en Dirección 2

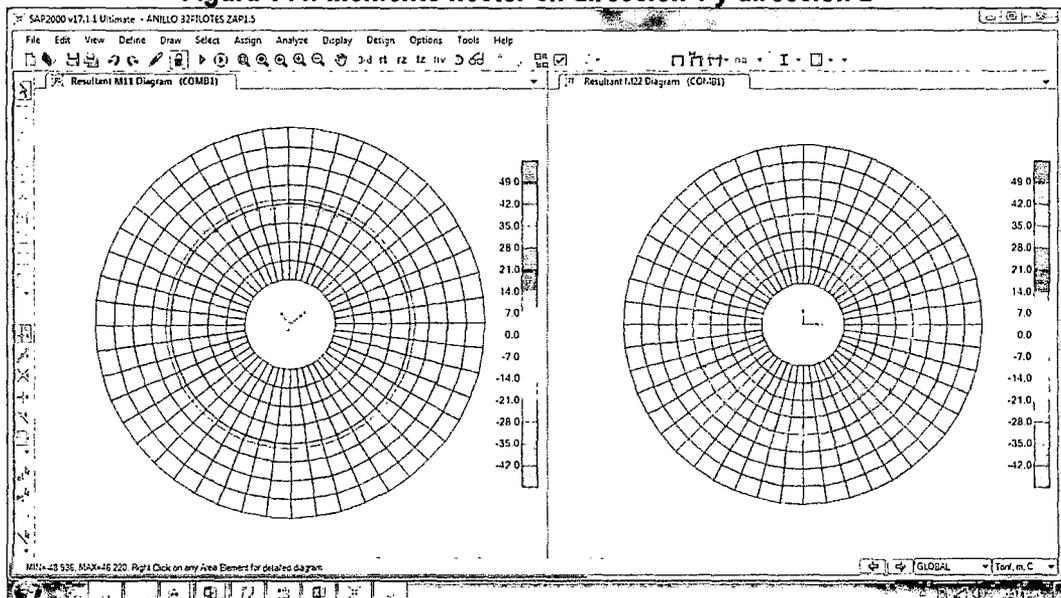


Fuente: Elaboración propia en SAP2000

M11, M22

Los valores más altos son los determinados en los momentos flectores, además observamos que el mayor esfuerzo es el producido en zonas cercanas y pertenecientes al fuste cilíndrico.

Figura 144: Momento flector en dirección 1 y dirección 2

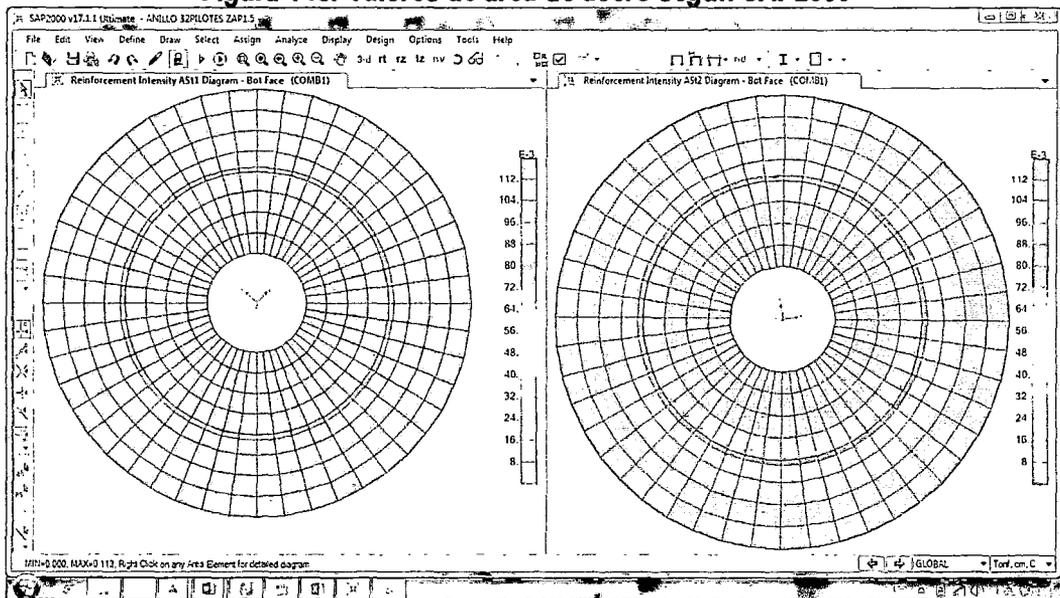


Fuente: Elaboración propia en SAP2000

AST1, AST2

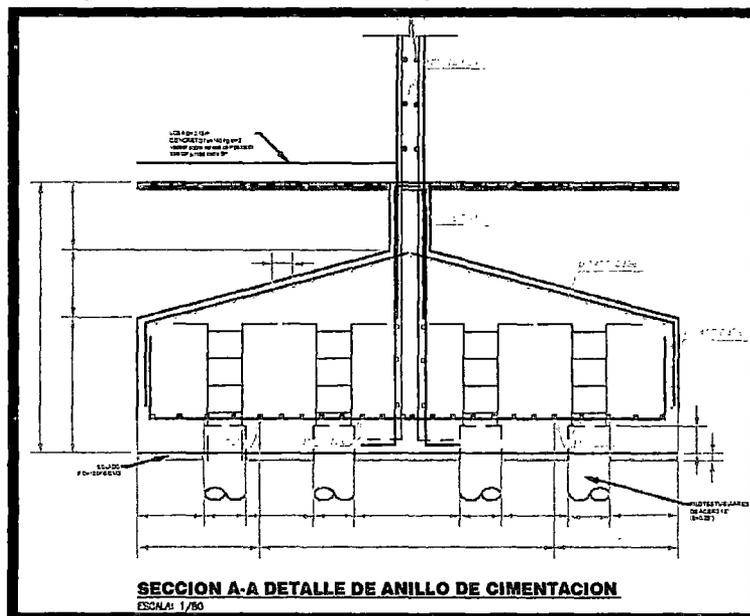
Los valores más altos producidos por los momentos flectores, van a producir mayor cantidad de acero en las zonas cercanas y pertenecientes al fuste cilíndrico.

Figura 145: Valores de área de acero según SAP2000



Fuente: Elaboración propia en SAP2000

Figura 146: Detalle de Pilotes y Anillo de Cimentación:



Fuente: Elaboración propia

4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS:

De acuerdo a los resultados, se interpreta de la siguiente manera:

- El estudio realizado por el Ing. José Roberto Salinas Saavedra en su tesis realizado en la Universidad Nacional de Ingeniería, titulado: ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UN RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA CILINDRICA DE SOPORTE, realiza el cálculo y diseño de todos los elementos estructurales involucrados en reservorios elevados, para esto hace uso de la teoría de membrana de revolución, concluye que los elementos en su mayoría están sometidos a compresión, y que el elemento que presenta más flexión es la viga circular de fondo. En el estudio realizado en la presente tesis, donde se usó para el cálculo el programa SAP2000 (que usa como método de cálculo el denominado Método de Elementos Finitos), se encontró en los resultados, que los elementos son sometidos a Flexocompresión, difiriendo este detalle con el estudio anterior y que el elemento denominado Viga circular de fondo, es el elemento que presenta más carga de flexión, encontrando esta similitud en los dos estudios de investigación.
- Al igual q hay tipos de reservorio, hay tipos de estructuras de soporte para reservorios elevados, uno de ellos es el fuste cilíndrico, el cual se usó en la presente tesis, otra alternativa son estructura con vigas y columnas, y en la actualidad está en estudio las estructuras tensegrity, como optimización del anterior caso, también puede ser una estructura de acero, todo depende de la capacidad del reservorio y el costo de materiales.
- Los elementos estructurales, de forma circular tiene mayor ventaja que los elementos de otra forma, en el caso de reservorios, los reservorios circulares, ayudan a rigidizar la estructura, ayudan a absorber los momentos flectores,, es por eso que estos elementos solo trabajan como anillo vale decir a tracción y a compresión, excepto la viga circular de fondo, que por ser conexión con el fuste cilíndrico está sometido también a flexión.

- La incorporación del espectro en el análisis dinámico se realiza para masa convectiva y para masa impulsiva, sin embargo en el presente estudio, se hizo un artificio, con los factores de reducción (Rwd) a la masa convectiva y a la rigidez se le multiplico por 3, es así que solo se incorporó una sola combinación de espectro.
- Los reservorios tipo elevado, son necesarios, para asegurar la presión mínima, en la población demandante,
- El comportamiento en un evento sísmico, del reservorio elevado, es más crítico que la respuesta de un reservorio apoyado, es por eso que se hace necesario el análisis en este tipo de reservorios.

CONCLUSIONES

- El volumen de reservorio, fue calculado de acuerdo a las exigencias del RNE, en los capítulos OS 030, OS 050, OS 100, que nos brinda pautas para el cálculo respectivo, el volumen de reserva es considerado debido a las pérdidas que puede presentar el sistema de abastecimiento de agua.
- Se realizó el diseño y análisis sísmico, del reservorio circular tipo elevado, de acuerdo a los requerimientos de diseño del código ACI 350.3 06, el cual cumple con estos items, que van de acuerdo también al capítulo 21 del ACI, donde limita los desplazamientos que debe existir.
- Se realizó la evaluación del comportamiento estructural del reservorio, en casos de servicio y de sismo, mediante la modelación de este en el programa SAP2000. Llegando a resultados, que nos permiten el análisis de esfuerzos a los que son sometidos y de acuerdo a este se diseña los elementos según las consideraciones del American Concrete Institute ACI, que nos brinda recomendaciones a través de los estándares señalados en los capítulos de la presente investigación sobre, cuantías mínimas de refuerzo, recubrimientos mínimos, juntas de construcción, restricciones de fluencia del acero.
- Se realizó la modelación del reservorio circular elevado, en el programa SAP2000, que utiliza el método de los elementos finitos, para su cálculo utiliza los elementos tipo SHELL, gracias a este método podemos afirmar que los resultados, son concretos y confiables.
- El diseño de los elementos en el reservorio se hizo más a sollicitación de esfuerzos de compresión y de tracción, los esfuerzos de flexión, fueron encontrados en mayor demanda en la pared de la cuba y en la viga circular de fondo
- Los reservorios circulares presentan la ventaja que la relación entre la superficie de contacto con el agua y su capacidad, es menor que la correspondiente a los reservorios rectangulares; además, requiere menor cantidad de materiales, para

estructuras de gran capacidad, su utilización resulta más económica, sin embargo, no es conveniente emplearlos en estructuras pequeñas.

- Las vigentes normas peruanas de diseño sismo resistente no detallan un procedimiento de análisis y diseño estructural de reservorios, siendo necesario complementarlas con investigaciones, normas y estándares internacionales.
- De la masa total almacenada un 44% del líquido es excitado en modo impulsivo y un 56% participa en modo convectivo.
- De acuerdo al estudio de suelos elaborado, la capacidad portante del terreno, es muy baja, y las cargas solicitantes del reservorio hacia la cimentación, son demasiadas para que se tome como opción una cimentación superficial, es por eso que el diseño adecuado sería un anillo de cimentación con pilotes.
- Es posible modelar la masa impulsiva como una presión distribuida sobre las paredes del reservorio y la masa convectiva como un sistema de resortes equivalentes, también es posible considerar un reservorio cilíndrico equivalente en volumen cuando se trata de diseñar un reservorio tipo Intze.
- Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo de forma mixtas llamadas Fondos de Intze, están compuestas por dos partes, la interior esférica y la exterior cónica, respectivamente, las cuales produce esfuerzos de compresión al anillo circular, compensando de esta manera los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal.
- Un fondo Intze es considerado, principalmente en la compensación y anulación de las cargas horizontales.
- Los depósitos INTZE deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, es decir que las componentes longitudinales de la presiones de la cúpula, y del voladizo cónico, se equilibren.

RECOMENDACIONES

- Promover el desarrollo de estudios de los análisis sísmicos de reservorios elevados, ya que además que son muy útiles en la actualidad, ya que se mira en los últimos tiempos que los estudios de este tipo son demandados cada día más, son interesantes ya que en el diseño se tiene que analizar la estructura misma y el agua, el comportamiento entre ambos en servicio y cuando existe un evento sísmico.

- *El Reglamento Nacional de Edificaciones RNE debería tener en cuenta un capítulo que de pautas y consideraciones a tomar en el diseño de estructuras especiales, tal como lo es el reservorio elevado.*

- El método dinámico usado en la investigación es la combinación espectral, utilizando un espectro de aceleración, se recomienda a manera de profundizar el estudio, se desarrolle, posteriormente con un análisis tiempo historia utilizando como mínimo 5 registros de aceleraciones horizontales.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

1. **Comité ACI 350.3-06**, Diseño Sísmico De Estructuras Contenedoras De Líquidos (Aci 350.3-06) Y Comentarios (350.3r-06). Abril del 2007. 55 pags.
2. **Comité ACI 318**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)). Enero del 2005. 495 pags
3. **Elman José Portillo Orellana**. Análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en tanques elevados Guatemala, agosto de 2009.
4. **Hernandez Castillo, Sergio**. Tesis: Comparación del Diseño Sísmico de Estanques de Acero Según Normas Norteamericana, Neozelandesa y las Recomendaciones Chilenas. Octubre 2007, 156 pags.
5. **Lopez Malave, Raul Jose**. Tesis: Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para las comunidades santa fe y Capachal, Piritu, estado Anzoátegui. Venezuela Enero 2009, 96 paginas.
6. **Organización Panamericana de la Salud**. Guía para el diseño y construcción de Reservorios apoyados. Lima 2004. 35 págs.
7. **Ing. Gilberto Lacayo Bermudez**. Artículo Diseño Sísmico de Reservorios 2010 58 pags.
8. **Ing. Oscar Liasa Funes**. Artículo Análisis Sísmico de Reservorios 2011 8 pags.
9. **Sánchez S. H., Vargas O., S.** Artículo Análisis Sísmico De Tanques Cilíndricos De Almacenamiento 2009 10 pags
10. **Ing. Chacaltana Uribe Fernando**. Diplomado en diseño estructural, Diseño De Reservorio Elevado Tipo Fuste. Lima 2011
11. **Ing. Miguel Angel Silva Tarrillo**. Comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección rectangular y de sección circular. Cajamarca. 2012
12. **Ing Julio Rivera Feijoo**, Diseño Sísmico De Reservorios Elevados Con Estructura Tubular De Soporte, UNI, Lima 1991

13. **Ing. Pablo Santiago Arévalo Pulla.** "Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de hormigón armado, enterrados hasta el nivel de la tapa", Universidad de Cuenca. Cuenca. Ecuador 2013
14. **Ing. Raúl José López Malavé.** Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para las comunidades santa fe y capachal, píritu, estado Anzoátegui. Universidad de Oriente, Caracas. Venezuela. 2009
15. **Ing. Nuñez, Luis.** Propuesta tecnologica para el mejoramiento del Comportamiento sismico de reservorio elevado con Estructura de soporte tipo marco caso: reservorio Bisambra –Nazca-Ica-Perú. UPC. Lima 2012
16. **Ing. Julio Rivera Feijoó,** Diseño Estructural De Obras Hidráulicas, UNI, Lima 2011
17. **Ing. Ebherlin Bruno Quispe Apaza.** Análisis y Diseño Sísmico de un Reservorio Elevado Tipo Intze de 600m3. Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa 2013.
18. **Manuel Borja S.** Metodología de la Investigación Científica para ingenieros. Chiclayo 2012
19. **Phd Jorge e. Alva hurtado,** "Cimentaciones profundas. CISMID-FIC-UNI. Comité peruano de Mecánica de suelos, fundaciones y Mecánica de rocas seminario "Cimentaciones de Estructuras" 2012.
20. **Phd Braja M Das,** "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", California state University, Sacramento, Cuarta edición 2002.
21. **Reglamento de Grados y Títulos, UNH-2010.**

ARTICULO CIENTIFICO

DISEÑO Y ANALISIS SISMICO DE RESERVORIO CIRCULAR DE 250 M3 PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE PAUCARA, PROVINCIA DE ACOBAMBA, REGION DE HUANCVELICA.

Bach. Lazo Jurado, Gloria Denisse

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
FACULTAD DE INGENIERÍA MINAS CIVIL AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Resumen: El presente trabajo da a conocer el análisis sísmico y el diseño de reservorios elevados, desde sus conceptos teóricos, dados por diferentes autores tanto nacionales e internacionales, los códigos y reglamentos, que nos brinda pautas para el estudio, en la etapa de desarrollo se hace referencia al método, que se usa para el análisis y cálculo, en el presente caso se realizó mediante los lineamientos del código ACI 350.3, como herramientas se utilizó las hojas de cálculo Excel y modelamiento en el programa SAP2000 V17.1.1. Posteriormente la incorporación del espectro, para el análisis dinámico. En resultados, se detalla, el dimensionamiento del reservorio elevado, las secciones de cada elemento estructural, la cortante estática calculada por el método estático, la cortante dinámica calculada por el método dinámico de combinación espectral y por último el diseño en acero.

Palabras Clave: Análisis sísmico, Diseño, reservorios elevados, Código ACI.

Abstract: This paper discloses the seismic analysis and design of elevated reservoirs, from theoretical concepts, given by different national and international authors, codes and regulations, providing clues to the study, the development stage is done reference to the method used for the analysis and calculation in this case was conducted by the guidelines of ACI 350.3 code as tools of Excel spreadsheets and modeling in SAP2000 V17.1.1 program was used. Later the incorporation of the spectrum, for dynamic analysis. In results, the sizing of high reservoir sections each structural element, the static shear computed by the static method, the dynamic shear dynamic method calculated by the combination of spectral and finally the detailed steel design.

KEYWORDS: Seismic analysis, design, elevated reservoirs, ACI Code.

I.- INTRODUCCIÓN

Los reservorios son elementos estructurales cuya función principal es el almacenamiento de líquidos, esto les da utilidad en varias ramas de la ingeniería civil, es así que se utilizan en procesos como purificación de agua, en las fases de almacenamiento, control de caudales y distribución así como también en varios procesos del tratamiento de aguas residuales como sedimentadores, floculadores, almacenamiento y control de caudales. También son utilizados en edificaciones para el almacenamiento y distribución de agua potable y fosas sépticas.

Debido a que anteriormente se observa los daños efectuados por los sismos en reservorios, principalmente elevados, y actualmente el diseño de los elementos de reservorios, se hace de manera muy empírica, obviando muchas veces el análisis dinámico, se vio por conveniente, el desarrollo de este tema, como una manera de impulsar el análisis y cálculo adecuado, por otro lado el propio interés que tuve desde mis años en la universidad, cuando pude constatar que solo se imparte las consideraciones adecuadas para el análisis sísmico de una edificación, y no se tiene en cuenta otro tipo de edificaciones más interesantes, como es el caso de los denominados reservorios elevados con fondo intze, donde se analiza no solo la parte estructural sino la parte hidráulica.

El presente artículo detalla los aspectos más importantes para el análisis y cálculo de un reservorio elevado con fondo intze, y estructura cilíndrica de soporte.

II.- METODO DE DESARROLLO

El proceso general que se hizo para la investigación del presente artículo, presenta los siguientes pasos:

A. VOLUMEN DE RESERVORIO:

Población futura

$$Pf = Po \left(1 + \frac{r}{100}\right)^t$$

Consumo promedio diario anual

$$Qp = \frac{Pf * dotacion(d)}{86400 \text{ s/dia}}$$

Consumo máximo diario (Qmd) y horario (Qmh)

$$Qmd = 1.3 * Qm$$

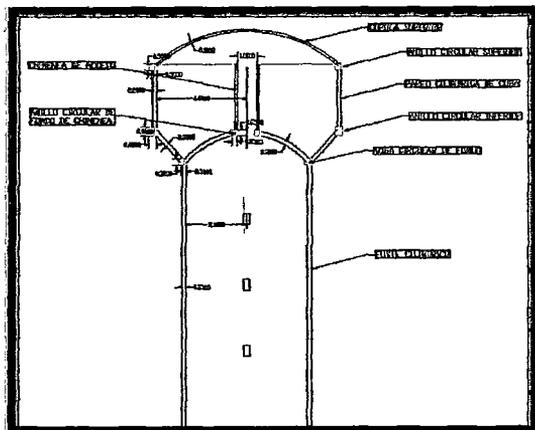
$$Qmh = 2.5 * Qm$$

Volumen de reservorio: RNE OS 30

$$Vol \text{ (almacenamiento)} = Vol(\text{regulacion}) + Vol(\text{contra incendio}) + \text{volumen de reserva}$$

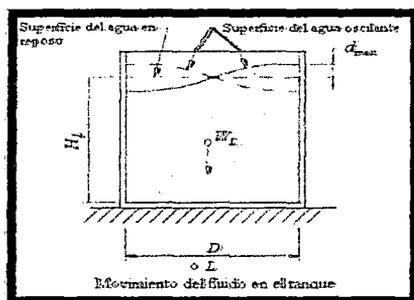
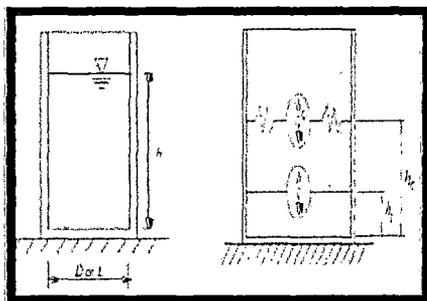
B. ELEMENTOS DE UN RESERVORIO:

Fuste Cilíndrico
Viga Circular de Fondo
Fondo Cónico
Cúpula Inferior
Anillo Circular Inferior
Cuba (Pared Cilíndrica)
Anillo Circular Superior
Cúpula Superior
Chimenea de acceso



C. NORMA ACI 350.3 Y ANÁLISIS HIDRODINÁMICO:

Se puede apreciar la existencia de la masa fija ó impulsiva (mi) que se adhiere rigidamente a las paredes inferiores del tanque y que dicha masa al estar totalmente confinada, deberá unirse a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez es infinita. De la misma forma puede apreciarse la existencia de la masa convectiva o móvil (mc) que se adhiere a las paredes del tanque a través de resortes cuya rigidez axial, corresponde a la del líquido contenido.



Estos impactos del agua contra las paredes del tanque, que se traducen en presiones impulsivas y convectivas se conocen como la Interacción Hidrodinámica líquido – estructura, el Código ACI 350.3-06, otorga modelos dinámicos con el uso de masas y resortes, todo ello basándose en el conocido Sistema Mecánico Equivalente (S.M.E.) 1963 de George W. Housner (1910-2008).

D. CALCULO DE PARAMETROS DEL RNE Y CONSTANTES DEL CODIGO ACI 350.3

➤ **Parámetros del RNE**

ZONIFICACION		
ZONA 2	Sismicidad Regular	Z=0.3

CONDICIONES GEOTECNICAS			
TIPO	DESCRIPCION	TP	S
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
"A"	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como reservorios de agua.	1.5

FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA	
Rwi	Rwc
3	1

➤ **CONSTANTES DEL CODIGO ACI 350.3 Y ANALISIS ESTATICO**

1. **Peso de los muros del reservorio (Ww) (ACI 350.3-06 ítem 9.5.2.):**

❖ **Factor de Corrección (ε):**

$$\epsilon = \left(0.0151 \left(\frac{D}{H_1} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_1} \right) + 1.021 \right) \leq 1.0$$

❖ **Altura equivalente (He):**

$$HL = He = \left(\frac{4V}{\pi D^2} \right)$$

❖ **Peso de los muros del reservorio (Ww):**

$$Ww = Pa + Pb + Pagua + 100\%CV$$

2. **Pesos del líquido almacenado Wi y Wc (ACI 350.3-06, ítem 9.3.1.):**

Masa impulsiva (Wi):

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

Masa convectiva (Wc):

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

3. Ubicación de la altura del centro de gravedad de los pesos efectivos del líquido almacenado h_i y h_c :

Para estanques con $D/H_L < 1.333$

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

Para estanques con $D/H_L \geq 1.333$

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

Para todos los estanques:

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

4. Cálculo de la constante de rigidez del líquido (K):

$$K = \frac{45}{2} \times \frac{W_l}{H_e} \times \left(\frac{W_c \times H_e}{W_l \times D_i}\right)^2$$

5. Determinación de las fuerzas dinámicas laterales:

$$P_w = ZSUC_1 \times \frac{W_w}{R_{wi}}$$

$$P_c = ZSUC_1 \times \frac{W_c}{R_{wi}}$$

$$P_i = ZSUC_1 \times \frac{W_i}{R_{wi}}$$

$$P_c = ZSUC_c \times \frac{W_c}{R_{wc}}$$

6. Determinación de la Fuerza cortante total en la base:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2}$$

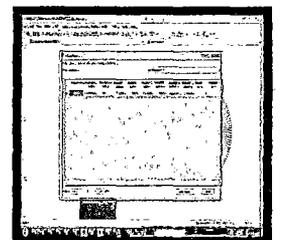
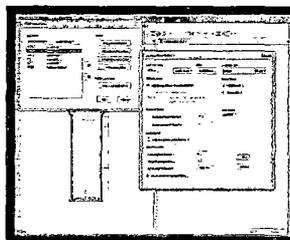
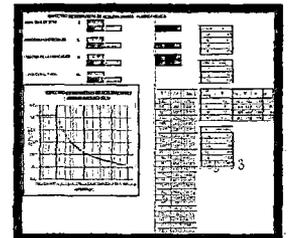
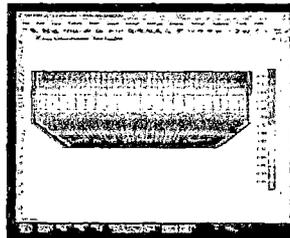
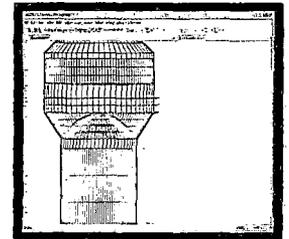
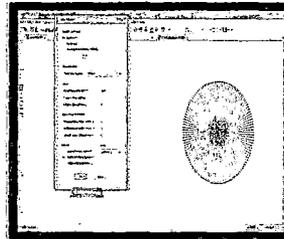
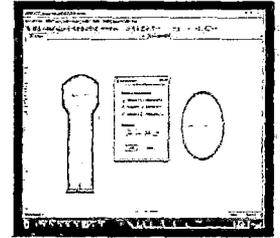
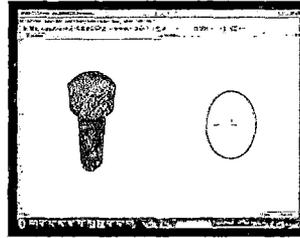
7. Distribución Vertical de Fuerzas Laterales:

$$F_x = \frac{V \cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

NIVEL	Pi (kg)	hi(m)	Pi hi	Fi (kg)	Fi(Tn)	W(ton/m)
CONVECTIVO	128,552.84	14.97	1,925,067.68	64,273.09	64.273	2.224
IMPULSIVO	121,354.32	14.18	1,720,440.59	57,441.12	57.441	1.987
CUP + MURO	72,674.27	14.24	1,034,865.61	34,551.52	34.551	1.195
CUPULA INF.	27,600.00	12.00	331,200.00	11,057.92	11.058	0.550
FUSTE 4	28,952.92	10.50	304,005.64	10,149.97	10.150	0.505
FUSTE 3	28,952.92	7.50	217,146.88	7,249.98	7.250	0.361
FUSTE 2	28,952.92	4.50	130,288.13	4,349.99	4.350	0.216
FUSTE 1	28,952.92	1.50	43,429.38	1,450.00	1.450	0.072
	115,811.67	TOTAL	5,706,443.91	190,523.59	190.523	

E. ANALISIS DINAMICO DE RESERVORIOS

Con los datos anteriores se modelara y calculara en el programa SAP2000, resumiendo en los siguientes gráficos:



La Cortante Dinámica 158.3 tn es mayor que el 80% de la Fuerza Cortante Estática que según el cálculo es 190.53 tn

F. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL RESERVORIO

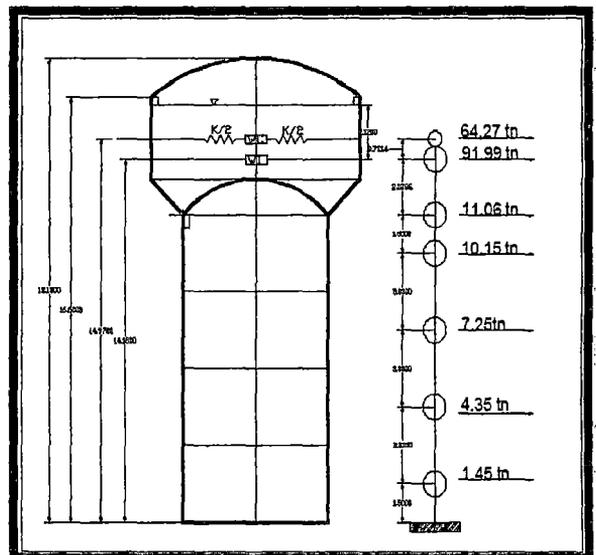
Para el diseño estructural en concreto armado hacemos referencia a la Norma Peruana y a los estándares del American Concrete Institute sobre el tema, de acuerdo al elemento estructural a diseñar:

ELEMENTO ESTRUCTURAL	NORMA DE DISEÑO
Fuste Cilíndrico	El ACI 371-08 (Guía para el Análisis, Diseño y Construcción de estructuras de concreto elevado y acero compuesto).
Viga Circular de Fondo	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural. ➤ Diseño por compresión ➤ Diseño por tracción ➤ Diseño por flexión.
Fondo Cónico	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural. ➤ Diseño por compresión: ➤ Diseño por tracción: ➤ Diseño en el estado elástico agrietado ➤ Desarrollo por el método elástico.
Cúpula Inferior	El diseño de este elemento es similar con el fondo cónico.
Anillo Circular Inferior	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural. ➤ Diseño en el estado elástico agrietado ➤ Desarrollo por el método elástico ➤ Diseño por tracción
Cuba (Pared Cilíndrica)	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural. ➤ El espesor mínimo para evitar el fisuramiento por tracción ACI 350-06: ➤ Diseño por Flexión: ➤ Diseño por compresión: ➤ Diseño por tracción: ➤ Diseño en el estado elástico agrietado.
Anillo Circular Superior	El diseño de este elemento es similar con el anillo circular superior.
Cúpula Superior	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural y Reglamento Nacional de Edificaciones, E-60 Concreto Armado, cap. 19 "Cascares y Losas Plegadas".
Chimenea de acceso	El reglamento del ACI 318S-08 Requisitos de Reglamento, para Concreto Estructural. ➤ Diseño en el estado elástico agrietado ➤ Desarrollo por el método elástico ➤ Diseño por Flexión: ACI 318S-08 Item 10.5.1

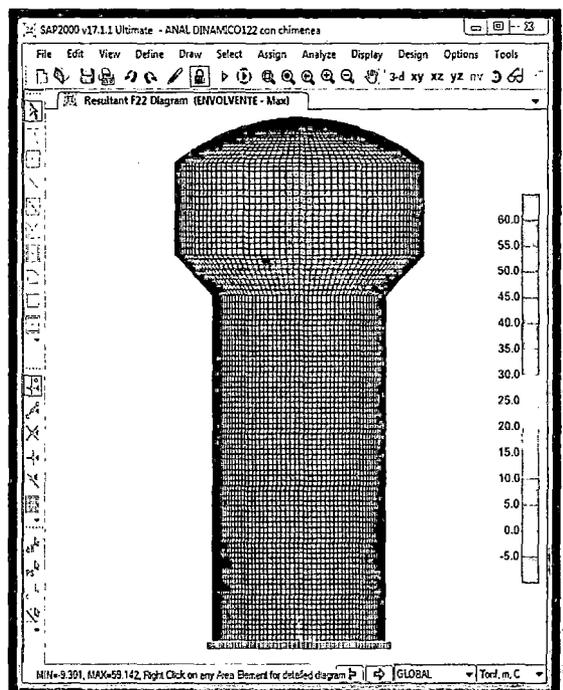
1. Volumen de Reservorio

CALCULOS PARA VOLUMEN DE RESERVORIO		
1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO	
2.- UBICACION DEL PROYECTO	PAUCARA-ACOBAMBA	
3.- REGION	HUANCAYVELCA	
A.- POBLACION ACTUAL	Po = 5637 hab.	2014 dictado de Pucara (contra urban INE)
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r = 2.70 %	INEI
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t = 25	DPS
D.- POBLACION FUTURA	Pf = 8711 hab.	Método Geométrico
Pf = Po (1+r/100) ^t		
E.- DOTACION (L/HAB/DIA)	Dot = 100	OS.180-Item 1.4
F.- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (L/T/SEG)	Op = 1815	
Op = Po x Dot / 86400		
G.- CONSUMO MAXIMO DIARIO (L/T/SEG)	Omd = 2335	OS.180-Item 1.5
Omd = 1.30 x Op		
H.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (L/T/SEG)	Omh = 4537	OS.100-Item 1.5
Omh = 2.00 x Op		
I.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (L/T/SEG)	Omh = 4716	
Omh = 1.10 x Omd + 2.00 x Op		
J.- VOLUMEN DE REGULACION DEL RESERVORIO (M ³)	Vr = 5939	OS.030-Item 4.1
Vr = 0.25 x Omd x 86400 / 100		
K.- VOLUMEN CONTRA INCENDIO (M ³)	Vc = 50	OS.030-Item 4.2
El caudal necesario para demanda contra incendio es		
L.- VOLUMEN DE RESERVA DEL RESERVORIO (M ³)	Vr = 15	OS.030-Item 4.3
Por pérdidas y posibles otros estancamiento		
M.- VOLUMEN TOTAL DEL RESERVORIO (M ³)	Vt = 57459	OS.030-Item 4.0
Vt = Vr + Vc + Vr		
AUTORIZAR: V = 575.00 m ³		

2. Análisis Estático

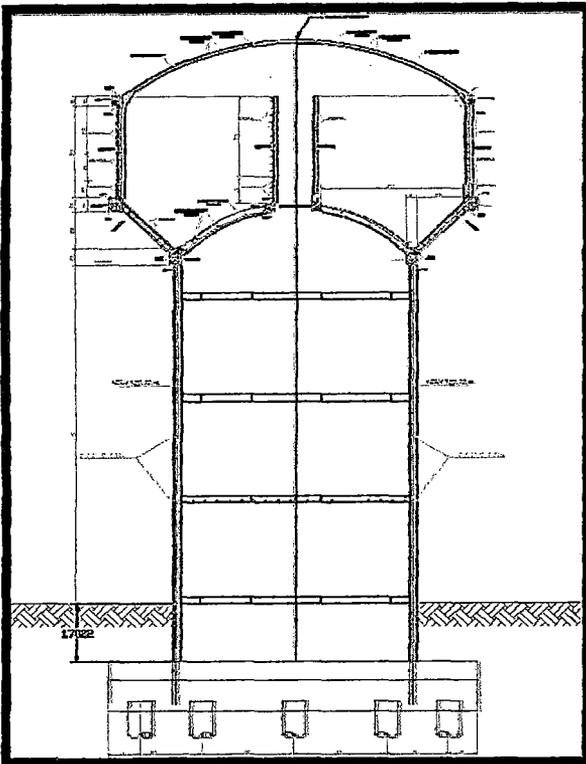


3. Análisis Dinámico



III. RESULTADOS

4. Diseño en concreto y acero de los elementos estructurales



IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El estudio realizado en la Universidad Nacional de Ingeniería, titulado: ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UN RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA CILINDRICA DE SOPORTE, realiza el cálculo y diseño de todos los elementos estructurales involucrados en reservorios elevados, para esto hace uso de la teoría de membrana de revolución, concluye que los elementos en su mayoría están sometidos a compresión, y que el elemento que presenta más flexión es la viga circular de fondo. En el estudio realizado en la presente tesis, donde se usó para el cálculo el programa SAP2000 (que usa como método de cálculo el denominado Método de Elementos Finitos), se encontró en los resultados, que los elementos son sometidos a Flexocompresión, difiriendo este detalle con el estudio anterior y que el elemento denominado Viga circular de fondo, es el elemento que presenta más carga de flexión, encontrando esta similitud en los dos estudios de investigación.

V. CONCLUSIONES

- Se realizó el diseño y análisis sísmico, del reservorio circular tipo elevado, de acuerdo a los requerimientos de diseño del código ACI 350.3 06, el cual cumple con estos ítems, que van de acuerdo también al capítulo 21 del ACI, donde limita los desplazamientos que debe existir.
- Se realizó la evaluación del comportamiento estructural del reservorio, en casos de servicio y de sismo, mediante la modelación de este en el programa SAP2000. Llegando a resultados, que nos permiten el análisis de esfuerzos a

los que son sometidos y de acuerdo a este se diseña los elementos según las consideraciones del American Concrete Institute ACI, que nos brinda recomendaciones a través de los estándares señalados en los capítulos de la presente investigación sobre, cuantías mínimas de refuerzo, recubrimientos mínimos, juntas de construcción, restricciones de fluencia del acero.

- Se realizó la modelación del reservorio circular elevado, en el programa SAP2000, que utiliza el método de los elementos finitos, para su cálculo utiliza los elementos tipo SHELL, gracias a este método podemos afirmar que los resultados, son concretos y adecuados.

VI. RECOMENDACIONES

- El Reglamento Nacional de Edificaciones RNE debería tener en cuenta un capítulo que de pautas y consideraciones a tomar en el diseño de estructuras especiales, tal como lo es el reservorio elevado.
- Al igual q hay tipos de reservorio, hay tipos de estructuras de soporte para reservorios elevados, uno de ellos es el fuste cilíndrico, el cual se usó en la presente tesis, otra alternativa son estructura con vigas y columnas, y en la actualidad está en estudio las estructuras tensegrity, como optimización del anterior caso, también puede ser una estructura de acero, todo depende de la capacidad del reservorio y el costo de materiales.
- El método dinámico usado en la investigación es la combinación espectral, utilizando un espectro de aceleración, se recomienda a manera de profundizar el estudio, se desarrolle, posteriormente con un análisis tiempo historia utilizando como mínimo 5 registros de aceleraciones horizontales.

VII. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

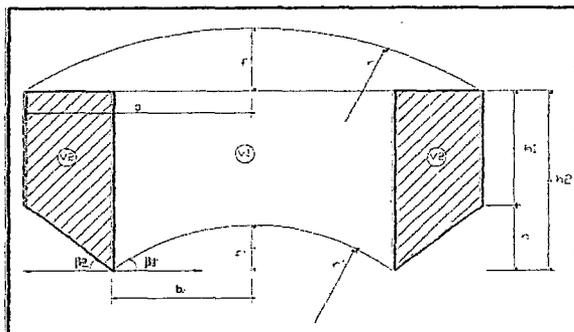
- Comité ACI 350.3-06, Diseño Sísmico De Estructuras Contenedoras De Líquidos (Aci 350.3-06) Y Comentarios (350.3r-06). Abril del 2007. 55 pags.
- Comité ACI 318, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)). Enero del 2005. 495 pags
- Organización Panamericana de la Salud. Guía para el diseño y construcción de Reservorios apoyados. Lima 2004. 35 págs.
- Ing. Gilberto Lacayo Bermudez. Artículo Diseño Sísmico de Reservorios 2010 58 pags.
- Ing. Oscar Llasa Funes. Artículo Análisis Sísmico de Reservorios 2011 8 pags.
- Ing. Chacaltana Uribe Fernando. Diplomado en diseño estructural, Diseño De Reservorio Elevado Tipo Fuste. Lima 2011
- Ing. Miguel Angel Silva Tarrillo. Comportamiento estructural de reservorios apoyados de concreto armado de sección rectangular y de sección circular. Cajamarca. 2012
- Ing Julio Rivera Feijoo, Diseño Sísmico De Reservorios Elevados Con Estructura Tubular De Soporte, UNI, Lima 1991.

ANEXOS

PREDIMENSIONAMIENTO

PREDIMENSIONAMIENTO DE RESERVORIO ELEVADO:

V= 250 m³



Iteraciones	a	r	b	h2	f'	r'	h1	f
1.0	4.600	7.667	3.253	4.600	1.347	4.600	3.253	1.533
2.0	4.600	7.667	3.300	4.600	1.300	4.667	3.300	1.533
3.0	4.600	7.667	3.350	4.600	1.250	4.738	3.350	1.533
4.0	4.600	7.667	3.400	4.600	1.200	4.808	3.400	1.533
5.0	4.600	7.667	3.450	4.600	1.150	4.879	3.450	1.533
6.0	4.600	7.667	3.500	4.600	1.100	4.950	3.500	1.533
7.0	4.600	7.667	3.550	4.600	1.050	5.020	3.550	1.533
8.0	4.600	7.667	3.600	4.600	1.000	5.091	3.600	1.533
9.0	4.600	7.667	3.200	4.600	1.400	4.525	3.200	1.53333

a =	4.6 m
b =	3.2 m
r' =	4.51 m
r =	7.68 m
h2 =	4.6 m
h1 =	3.2 m
f =	1.53 m
f' =	1.4 m

	Seccion(m)	Esesor(m)
FUSTE CILINDRICO		0.20
	VIGA CIRCULAR DE FONDO	0.30 x 0.50
	FONDO TRONCO CONICO	0.20
	CUPULA INFERIOR	0.20
CUBA	PARED CILINDRICA	0.20
	ANILLO CIRCULAR INFERIOR	0.40 x 0.40
	ANILLO CIRCULAR SUPERIOR	0.30 x 0.30
	CUPULA SUPERIOR	0.20

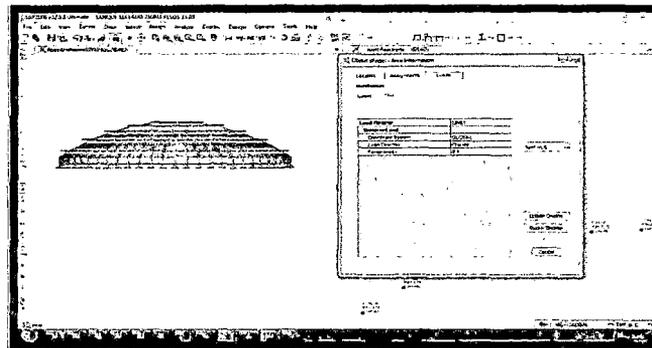
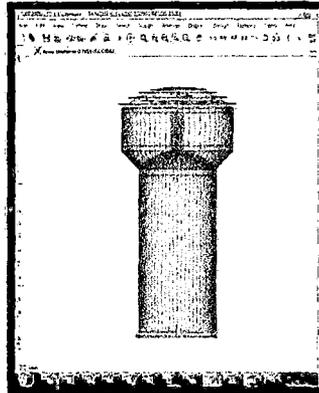
METRADO DE CARGAS

METRADO DE CARGAS

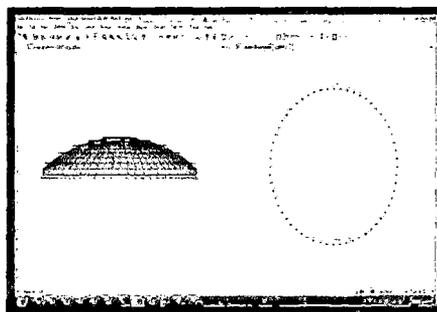
El reservorio esta sometido a cargas muertas y sobrecarga

a) Carga Viva (L)

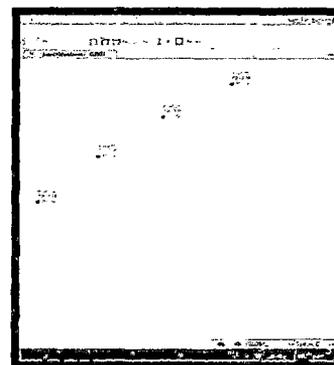
La sobre carga sera de 100 kg/m² según reglamento, que sera aplicada a la cupula superior



Como resultado del calculo:



Calculo del SAP2000:



Carga Viva total:

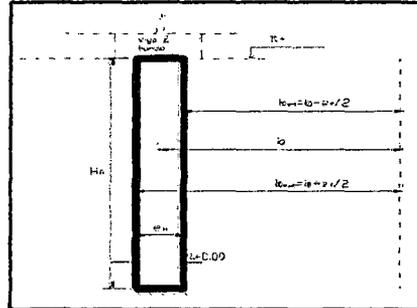
7.2 tn

b) Carga Muerta (D):

Pesos de los elementos del Tanque:

1. Fuste

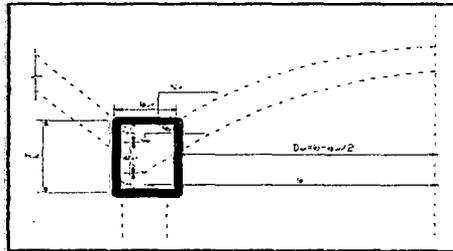
$\gamma_c =$	2.4 tn/m ³
$h_f =$	11.5 m
$b(\text{int}) =$	3.1 m
$b =$	3.2 m
$b(\text{ext}) =$	3.3 m
$e =$	0.2 m



P1= 110.986 tn

2. Viga circular de Fondo:

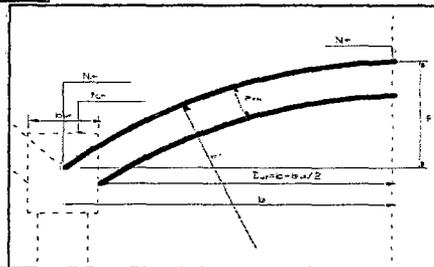
$\gamma_c =$	2.4 tn/m ³
$h_{vf} =$	0.5 m
$b_{vf} =$	0.3 m
$b =$	3.2 m



P2= 7.238 tn

3. Peso de Cupula de fondo

$\gamma_c =$	2.4 tn/m ³
$ecf =$	0.2 m
$r' =$	4.52 m
$f' =$	1.4 m



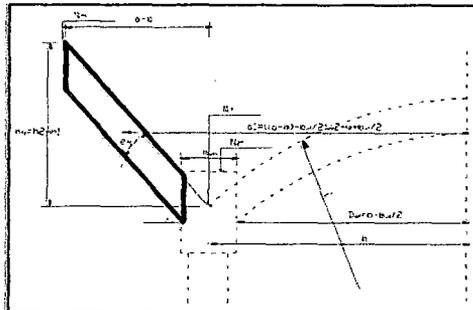
P3= 19.085 tn

4. Peso de fondo conico

$\gamma_c =$	2.4 tn/m ³
$a = h_2$	4.6 m
$b = h_1$	3.2 m
$b_{vf} =$	0.3 m
$efc =$	0.2 m

$a_1 = 3.975$

$$\text{Sec } \beta_2 = \frac{\sqrt{(h_2 - h_1)^2 + (a - b)^2}}{a - b} =$$



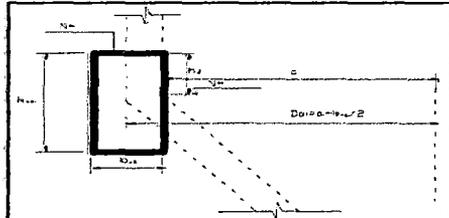
sec B2= 1.41421356

$$P4 = \gamma_c \cdot \left(\sqrt{(h_2 - h_1)^2 + (a - b)^2} - \frac{b_1}{2} \cdot \sec(\beta_2) \right) \cdot 2\pi \cdot a_1 \cdot \gamma_c$$

P4= 21.1925516 tn

5. Anillo circular inferior:

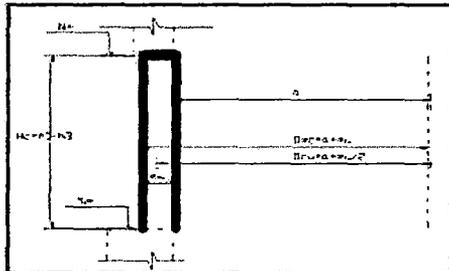
$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$
 $h_{vai} = 0.4 \text{ m}$
 $b_{vai} = 0.4 \text{ m}$
 $D_{ai} = 4.8 \text{ m}$



P5= 11.581 tn

6. Cuba (Pared cilindrica):

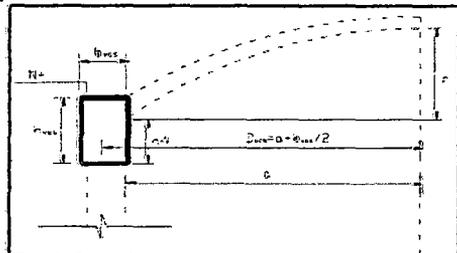
$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$
 $h_c = 3 \text{ m}$
 $D_{cu} = 4.7 \text{ m}$
 $e = 0.2 \text{ m}$



P6= 42.525 tn

7. Anillo circular superior:

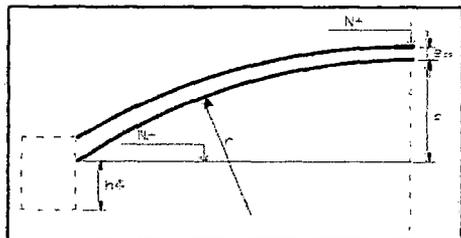
$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$
 $h_{acs} = 0.3 \text{ m}$
 $b_{acs} = 0.3 \text{ m}$
 $b = 4.75 \text{ m}$



P7= 6.447 tn

8. Peso de Cupula superior

$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$
 $ecf = 0.1 \text{ m}$
 $r = 7.68 \text{ m}$
 $f = 1.53 \text{ m}$

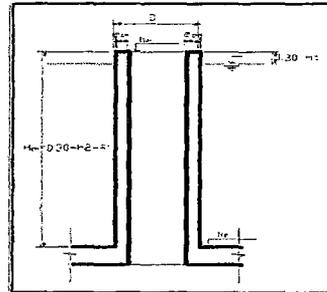


P8= 17.719 tn

9. Chimenea de acceso

$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$
 $ecf = 0.1 \text{ m}$
 $D = 1.2 \text{ m}$
 $Hch = 3.2 \text{ m}$

$P_9 = 2.654 \text{ tn}$



10. Resumen de cargas:

a) Peso de Fuste:

$P_f = 110.986 \text{ tn}$

b) Peso de Deposito:

$P_d = 128.441 \text{ tn}$

c) Peso de Deposito mas agua:

$P_d = 378.441 \text{ tn}$

d) Peso Total de la estructura:

$P_d = 489.427 \text{ tn}$

PRESION HIDROSTATICA:

Para ingresar al programa SAP2000

hi= Altura a la que se encuentra la base de la cuba

hf= Altura maxima de agua almacenada

C,D= constantes para la ecuacion

Pa= Presion en la base de la cuba

Pb= Presion en la altura maxima de agua almacenada

1. En la Pared:

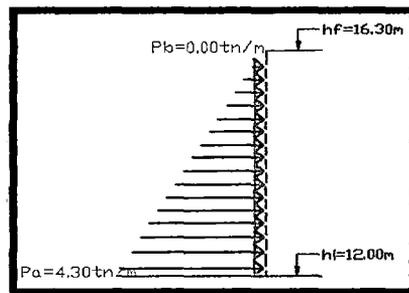
$$hi*(C)+D = Pa$$

$$hf*(C)+D = Pb$$

$$C(12)+D=4.3$$

$$C(16.3)+D=0$$

C=	-1
D=	16.3



2. En la Cupula Inferior:

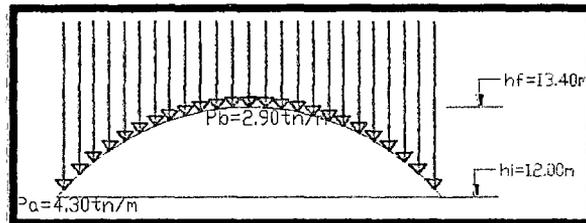
$$hi*(C)+D = Pa$$

$$hf*(C)+D = Pb$$

$$C(12)+D=4.3$$

$$C(13.4)+D=2.9$$

C=	-1
D=	16.3



CALCULOS **SEGÚN**
CODIGO ACI 350.3-06.

CALCULOS PARA VOLUMEN DE RESERVORIO

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO DE RESERVORIO ELEVADO	
2.- UBICACION DEL PROYECTO	PAUCARA-ACOBAMBA	
3.- REGION	HUANCAVELICA	
A.- POBLACION ACTUAL	Po = 5637	hab 2014-distrito de Pauc INEI
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r = 2.20	% INEI
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t = 20	OPS
D.- POBLACION FUTURA $Pf = Po (1 + r / 100)^t$	Pf = 8711	hab Metodo Geometrico
E.- DOTACION (LT/HAB/DIA)	Dot. 180	OS.100- Item 1.4
F.- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (LT/SEG) $Qp = Pob. \times Dot. / 86,400$	Qp = 18.15	
G.- CONSUMO MAXIMO DIARIO (LT/SEG) $Qmd = 1.30 \times Qp$	Qmd = 23.59	OS.100- Item 1.5
H.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG) $Qmh = 2.50 \times Qp$	Qmh = 45.37	OS.100- Item 1.5
I.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG) $Qmi = 1.30 \times Qmd = 2.60 \times Qp$	Qmi = 47.185	
J.- VOLUMEN DE REGULACION DEL RESERVORIO (M3) $V = 0.25 \times Qmd \times 86400 / 1000$	V = 509.59	OS.030- Item 4.1
k.- VOLUMEN CONTRA INCENDIO(M3) El caudal necesario para demanda con V=	50	OS.030- Item 4.2
L.- VOLUMEN DE RESERVA DEL RESERVORIO (M3) Por perdidas q pueden existir en funcioi V=	15	OS.030- Item 4.3
M.- VOLUMEN TOTAL DEL RESERVORIO (M3)	V = 574.594	OS.030- Item 4.0
A UTILIZAR :	V = 575.00	m3

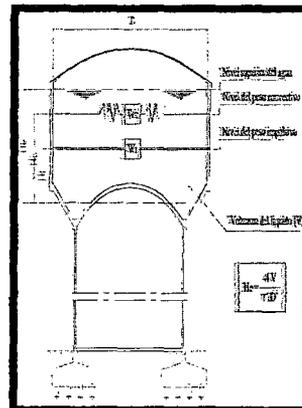
RESERVORIO ELEVADO DE 250m³ DE CAP.

1. PESO TOTAL EN MURO DEL RESERVORIO

Ingrese Carga Muerta			
D cupula Sup. =	24,000.00 kg		Dato calculado de Sap o manualmente
D muro =	69,000.00 kg		
D cupula Inf.+chim =	27,600.00 kg		Dato calculado de Sap o manualmente
Ingrese Carga Viva			
L cupula =	7,200.00 kg		Dato calculado de Sap o manualmente
REACCION TOTAL D + L =	127,800.00 kg		

2. PESO DEL MURO CON INFLUENCIA DEL AGUA

Ingrese Altura equivalente (columna de agua)	H_E =	3.88	m
Ingrese Diametro interior del reservorio	D =	9.20	m
Perimetro del reservorio L = pi*D	L =	28.90	m
Peso del agua en el reservorio	W_L =	257,714.15	kgf
Factor de correccion	ξ =	0.65	
Peso corregido del tanque elevado	W_w =	219,685.95	kgf



3. CALCULO DE PESOS EFECTIVOS

PESO IMPULSIVO W_i D/HL = 2.373

W_i = 121,354.32 kgf 12.37 ton-s²/m

h_i = 1.45 m RESPECTO A LA BASE

PESO CONVECTIVO W_c

W_c = 128,552.84 kgf 13.10 ton-s²/m

hc = 2.25 m RESPECTO A LA BASE

CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL RESORTE

K = 66,085.28 kgf/m 66.09 ton/m

4. ANALISIS ESTATICO

4.1. FACTORES SISMICOS

Ingrese Factores sismicos:

Z = 0.3 Zona sismica: Huancavelica, Acobamba 2
U = 1.5 Esencial
S = 1.4 S3
Tp = 0.90

R =

Ri	Rc
3.00	1.00

c = 2.5 (Tp / T)

C = 2.5

T = 0.30217

Tc = 2.80

Periodo natural del primer modo

T = hn/Ct

Tc = 2n(Mc/k)^{1/2}

4.2. FUERZAS DINAMICAS LATERALES:

Pw = 115,335.12 kg

Pi = 63,711.02 kg

Pe = 65,128.47 kg

4.3. CORTANTE BASAL

PESO TOTAL : 501,325.82 kgf

V = 190,523.59 kg

38.00% PESO CONFORME > 12% P

4.4. CALCULO DE FUERZAS HORIZONTALES DISTRIBUIDOS LATERALMENTE EN CADA MASA

NIVEL	Pi (kg)	hi(m)	Pi hi	Fi (kg)	Fi(Fn)	W=Fi/L(ton/m)
CONVECTIVO	128,552.84	14.97	1,925,067.68	64,273.09	64.27	2.224
IMPULSIVO	121,354.32	14.18	1,720,440.59	57,441.12	57.44	1.987
CUP + MURO	72,674.27	14.24	1,034,865.61	34,551.52	34.55	1.195
CUPULA INF.	27,600.00	12.00	331,200.00	11,057.92	11.06	0.550
FUSTE 4	28,952.92	10.50	304,005.64	10,149.97	10.15	0.505
FUSTE 3	28,952.92	7.50	217,146.88	7,249.98	7.25	0.361
FUSTE 2	28,952.92	4.50	130,288.13	4,349.99	4.35	0.216
FUSTE 1	28,952.92	1.50	43,429.38	1,450.00	1.45	0.072
	115,811.67	TOTAL	5,706,443.91	190,523.59	190.52	
194,028.59						

D =	4.60	perim =	20.11	m
H tanque =	16.60			
rf =	3.20	ri =	3.10	m
R1 =	7.68	re =	3.30	m
R2 =	4.52	Vf =	12.06	m ³
ef =	0.20	Pf =	28.95	ton
yc =	2.40	hf =	3.00	m

R1=r
 R2=r'
 yc=peso del concreto
 hf=variacion de altura en el fuste
 rf=altura de nivel de agua en el tanque
 ef=espesor de fuste
 ri=radio interno de fuste
 re=radio externo de fuste

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL RESERVORIO

Ingrese Diametro interior	D =	9.20 m
Ingrese altura del muro cilindrico	H =	2.90 m
Ingrese altura del anillo circular	Ha =	0.30 m
Radio de la cupula esferica	r =	7.984 m
Angulo de la sección circular	$\alpha =$	36.063 °
Ingrese altura o flecha de la cupula	h =	1.53 m
Ingrese espesor de la cupula	$e_c =$	0.100 m
Ingrese espesor del muro	$e_m =$	0.20 m
Ingrese espesor del anillo	$e_a =$	0.30 m

Y1 = 1.45

Y2 = 3.05

Ycg = 2.24 m

OG = 6.97

17.13

V muro

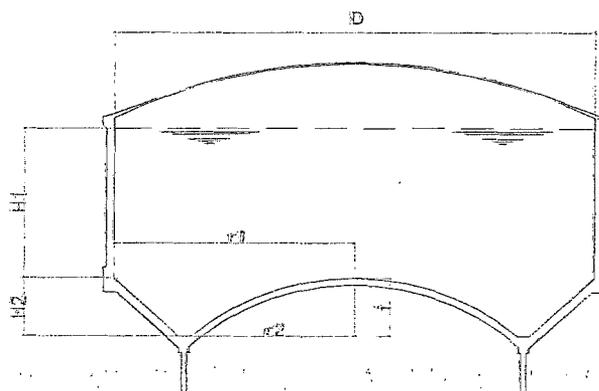
2.69

V anillo

Y3 = 3.72

7.68

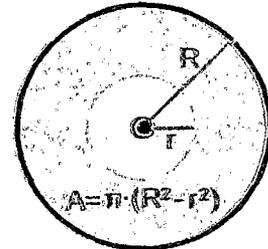
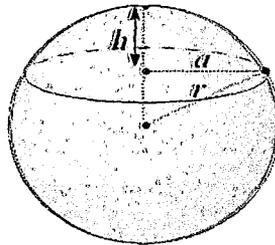
V cupula



$$r = \frac{a^2 + h^2}{2h}$$

$$A = \pi(a^2 + h^2)$$

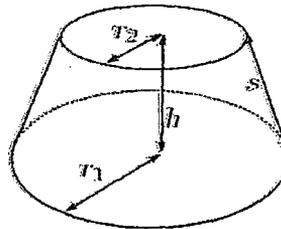
$$V = \frac{\pi h}{6}(3a^2 + h^2)$$



segmento esférico

$\frac{06-3}{4} \frac{(2r-h)^2}{3r-h}$ r es el radio de la esfera, h la altura del segmento. CG es la distancia del centro de gravedad al centro de la esfera.

$$V = \frac{h\pi}{3}(r_1^2 + r_2^2 + r_1r_2)$$

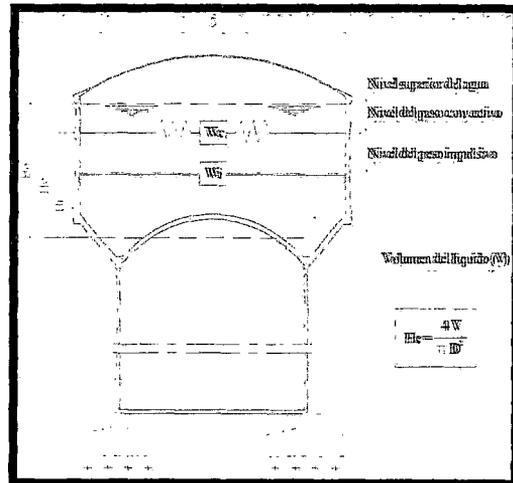


D =	9.20	m
H1 =	3.20	m
H2 =	1.40	m
r1 =	4.60	m
r2 =	3.20	m
f =	1.33	m

Diametro reservorio
 Altura del muro
 Altura del tronco conico
 Radio mayor del cono
 Radio menor del cono
 Flecha cupula inferior

V1 =	212.72	m ³
V2 =	67.62	m ³
V3 =	22.62	m ³
VT =	257.71	m³

He =	3.88	m
-------------	-------------	----------



ESPECTRO DE RESPUESTA

ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIONES - HUANCVELICA

PARAMETROS DE SITIO

Z

1-2-3
ZONA = 2

Z = 0.30

CONDICIONES GEOTECNICAS

S

S1-S2-S3
TIPO = S3

S = 1.40

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

U

A-B-C
USO = A

Tp = 0.90

U = 1.50

SISTEMA ESTRUCTURAL

Rd

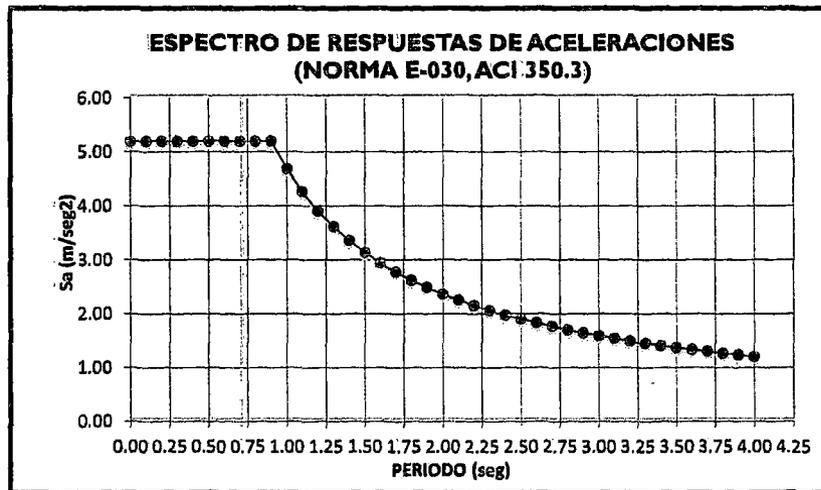
9.5-8.7-6-4
R = 3.000

CAT EDIF.	I
A	1.5
B	1.3
C	1
D	0.6

Z SISMICA	Ao/g
1	0.2
2	0.3
3	0.4

T DE SUELO	S
I	0.9
II	1
III	1.2
IV	1.3

R	Coef C max
2	0.9
3	0.6
4	0.55
5.5	0.4
6	0.35
7	0.35



T	C	Sa
0.00	2.5000	5.1503
0.10	2.5000	5.1503
0.20	2.5000	5.1503
0.30	2.5000	5.1503
0.40	2.5000	5.1503
0.50	2.5000	5.1503
0.60	2.5000	5.1503
0.70	2.5000	5.1503
0.80	2.5000	5.1503
0.90	2.5000	5.1503
1.00	2.2500	4.6352
1.10	2.0455	4.2138
1.20	1.8750	3.8627
1.30	1.7308	3.5656
1.40	1.6071	3.3109

To	T'	n	p
0.15	0.20	1.00	2.0
0.30	0.35	1.33	1.5
0.75	0.85	1.80	1.0
1.20	1.35	1.80	1.0

1.50	1.5000	3.0902
1.60	1.4063	2.8970
1.70	1.3235	2.7266
1.80	1.2500	2.5751
1.90	1.1842	2.4396
2.00	1.1250	2.3176
2.10	1.0714	2.2073
2.20	1.0227	2.1069
2.30	0.9783	2.0153
2.40	0.9375	1.9313
2.50	0.9000	1.8541
2.60	0.8654	1.7828
2.70	0.8333	1.7168
2.80	0.8036	1.6554
2.90	0.7759	1.5984
3.00	0.7500	1.5451
3.10	0.7258	1.4952
3.20	0.7031	1.4485
3.30	0.6818	1.4046
3.40	0.6618	1.3633
3.50	0.6429	1.3244
3.60	0.6250	1.2876
3.70	0.6081	1.2528
3.80	0.5921	1.2198
3.90	0.5769	1.1885
4.00	0.5625	1.1588

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



TERRALAB S.A.C.

MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERÍA
RUC 20568403038

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

**“DISEÑO Y ANALISIS SISMICO DE RESERVORIO ELEVADO DE 250M3 PARA
EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE PAUCARA,
PROVINCIA DE ACOBAMBA, REGION DE HUANCAMELICA”**



1. DATOS GENERALES:

1.1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo del estudio es presentar los trabajos efectuados en la exploración del subsuelo, ensayos realizados "IN SITU", y en laboratorio, cálculos y análisis de la información, a fin de determinar con criterio técnico el comportamiento mecánico del terreno de fundación.

Este estudio permitirá determinar la capacidad portante admisible del suelo, ante la aplicación de cargas estáticas generadas por la superestructura de la obra proyectada.

1.2. NORMATIVIDAD

El Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación se ha efectuado en concordancia con la Norma Técnica E-050 "Suelos y Cimentaciones" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3. UBICACIÓN DEL AREA DEL ESTUDIO

El área de estudio se encuentra en la planta de tratamiento de agua Potable, ubicada en el Distrito de Paucara, Provincia de Acobamba, Región de Huancavelica.

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO:

2.1. GEOLOGIA

Aspectos geomorfológicos

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinámica interna y externa. Las unidades geomorfológicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Cordillera Occidental.


Ing. Civil MARINO PEÑA
ASESOR TÉCNICO - CIP 78900
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



Aspectos Litoestratigráficos

La secuencia Litoestratigráfica, está dada por la ocurrencia de afloramientos y depósitos no consolidados con edades que se inician en el Cretáceo Inferior, hasta la actualidad.

Morfogénesis y Procesos Geodinámicos

La configuración del relieve en la región está subordinada a procesos morfogenéticos que han ocurrido en el pasado geológico.

2.2. SISMICIDAD

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida útil de la edificación proyectada.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa. Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-

.....
Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 2.

FACTORES DE ZONA	VALOR
3	0.4
2	0.3
1	0.15

TIPO	DESCRIPCIÓN	Tp(S)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

.....
Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78938
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS

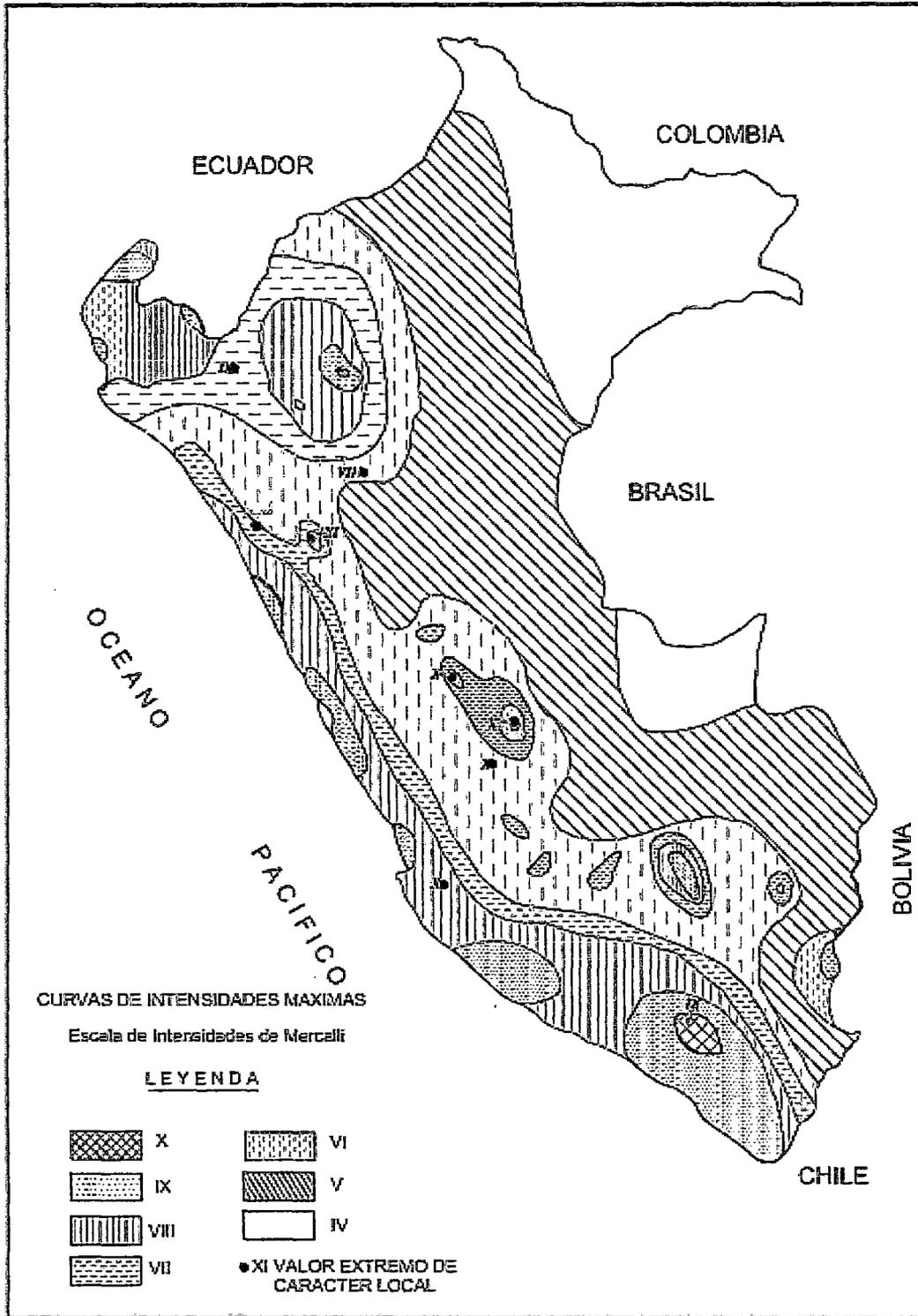


TERRALAB S.A.C.

MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA

RUC 20568403038

Ver Mapas adjuntos.



Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

(Signature)
Ing. Civil MARIÑO PEÑA DUEÑAS
 ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS

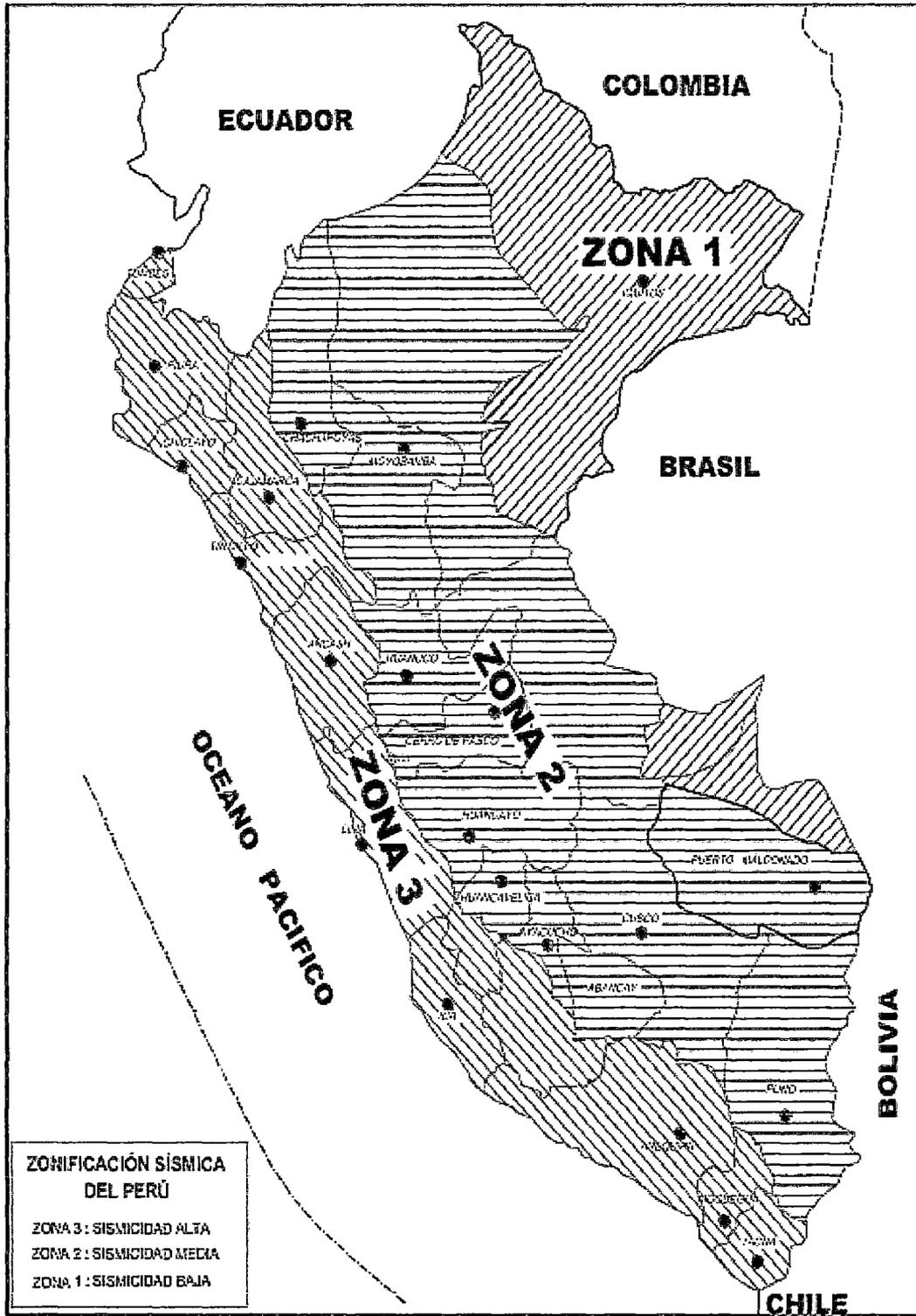
AV. MARISCAL CASTILLA 3950 TAMBO HUANCAYO.
 AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCVELICA
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
 RUC.20568403038,CLR 967716605 MVST 984912220, RPM #984912220



TERRALAB S.A.C.

MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA

RUC 20568403038



Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sísmo resistente. (2003).

(Handwritten Signature)

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
 ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



3. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO:

3.1. DE LOS SONDAJES

De los materiales representativos encontrados en las calicatas se obtuvieron muestras disturbadas, las que fueron descritas e identificadas mediante una tarjeta con la ubicación, número de muestra y profundidad, luego fueron colocadas en bolsas de polietileno para su traslado al laboratorio. Durante la ejecución de las investigaciones de campo se llevó un registro en el que se anotó el espesor de cada una de las capas del sub-suelo, sus características de gradación y el estado de compacidad de cada uno de los materiales.

3.2. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA:

3.2.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 02 excavaciones a cielo abierto o calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 3.00 m.

3.2.2. MUESTREO DISTURBADO

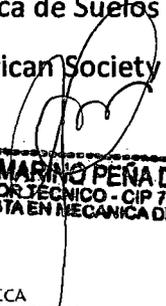
Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar, especiales.

3.2.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc. Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas. Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones

3.2.4. UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa TERRALAB SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:


Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



3.3. ENSAYOS DE LABORATORIOS MINIMOS:

Los ensayos mínimos para fines de identificación y clasificación de los suelos serán los siguientes:

a.- Materiales impermeables:

- Análisis granulometría por tamices NTP 339.127, ASTM-D-422
- Límites de consistencia (límites líquido, plástico): NTP 339.129, ASTM-D-4318
- Método para la Clasificación de suelos con propósitos de ingeniería NTP 339.133, SUCS ASTM-D1586
- Contenido de humedad NTP 339.127, ASTM-D-2216
- Proctor modificado ASTM-D-698-C
- Gravedad específica ASTM-C-127 Y 128

b.- Muestra de roca:

- Peso específico
- Absorción
- Porosidad
- Compresión simple

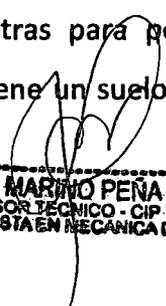
c.- Muestras para agregados:

- Análisis granulométrico por tamices
- Pesos específicos de los sólidos
- Clasificación SUCS

El diseñador puede mejorar o aumentar otras pruebas y ensayos de acuerdo a sus requerimientos, para una adecuada y segura estructura a diseñar.

3.4. PERFIL DE SUELO:

En las exploraciones a cielo abierto, se extrajeron muestras para poder realizar la caracterización física y mecánica. En general se tiene un suelo con


.....
Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



predominio de suelos limosos, con contenido orgánico, color del material café oscuro.

No presentan plasticidad, con respecto a la:

Clasificación SUCS, en la zona de estudio, se encontró suelo tipo SM, con arenas limosas, y finos no plásticos, también presenta material orgánico.

Clasificación AASHTO: A-5, Suelos Limosos.

CUADRO N°01

MUESTRAS	CLASIFICACION SUCS	CLASIFICACION AASHTO
C-1	SM (arenas limosas, mezcla de arenas y limos finos no plásticos).	A-5 (suelos limosos, valor como cemento pobre).
C-2	SM (suelos limosos, mezclas de arena y limos, finos nos plásticos).	A-5 (suelos limosos, valor como cemento pobre).

4. ANALISIS DE LA CIMENTACION:

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por arenas Limosas, mezclas de arena y limo no plásticos, se efectuó un ensayo de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

CUADRO N°02

MUESTRAS	C-01 (calicata N°01)	C-02 (calicata N°02)
Angulo de Fricción Interna, ϕ	23°	22°
Cohesión, C (kg/cm2)	0	0

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



5. CAPACIDAD PORTANTE:

5.1. CAPACIDAD DE CARGA:

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

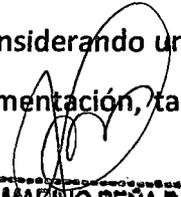
Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

5.2. DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma.

El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 3, como promedio. Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.


Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

q_{ult}	=	Capacidad última de carga
γ	=	Peso Volumetrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación
D_f	=	Profundidad de cimentación
N_c, N_q, N_γ	=	Factores de carga
S_c, S_q, S_γ	=	Factores de forma
W_q, W_γ	=	Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y de la geometría de la cimentación. Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa TERRALAB SAC:

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre 0.80 mts y 3.00 mts y los valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

ANALISIS PARA LA CIMENTACIÓN

Las principales características del suelo de fundación que es parte del presente proyecto será lo siguiente:

1. CALICATA Nº 1

Tiene una profundidad de 2.00 m de un suelo con predominio de suelos limosos, con contenido orgánico, color del material café oscuro, de la cual se obtuvieron los siguientes resultados:

Límite líquido	N.P.
Límite plástico	N.P. (No Plástico)
Índice de plasticidad	N.P.


.....
Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



Peso específico	1.80 g/cm ³
Humedad natural	2.8
Clasificación SUCS	SM = arenas limosas, mezcla de arena y limo, Finos nos plásticos.
Clasificación AASHTO	A-5 = Suelos limosos, valor como cimiento pobres.

De las características físicas del material se infiere los parámetros mecánicos:

Ángulo de fricción interna ϕ	23°
Cohesión C	0 kg/m ² .

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Altura de excavación Df	1.50 m
Cimentación cuadrada	Sc = 1.3 Sy = 0.8

FACTORES DE CARGA:

Nc	:	21.75
Nq	:	10.23
Ny	:	9.53

FACTORES DE GEOMETRÍA

TIPO DE CIMENTACIÓN	Sc	Sy
Cimentación cuadrada	1.3	0.8
Cimentación corrida	1.0	1.0
Cimentación rectangular	1.0 + 0.3B/L	1.0 + 0.2B/L

En el cálculo de la capacidad portante del terreno no se considera la presencia del nivel freático por lo cual el encargado de la ejecución del proyecto, de ser el caso, deberá de corregir estos cálculos.

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78930
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



En la expresión de Terzaghi se considera una cimentación tipo cuadrada, los resultados serán los siguientes:

$$Q_{ultimo} = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

Se considerara en consideración un factor de seguridad de 3.00

$$Q_{admisible} = 0.89 \text{ kg/cm}^2.$$

2. CALICATA Nº 2

Tiene una profundidad de 1.60 m de un suelo con predominio de suelos limosos, arenas arcillosas, con contenido orgánico, color del material color amarillo, de la cual se obtuvieron los siguientes resultados:

Límite líquido	N.P.
Límite plástico	N.P. (No Plástico)
Índice de plasticidad	N.P.
Peso específico	1.80
Humedad natural	2.8
Clasificación SUCS	SM=Arenas limosas,
Clasificación AASHTO	A-5, Suelos Limosos.

De las características físicas del material se infiere los parámetros mecánicos:

$$\text{Ángulo de fricción interna } \phi = 22^\circ$$

$$\text{Cohesión } C = 0. \text{ Kg/m}^2$$

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

$$\text{Altura de excavación } D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del suelo } \gamma = 1.80 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Cimentación cuadrada } S_c = 1.3$$

$$S_y = 0.8$$

FACTORES DE CARGA:

$$N_c : 20.27$$

$$N_q : 9.19$$


Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



Ny : 8.23

FACTORES DE GEOMETRÍA

TIPO DE CIMENTACIÓN	Sc	Sy
Cimentación cuadrada	1.3	0.8
Cimentación corrida	1.0	1.0
Cimentación rectangular	1.0 + 0.3B/L	1.0 + 0.2B/L

En el cálculo de la capacidad portante del terreno no se considera la presencia del nivel freático por lo cual el encargado de la ejecución del proyecto, de ser el caso, deberá de corregir estos cálculos.

En la expresión de Terzaghi se considera una cimentación tipo cuadrada, los resultados serán los siguientes:

$$Q_{ultimo} = 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se considerara en consideración un factor de seguridad de 3.00

$$Q_{admisible} = 0.88 \text{ kg/cm}^2.$$


Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TÉCNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS