

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO ELEVADO
TIPO INTZE DE 1300 M³ PARA LA URBANIZACIÓN VILLA
PRIMAVERA, SECTOR CALIENTA NEGROS, ILO, MOQUEGUA,
2025”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. ERICK FATBRIZIO ROSPIGLIOSI CUAYLA

Bach. ANNIE STHEFANY CHAHUA ESTRADA

TACNA – PERÚ

2025

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN RESERVORIO ELEVADO TIPO
INTZE DE 1300 M³ PARA LA URBANIZACIÓN VILLA
PRIMAVERA, SECTOR CALIENTA NEGROS, ILO, MOQUEGUA,
2025”**

Tesis sustentada y aprobada el 24 de diciembre de 2025; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE : Dr. PEDRO VALERIO MAQUERA CRUZ

SECRETARIO : Mtro. EDGAR HIPOLITO CHAPARRO QUISPE

**VOCAL : Mtro. ROLANDO GONZALO SALAZAR CALDERÓN
JUÁREZ**

ASESOR : Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotros, Erick Fatbrizio Rospigliosi Cuayla y Annie Sthefany Chahua Estrada, egresados, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificados con DNI 74285829 y 74288629 respectivamente así como Dina Marlene Cotrado Flores con DNI 00795268; declaramos en calidad de autor(es) y asesor que:

1. Somos los autores de la tesis titulada: *Diseño Estructural De Un Reservoirio Elevado Tipo Intze De 1300 M³ Para La Urbanización Villa Primavera, Sector Calienta Negros, Ilo, Moquegua, 2025*, la cual presentamos para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.
2. La tesis es completamente original y no ha sido objeto de plagio, total ni parcialmente, habiéndose respetado rigurosamente las normas de citación y referencias para todas las fuentes consultadas.
3. Los datos presentados en los resultados son auténticos y no han sido objeto de manipulación, duplicación ni copia.

En virtud de lo expuesto, asumimos frente a *La Universidad* toda responsabilidad que pudiera derivarse de la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos asociados a la obra.

En consecuencia, nos comprometemos ante a *La Universidad* y terceros a asumir cualquier perjuicio que pueda surgir como resultado del incumplimiento de lo aquí declarado, o que pudiera ser atribuido al contenido de la tesis, incluyendo cualquier obligación económica que debiera ser satisfecha a favor de terceros debido a acciones legales, reclamos o disputas resultantes del incumplimiento de esta declaración.

En caso de descubrirse fraude, piratería, plagio, falsificación o la existencia de una publicación previa de la obra, aceptamos todas las consecuencias y sanciones que puedan derivarse de nuestras acciones, acatando plenamente la normatividad vigente.

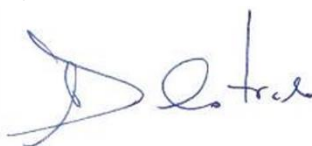
Tacna, 25 de diciembre de 2025



Erick Fatbrizio Rospigliosi Cuayla
DNI: 74285829



Annie Sthefany Chahua Estrada
DNI: 74288629



Dina Marlene Cotrado Flores
DNI: 00795268

DEDICATORIA

A Dios, por ser la luz que guía cada uno de mis pasos, por sostenerme en los momentos difíciles y regalarme la fortaleza necesaria para transformar cada desafío en una oportunidad. Por acompañarme en silencio, inspirar mi espíritu y recordarme que los sueños se alcanzan con fe, constancia y humildad.

A mi madre, Jessica Yaneth Cuayla Cuayla, por su amor inmenso, su paciencia inagotable y su ejemplo de valentía. Por enseñarme que el verdadero esfuerzo nace del corazón, y que ningún logro tiene sentido si no se comparte con quienes nos aman. Su dedicación diaria ha sido el impulso que me permitió convertirme en quien soy.

A mi padre, Erick Javier Rospigliosi Mendoza, por ser guía, fuerza y refugio. Por cada consejo, por cada sacrificio silencioso y por mostrarme con su vida que la disciplina y la integridad construyen caminos sólidos. Su presencia constante ha sido un pilar fundamental en mi formación personal y profesional.

A mi hermana, Geraldine Romina Rospigliosi Cuayla, a pesar de su corta edad, ha sido fuente de alegría pura y una motivación especial para esforzarme más, con la esperanza de ser un ejemplo positivo que la acompañe en sus propios sueños y metas.

Erick Fatbrizio Rospigliosi Cuayla

DEDICATORIA

A Dios, por darme la fortaleza, la paz y la guía necesaria en cada momento de este camino académico. Por acompañarme en cada decisión, brindarme claridad cuando más la necesitaba y permitirme llegar hasta esta meta que hoy se vuelve una realidad importante en mi vida.

A mi papá, Juan Humberto Chahua A., por enseñarme con su ejemplo que el trabajo, el esfuerzo y la disciplina son el camino para alcanzar cualquier objetivo. Gracias por incentivarme siempre a estudiar, confiar en mis capacidades y recordarme que soy capaz de lograr todo lo que me proponga.

A mi mamá, Hilda Soledad Estrada A., por su apoyo constante, su motivación diaria y por cada consejo de vida que me ha guiado con amor y sabiduría. Gracias por estar presente en cada etapa, por impulsarme a ser mejor persona y por enseñarme a enfrentar los retos con valentía, paciencia y fe. Su cariño y dedicación han sido pilares fundamentales para alcanzar este logro.

A mis hermanos, por acompañarme en este camino con su cariño, alegría y compañía incondicional. Gracias por las conversaciones, las risas y por brindarme fuerzas incluso en los momentos difíciles. Ustedes han sido una inspiración para seguir adelante y completar esta meta con orgullo y perseverancia. Cada uno de ustedes forma una parte invaluable de este logro.

Annie Sthefany Chahua Estrada

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestro más sincero y profundo agradecimiento a quienes hicieron posible la culminación de este trabajo de investigación, acompañándonos y brindándonos su apoyo en cada etapa de este proceso académico.

En primer lugar, manifestamos nuestro especial agradecimiento a nuestra asesora, Dina Marlene Cotrado Flores, por su orientación, compromiso y acompañamiento constante durante el desarrollo de este trabajo de investigación. Su guía nos permitió fortalecer nuestras habilidades, aclarar nuestras ideas y mantenernos firmes en cada etapa del proyecto.

A la Universidad Privada de Tacna, por brindarnos un entorno académico que nos permitió crecer, aprender y proyectarnos profesionalmente. Gracias por abrirnos las puertas del conocimiento, ofrecernos oportunidades valiosas y permitirnos descubrir nuestras capacidades.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes con su experiencia, compromiso y vocación formadora aportaron profundamente a nuestro desarrollo. Cada enseñanza, cada consejo y cada apoyo brindado contribuyeron a superar los desafíos de esta etapa, transformando las dificultades en oportunidades de aprendizaje

Erick Fatbrizio Rospigliosi Cuayla
Annie Sthefany Chahua Estrada

ÍNDICE GENERAL

PAGINA DE JURADOS	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	3
1,1. Descripción del problema	3
1,2. Formulación del problema	5
1,3. Justificación e Importancia	6
1,4. Objetivos	8
1,4,1. Objetivo General	8
1,4,2. Objetivos Específicos.....	8
1,5. Hipótesis	8
1,5,1. Hipótesis General	8
1,5,2. Hipótesis Específicas.....	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	10
2,1. Antecedentes de la investigación	10
2,2. Bases Teóricas.....	14
2,3. Definición de términos	62
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	65
6,1. Diseño de la investigación.....	65
6,2. Acciones y actividades	65
6,3. Materiales y/o instrumentos.....	66
6,4. Población y/o muestra de estudio.....	66
6,4,1. Población	66
6,4,2. Muestra	66
6,5. Operacionalización de variables.....	1
6,6. Procesamiento y análisis de datos	1

CAPÍTULO IV: RESULTADOS	2
4,1. Cálculo Hidráulico	2
4,2. Capacidad de Almacenamiento.....	3
4,3. Diseño Geométrico.....	7
4,4. Análisis Sísmico	9
4,5. Diseño estructural de elementos	37
4,6. Diseño de Cimentación	161
4,7. Resumen del diseño de elementos estructurales	183
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.....	189
CONCLUSIONES	192
RECOMENDACIONES.....	193
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	194

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Reservorios en la ciudad de Ilo.....	4
Tabla 2. Periodos de diseño de infraestructura de agua y saneamiento	21
Tabla 3. Volumen de regulación de un depósito de almacenamiento de agua potable	23
Tabla 4. Volumen de reserva de un depósito de almacenamiento de agua potable ...	24
Tabla 5. Masa impulsiva y convectiva para deposito equivalente circular.....	35
Tabla 6. Altura por tipo de masa.....	35
Tabla 7. Velocidad angular impulsivo y convectivo para deposito equivalente circular	36
Tabla 8. Periodo impulsivo y convectivo para deposito equivalente circular	37
Tabla 9. Factores de zona Z	38
Tabla 10. Factor de suelo S de acuerdo con la zonificación y perfil de suelo, por la NTP E.030 2018	39
Tabla 11. Periodos Tp y TL de acuerdo con el perfil del suelo, por la NTP E.030 2018	39
Tabla 12. Factor de reducción R, por la ACI350,3-20	40
Tabla 13. Porcentaje de carga viva o sobrecarga para la estimación de peso de la estructura por la NTP E.030 2018.....	41
Tabla 14. Límites para la distorsión de entrepiso.....	44
Tabla 15. Simbología y unidades para diseño de espesor para cortante.....	45
Tabla 16. Simbología y unidades para diseño de espesor para cortante en el plano de muro	46
Tabla 17. Simbología y unidades para diseño de espesor en elementos sometidos a tracción axial significativa	47
Tabla 18. Simbología y unidades para diseño por compresión pura a elementos con refuerzo transversal	48
Tabla 19. Simbología y unidades para diseño por tracción pura a elementos	49
Tabla 20. Simbología y unidades para diseño por pandeo a compresión en elementos membrana.....	51
Tabla 21. Simbología y unidades para diseño por pandeo a tracción en elementos membrana.....	52
Tabla 22. Simbología y unidades para diseño de acero por cortante en el plano de muros	53
Tabla 23. Simbología y unidades para diseño de acero por tensión y tracción pura...	53
Tabla 24. Simbología y unidades para diseño de acero por compresión pura	54
Tabla 25. Simbología y unidades para diseño de acero por pandeo a tensión	54

Tabla 26. Simbología y unidades para diseño de acero por flexión	56
Tabla 27. Simbología y unidades para verificación de espesor por cortante.....	59
Tabla 28. Simbología y unidades para diseño de acero por flexión para cimentación	61
Tabla 29. Operacionalización de variable independiente de investigación	1
Tabla 30. Operacionalización de Variable Dependiente	2
Tabla 31. Cuadro resumen de cantidad de viviendas por etapas del proyecto “Villa Primavera”	3
Tabla 32. Resultados de Predimensionamiento Geométrico	7
Tabla 33. Propiedades mecánicas y físicas de los materiales estructurales	9
Tabla 34. Resumen de metrado de cargas	13
Tabla 35. Peso total del reservorio elevado	15
Tabla 36. Corrección de masa contribuyente del contenedor	16
Tabla 37. Corrección de masa contribuyente del fuste	17
Tabla 38. Corrección de masa contribuyente del fuste.	17
Tabla 39. Dimensiones de elementos estructurales.....	18
Tabla 40. Resumen de parámetros sísmicos.....	25
Tabla 41. Datos para distribución de fuerzas	28
Tabla 42. Distribución de Fuerzas Estáticas en la Altura	29
Tabla 43. Desplazamientos del análisis estático.....	29
Tabla 44. Cortante Basal - Sin factor de corrección de peso	30
Tabla 45. Verificación de derivas - Análisis Estático	30
Tabla 46. Cortante Basal Estático y Dinámico	35
Tabla 47. Verificación de derivas - Análisis dinámico	36
Tabla 48. Parámetros para verificación de espesor por pandeo a compresión de cúpula superior.....	37
Tabla 49. Fuerza F22 de la cúpula superior.....	39
Tabla 50. Parámetros para verificación de espesor por pandeo a tracción de cúpula superior.....	39
Tabla 51. Fuerza F11 de la cúpula superior.....	40
Tabla 52. Parámetros de diseño de acero por pandeo a compresión de cúpula superior	41
Tabla 53. Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula superior	42
Tabla 54. Parámetros de diseño de acero por pandeo a tracción de cúpula superior.	42
Tabla 55. Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a tracción en cúpula superior	43

Tabla 56. Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo superior	46
Tabla 57. Fuerza F11 del área 301 de la viga anillo superior.....	47
Tabla 58. Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo superior	48
Tabla 59. Parámetros para el diseño de acero transversal	49
Tabla 60. Fuerza F12 del área 316 de la viga anillo superior.....	50
Tabla 61. Fuerza cortante V23 del área 5761 del muro cilíndrico	54
Tabla 62. Parámetros de verificación de espesor por cortante en el plano del muro ..	54
Tabla 63. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna en el primer tramo	56
Tabla 64. Momento M22 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica en la cara interna.....	57
Tabla 65. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de primer tramo de pared cilíndrica en la cara interna	58
Tabla 66. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa en el primer tramo	59
Tabla 67. Momento M22 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica en la cara externa.....	60
Tabla 68. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de cara externa de pared cilíndrica	61
Tabla 69. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el primer tramo de pared cilíndrica	63
Tabla 70. Fuerza F11 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica	64
Tabla 71. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el primer tramo de pared cilíndrica	64
Tabla 72. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el segundo tramo de pared cilíndrica	66
Tabla 73. Fuerza F11 del área 6122 del segundo tramo de la pared cilíndrica.....	67
Tabla 74. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el segundo tramo de pared cilíndrica	67
Tabla 75. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el tercer tramo de pared cilíndrica	69
Tabla 76. Fuerza F11 del área 6121 del tercer tramo de la pared cilíndrica	70
Tabla 77. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el tercer tramo de pared cilíndrica	70

Tabla 78. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el cuarto tramo de pared cilíndrica	72
Tabla 79. Fuerza F11 del área 5943 del cuarto tramo de la pared cilíndrica.....	73
Tabla 80. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el cuarto tramo de pared cilíndrica	73
Tabla 81. Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante del fondo tronco cónico	76
Tabla 82. Fuerza cortante V23 del área 10640 del fondo tronco cónico	77
Tabla 83. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa del fondo tronco cónico	78
Tabla 84. Momento M22 del área 10621 del fondo tronco cónico en la cara externa .	79
Tabla 85. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa.....	79
Tabla 86. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fondo tronco cónico	81
Tabla 87. Momento M22 del área 10640 del fondo tronco cónico en la cara interna ..	82
Tabla 88. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa.....	82
Tabla 89. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el fondo tronco cónico	84
Tabla 90. Fuerza F11 del área 10625 del fondo tronco cónico	85
Tabla 91. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el tercer tramo de pared cilíndrica	86
Tabla 92. Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo inferior	88
Tabla 93. Fuerza F11 del área 181 de la viga anillo inferior.....	89
Tabla 94. Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo inferior	91
Tabla 95. Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo inferior....	92
Tabla 96. Fuerza F12 del área 195 de la viga anillo inferior.....	93
Tabla 97. Parámetros para verificación de espesor por pandeo a compresión de cúpula inferior.....	97
Tabla 98. Fuerza F22 de la cúpula inferior.....	98
Tabla 99. Parámetros para verificación de espesor por pandeo a tracción de cúpula inferior.....	99
Tabla 100. Fuerza F11 de la cúpula inferior.....	100
Tabla 101. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fondo tronco cónico	101

Tabla 102. Momento M22 del área 541 para la cara externa (superior) de la cúpula inferior.....	102
Tabla 103. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa.....	103
Tabla 104. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de la cúpula inferior.....	104
Tabla 105. Momento M22 del área 2281 para la cara inferior (interior) de la cúpula inferior.....	105
Tabla 106. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa.....	106
Tabla 107. Parámetros de diseño de acero por pandeo a compresión de cúpula inferior	107
Tabla 108. Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula inferior	108
Tabla 109. Parámetros de diseño de acero por pandeo a tracción de cúpula inferior.....	109
Tabla 110. Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula inferior	109
Tabla 111. Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo fondo	112
Tabla 112. Fuerza F11 del área 61 de la viga anillo fondo.....	113
Tabla 113. Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo fondo.....	114
Tabla 114. Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo fondo..	115
Tabla 115. Fuerza F12 del área 75 de la viga anillo fondo.....	117
Tabla 116. Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo chimenea	120
Tabla 117. Fuerza F11 del área 481 de la viga anillo chimenea	121
Tabla 118. Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo chimenea	122
Tabla 119. Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo chimenea	124
Tabla 120. Fuerza F12 del área 497 de la viga anillo chimenea	125
Tabla 121. Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante de la chimenea	127
Tabla 122. Fuerza cortante V23 del área 6841 del fondo tronco cónico	128
Tabla 123. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de la chimenea	129

Tabla 124. Momento M22 del área 8821 de la chimenea en la cara interna.....	130
Tabla 125. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la chimenea en la cara interna.....	131
Tabla 126. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa de la chimenea	132
Tabla 127. Momento M22 del área 8821 de la chimenea en la cara externa.....	133
Tabla 128. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa.....	134
Tabla 129. Parámetros de diseño de acero por tracción angular en la chimenea.....	135
Tabla 130. Fuerza F11 del área 6841 de la chimenea.....	136
Tabla 131. Parámetros para diseño de acero a tracción angular para la chimenea..	137
Tabla 132. Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo linterna	139
Tabla 133. Fuerza F11 del área 3255 de la viga anillo linterna.....	140
Tabla 134. Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo linterna	142
Tabla 135. Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo linterna	143
Tabla 136. Fuerza F12 del área 3255 de la viga anillo linterna.....	144
Tabla 137. Fuerza cortante V23 del área 4921 del fuste	147
Tabla 138. Parámetros de verificación de espesor por cortante en el plano del fuste	147
Tabla 139. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fuste.....	149
Tabla 140. Momento M22 del área 4921 del fuste en la cara interna.....	150
Tabla 141. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara interna del fuste	151
Tabla 142. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa del fuste.....	152
Tabla 143. Momento M22 del área 4924 de la cara externa del fuste.....	153
Tabla 144. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara externa del fuste	154
Tabla 145. Fuerza F22 del área 4921 del fuste.....	156
Tabla 146. Parámetros de diseño de acero por tracción anular en el fuste	157
Tabla 147. Fuerza F11 del área 4925 del fuste.....	159
Tabla 148. Parámetros para diseño de acero a tracción angular horizontal para el fuste	159
Tabla 149. Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante de la platea de cimentación.....	168
Tabla 150. Fuerza cortante V23 del área 12724 de la platea de cimentación.....	169

Tabla 151. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara inferior de la platea de cimentación.....	170
Tabla 152. Momento M11 del área 12861 de la platea de cimentación en la cara inferior	171
Tabla 153. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara inferior de la platea de cimentación	172
Tabla 154. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara superior de la platea de cimentación.....	173
Tabla 155. Momento M11 del área 13058 de la platea de cimentación en la cara superior	174
Tabla 156. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara superior	175
Tabla 157. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de platea de cimentación.....	176
Tabla 158. Momento M22 del área 12861 de la platea de cimentación en la cara inferior	178
Tabla 159. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara inferior	178
Tabla 160. Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa de la platea de cimentación.....	180
Tabla 161. Momento M22 del área 12586 de la platea de cimentación en la cara externa	181
Tabla 162. Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara externa	181
Tabla 163. Resumen de diseño de elementos estructurales.....	184
Tabla 164. Derivas de Análisis Estático y Dinámico	190
Tabla 165. Esfuerzos predominantes en elementos estructurales	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Abastecimiento de Agua Potable en Ilo	5
Figura 2. Clasificación de reservorios	14
Figura 3. Reservorio Semienterrado	15
Figura 4. Reservorio apoyado.....	16
Figura 5. Reservorio elevado tipo Intze.....	17
Figura 6. Reservorio elevado tipo cónico	17
Figura 7. Reservorio elevado tipo esférico	18
Figura 8. Partes de un reservorio elevado de geometría tipo Intze	19
Figura 9. Reservorio elevado Intze con equilibrio de fuerzas.....	30
Figura 10. Dimensiones de la cuba del reservorio elevado	31
Figura 11. Depósito de almacenamiento equivalente para un tipo Intze	33
Figura 12. Reservorio elevado según modelo simplificado de Housner	34
Figura 13. Mapa de zonificación sísmica del territorio peruano, por la NTP E.030 2018	38
Figura 14. Modelo de reservorio elevado con varios grados de libertad	43
Figura 15. Cotas de ingreso y salida de agua al reservorio	2
Figura 16. Dimensiones finales de la cuba del reservorio elevado.....	8
Figura 17. Modelado estructural en el SAP2000 del reservorio elevado tipo Intze	8
Figura 18. Resultados de reacciones nodales de la cúpula superior obtenidas mediante SAP2000	10
Figura 19. Resultados de reacciones nodales de la pared cilíndrica obtenidas mediante SAP2000	11
Figura 20. Resultados de reacciones en la base de la cúpula inferior y el anillo de fondo del reservorio obtenidas mediante SAP2000	11
Figura 21. Resultados de reacciones de la chimenea y su viga de apoyo del reservorio obtenidas mediante SAP2000.....	12
Figura 22. Resultados de reacciones en la base del fuste del reservorio obtenidas mediante SAP2000	13
Figura 23. Modelo Geométrico de Casquete Esférico.....	14
Figura 24. Radio de la cúpula superior	27
Figura 25. Radio de la cúpula superior	28
Figura 26. Espectro de respuesta para reservorio elevado.....	31
Figura 27. Cotas del Nivel del Agua.....	33
Figura 28. Fuerza F22 de la cúpula superior	38

Figura 29. Fuerza F11 de la cúpula superior	40
Figura 30. Fuerza F11 de la viga anillo superior	46
Figura 31. Fuerza F12 en la viga anillo superior	50
Figura 32. Fuerza cortante V23 para la pared cilíndrica	53
Figura 33. Momento M22 en la cara interna para el primer tramo de la pared cilíndrica	57
Figura 34. Momento M22 para el primer tramo de la cara externa de la pared cilíndrica	60
Figura 35. Fuerza F11 del primer tramo de la pared cilíndrica.....	63
Figura 36. Fuerza F11 del segundo tramo de la pared cilíndrica	66
Figura 37. Fuerza F11 del tercer tramo de la pared cilíndrica.....	69
Figura 38. Fuerza F11 del cuarto tramo de la pared cilíndrica	72
Figura 39. Fuerza cortante V23 para el fondo tronco cónico.....	76
Figura 40. Momento M22 para la cara externa del fondo tronco cónico.....	78
Figura 41. Momento M22 para la cara interna del fondo tronco cónico.....	81
Figura 42. Fuerza F11 del fondo tronco cónico.....	85
Figura 43. Fuerza F11 de la viga anillo inferior	89
Figura 44. Fuerza F12 en la viga anillo inferior	93
Figura 45. Fuerza F22 de la cúpula inferior	98
Figura 46. Fuerza F11 de la cúpula inferior	100
Figura 47. Momento M22 para la cara externa (superior) de la cúpula inferior	102
Figura 48. Momento M22 para la cara interna (inferior) de la cúpula inferior	105
Figura 49. Fuerza F11 de la viga anillo fondo	112
Figura 50. Fuerza F12 en la viga anillo fondo	116
Figura 51. Fuerza F11 de la viga anillo chimenea.....	120
Figura 52. Fuerza F12 en la viga anillo chimenea.....	124
Figura 53. Fuerza cortante V23 para la chimenea	128
Figura 54. Momento M22 para la cara interna de la chimenea	130
Figura 55. Momento M22 para la cara externa de la chimenea	133
Figura 56. Fuerza F11 de la chimenea	136
Figura 57. Fuerza F11 de la viga anillo linterna	140
Figura 58. Fuerza F12 en la viga anillo linterna	144
Figura 59. Fuerza cortante V23 para el fuste.....	146
Figura 60. Momento M22 en la cara interna del fuste	150
Figura 61. Momento M22 en la cara externa del fuste	153
Figura 62. Fuerza F22 del fuste	156
Figura 63. Fuerza F11 del fuste	158

Figura 64. Presión máxima en el suelo por carga de servicio 1	164
Figura 65. Presión máxima en el suelo por carga de servicio 2	165
Figura 66. Fuerzas horizontales y fuerza resistente.....	166
Figura 67. Fuerzas horizontales y fuerza resistente.....	168
Figura 68. Fuerza cortante V23 para la platea de cimentación	169
Figura 69. Momento M11 para la cara inferior de la platea de cimentación	171
Figura 70. Momento M11 para la cara superior de la platea de cimentación	174
Figura 71. Momento M22 para la cara interna de la platea de cimentación	177
Figura 72. Momento M22 para la cara externa de la platea de cimentación	180

RESUMEN

La presente investigación desarrolla el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze con capacidad de 1300 m³, destinado a abastecer a la urbanización Villa Primavera, ubicada en el sector Alto Calienta Negros, Ilo, Moquegua. La zona presenta un déficit actual de infraestructura hidráulica, por lo que se requiere una solución que garantice continuidad, presión adecuada y seguridad estructural frente a eventos sísmicos. El estudio considera criterios hidráulicos para determinar la capacidad de almacenamiento, niveles de operación y volumen útil; así como parámetros de diseño estructural basados en la Norma Técnica Peruana E.030, la normativa E.060 y los lineamientos internacionales del ACI 350.3 - 20. Se realizó el predimensionamiento geométrico de cada elemento del reservorio tipo Intze, seguido de un análisis estático y dinámico mediante el software SAP2000, incorporando la interacción impulsiva y convectiva del fluido según el modelo simplificado de Housner. Los resultados permitieron evaluar desplazamientos, derivas, periodos naturales y fuerzas internas de todos los componentes estructurales. Con esta información, se diseñaron las cúpulas, muros, anillos, tronco cónico, fuste y cimentación, verificando su resistencia, estabilidad y desempeño sísmico. La investigación concluye que el reservorio elevado diseñado cumple con los requisitos hidráulicos y estructurales exigidos, garantizando funcionalidad, seguridad y una solución sostenible para el abastecimiento de agua potable del futuro conjunto habitacional.

Palabras clave: reservorio elevado; tipo Intze; análisis sísmico; SAP2000; diseño estructural.

ABSTRACT

This research presents the structural analysis and design of a 1300 m³ elevated Intze-type reservoir intended to supply drinking water to the Villa Primavera housing development, located in Alto Caliente Negros, Ilo, Moquegua. The study responds to the current lack of hydraulic infrastructure in the area, aiming to provide continuous service, adequate pressure, and structural safety under seismic events. Hydraulic criteria were applied to define the storage capacity, operational levels, and useful volume, while the structural design was conducted following the Peruvian Technical Standards E.030 and E.060, as well as the international guidelines of ACI 350.3. A preliminary geometric design of the structural elements was carried out, followed by static and dynamic analyses using SAP2000. The impulsive and convective components of the fluid were incorporated according to Housner's simplified model. The results included natural periods, internal forces, drifts, and displacements for each component of the reservoir. Based on these analyses, the structural elements — including the domes, cylindrical wall, rings, conical bottom, shaft, and foundation — were designed and verified to meet strength, stability, and seismic performance requirements. The study concludes that the proposed elevated reservoir fulfills both hydraulic and structural criteria, ensuring an efficient, safe, and sustainable solution for the potable water supply needs of the upcoming housing development.

Keywords: elevated reservoir; Intze type; seismic analysis; SAP2000; structural design.

INTRODUCCIÓN

El acceso al agua potable constituye un elemento fundamental para el bienestar social y el desarrollo de las poblaciones. En la actualidad, diversas ciudades del país continúan enfrentando limitaciones en la provisión continua y segura de este recurso, situación que se agudiza en sectores de expansión urbana. La urbanización Villa Primavera, ubicada en el sector Alto Calienta Negros de la ciudad de Ilo, carece de infraestructura de almacenamiento que permita garantizar una adecuada presión y continuidad del suministro, especialmente ante incrementos en la demanda futura. Esta problemática evidencia la necesidad de implementar soluciones hidráulicas confiables, entre las cuales los reservorios elevados desempeñan un rol esencial.

El diseño de un reservorio elevado requiere integrar criterios hidráulicos y estructurales que aseguren su funcionamiento eficiente, estabilidad y seguridad frente a cargas estáticas y dinámicas, especialmente en zonas de alta sismicidad como la región Moquegua. En este contexto, la geometría tipo Intze representa una alternativa técnica óptima para reservorios de gran capacidad, debido a su comportamiento estructural y su capacidad para equilibrar eficientemente las solicitaciones internas. Adicionalmente, el uso de herramientas de modelación computacional como SAP2000 permite evaluar de manera precisa el desempeño del reservorio frente a distintas condiciones de carga.

La presente tesis desarrolla el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ destinado al abastecimiento de la urbanización Villa Primavera. Para ello, se realiza el predimensionamiento de sus elementos estructurales, el análisis sísmico basado en normativas vigentes y la verificación del diseño de cada componente, con el propósito de garantizar su funcionalidad, durabilidad y seguridad a lo largo de su vida útil.

En relación con la estructura del documento, la tesis se organiza en cinco capítulos, cada uno orientado al desarrollo progresivo del estudio. El Capítulo I presenta el planteamiento general de la investigación, abordando la descripción del problema, su formulación, los objetivos del estudio, la justificación técnica.

En el Capítulo II se recopilan los componentes teóricos que sustentan la investigación: los antecedentes relevantes, el marco teórico relacionado con reservorios elevados y

análisis sísmico de estructuras con contenido líquido y las definiciones técnicas necesarias para la comprensión del estudio.

El Capítulo III desarrolla la metodología, especificando el tipo y diseño de investigación, las técnicas y procedimientos aplicados.

El Capítulo IV presenta los resultados, incluyendo el predimensionamiento del reservorio, la evaluación hidráulica basada en datos de la EPS Ilo, el análisis estructural estático y dinámico, y el diseño final de los elementos que componen la estructura. El Capítulo V corresponde a la discusión, en la que se interpretan los resultados obtenidos y se contrastan con estudios previos, en función con los objetivos u hipótesis anteriormente planteados.

Finalmente, el documento presenta las conclusiones, donde se sintetizan los principales hallazgos y se da respuesta directa a los objetivos planteados, evidenciando la importancia técnica del estudio. Asimismo, se incluyen las recomendaciones, orientadas a instituciones y profesionales, con sugerencias para la aplicación práctica del proyecto y para futuras investigaciones relacionadas.

Este estudio busca aportar al desarrollo de infraestructura hidráulica segura y eficiente, ofreciendo una propuesta técnica que contribuya a mejorar la continuidad del servicio de agua potable y el bienestar de la población.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del problema

A nivel mundial, el crecimiento poblacional y la expansión urbana han incrementado significativamente la demanda de infraestructura hidráulica eficiente y segura. Según la OMS y UNICEF (2023), en el año 2022, más de 2,200 millones de habitantes carecían de acceso a servicios de agua potable gestionados de forma segura, siendo alarmante que 115 millones recurrieran directamente a fuentes superficiales como ríos o lagos. Esta realidad evidencia la urgencia de invertir en sistemas de almacenamiento que garanticen un suministro hídrico continuo. En este contexto, los reservorios, se han consolidado como soluciones clave frente al desabastecimiento, al permitir una distribución eficiente incluso ante fallas en el sistema. No obstante, el aumento de la actividad sísmica global demanda un enfoque más riguroso en su diseño, incorporando análisis dinámicos que aseguren su desempeño estructural frente a eventos extremos. Aren Nazari advierte que los métodos tradicionales subestiman la demanda sísmica real, recomendando el uso de análisis no lineales y la integración de la interacción fluido-estructura. (Nazari, 2009)

En el Perú, persisten marcadas brechas en el acceso al agua potable, especialmente en zonas rurales y sectores urbanos periféricos. Según cifras oficiales, cerca de 3,5 millones de peruanos aún no cuentan con servicio de agua potable, siendo las regiones de Lima, Loreto, Piura y Puno las más afectadas. Esta situación evidencia la necesidad de ampliar y reforzar la infraestructura hidráulica nacional con soluciones seguras y técnicamente optimizadas. Sin embargo, muchos reservorios elevados se diseñan todavía sin integrar herramientas avanzadas de análisis estructural, como el software SAP2000, lo que compromete su eficiencia y seguridad ante eventos sísmicos. Varas Julca demostró que el uso de dicho software, en conjunto con normativas como el ACI 350.3 – 20 y la Norma Técnica E.030 del RNE, permite obtener diseños más seguros y eficientes. (Varas Julca, 2017)

La ciudad de Ilo, ubicada en la región Moquegua, cuenta actualmente con un sistema de abastecimiento de agua potable conformado por ocho reservorios distribuidos en distintos sectores. Estos reservorios, gestionados por la Empresa Prestadora de Servicios de Saneamiento Ilo S.A. (EPS Ilo S.A.), abastecen a las zonas urbanas existentes, según el informe de Infraestructura de la EPS Ilo S.A. en Agua

Potable (EPS ILO, 2023). Siete de estos reservorios son de tipo apoyado y uno es elevado como se detalla en la Tabla 1.

Tabla 1

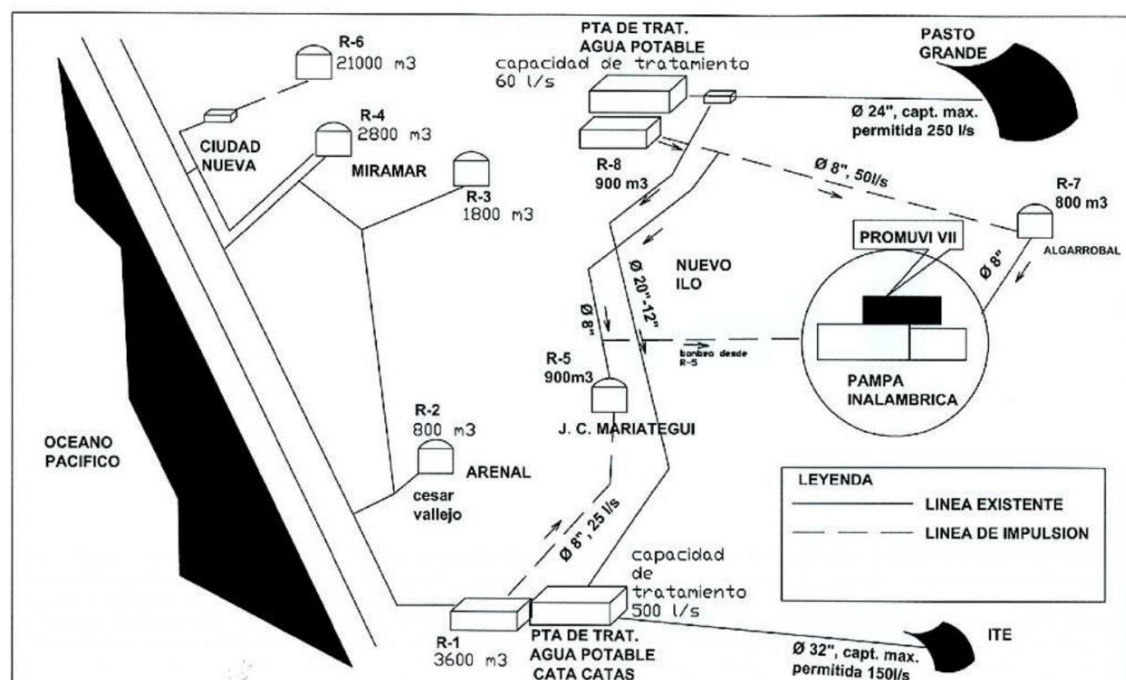
Reservorios en la ciudad de Ilo.

Reservorio	Ubicación	Tipo	Material	Volumen (m3)	Estado
R-1	Planta de Tratamiento Cata Catas	Apoyado	Concreto armado	3600	Operativo
R-2	Alto Ilo	Apoyado	Concreto armado	800	Estado regular
R-3	P.J. Miramar	Apoyado	Concreto armado	1800	Operativo
R-4	P.J. Miramar Parte Prima	Apoyado	Concreto armado	2800	Operativo
R-5	Pampa Inalámbrica	Elevado	Concreto armado	900	Estado regular
R-6	Alto Pacocha	Apoyado	Fierro	21000	Operativo
R-7	El Algarrobal	Apoyado	Concreto armado	800	Inoperativo
R-8	Planta de Tratamiento P. Inalámbrica	Apoyado	Concreto armado	900	Operativo

Nota. Elaboración propia adaptado del *Informe de Infraestructura de la EPS Ilo S.A.* por EPS Ilo S.A., 2023.

En el sector Alto Calienta Negros, se viene ejecutando el proyecto de vivienda Villa Primavera, impulsado bajo el programa Techo Propio del Ministerio de Vivienda. Este conjunto habitacional, propone una habilitación de 7218 lotes para vivienda multifamiliar y unifamiliar con ambientes mínimos según lo normado por el Reglamento de Techo Propio. No obstante, actualmente la zona no cuenta con un reservorio cercano ni con infraestructura hidráulica que garantice un suministro adecuado de agua potable una vez que las viviendas sean habitadas.

El reservorio más próximo es el R-1, ubicado en la Planta de Tratamiento de Cata Catas, con una capacidad de 3600 m³. Sin embargo, este fue diseñado exclusivamente para abastecer áreas urbanas ya consolidadas como se observa en la Figura 01, sin contemplar futuras expansiones como la de Villa Primavera.

Figura 1*Abastecimiento de Agua Potable en Ilo*

Nota. El esquema muestra el sistema de abastecimiento de agua potable de la provincia Ilo. Adaptado del *Informe de Infraestructura de la EPS Ilo S.A.*, por EPS Ilo S.A., 2023.

En ese contexto, la presente tesis tiene como objetivo general determinar el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³, contemplando establecer sus dimensiones preliminares según criterios hidráulicos y estructurales, evaluar su comportamiento frente a cargas estáticas y sísmicas mediante el software SAP2000, y diseñar cada uno de sus elementos estructurales conforme a la normativa técnica vigente en el Perú, asegurando así su funcionalidad, estabilidad y seguridad estructural para el abastecimiento y beneficio del futuro conjunto habitacional Villa Primavera, en el sector Alto Caliente Negros, Ilo, Moquegua, en el año 2025.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es el análisis y diseño estructural del reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ para el beneficio de la urbanización Villa Primavera, sector Alto Caliente Negros, Ilo, Moquegua, 2025?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es el predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, estableciendo las dimensiones iniciales de los elementos estructurales

principales en función de su capacidad de 1300 m³ y las cargas previstas, para garantizar una configuración adecuada al diseño estructural?

- b. ¿Cuál es el análisis estructural estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze utilizando la herramienta computacional SAP2000, con el fin de evaluar el comportamiento sísmico del reservorio bajo diferentes escenarios de carga y garantizar su desempeño frente a las condiciones sísmicas de la región?
- c. ¿Cuál es el diseño de los elementos estructurales del reservorio, incluyendo la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, asegurando su resistencia y estabilidad; verificando el cumplimiento de las normativas nacionales e internacionales aplicables?

1.3. Justificación e Importancia

1.3.1. Justificación Social

El acceso al agua potable es un derecho fundamental y un componente esencial para el desarrollo humano y el bienestar de la sociedad. En ese sentido, la presente investigación tiene una justificación social significativa, ya que busca beneficiarios directamente a los pobladores de la urbanización Villa Primavera, sector Alto Calienta Negros, en el distrito de Ilo, región Moquegua, quienes actualmente enfrentan limitaciones en el acceso continuo y seguro al recurso hídrico.

1.3.2. Justificación Económica

Desde el enfoque económico, la elección de un reservorio elevado tipo Intze se sustenta en su capacidad de integrar de manera adecuada los costos de construcción, operación y mantenimiento del sistema de almacenamiento de agua potable. En el presente caso, el reservorio elevado requiere un sistema de bombeo para el llenado desde el PTAP cercano; sin embargo, esta condición no invalida su conveniencia económica, ya que el bombeo se limita únicamente a la etapa de carga del reservorio. A diferencia de un reservorio apoyado, el cual demanda bombeo permanente para garantizar presiones adecuadas en la red, el reservorio elevado permite que la distribución del agua se realice mayoritariamente por gravedad, reduciendo la frecuencia de operación de equipos electromecánicos durante el servicio.

La comparación con la alternativa de reservorio apoyado evidencia que, aunque este último puede presentar menores costos iniciales de construcción, genera mayores gastos operativos a lo largo de su vida útil. En contraste, el reservorio elevado tipo Intze concentra el consumo energético en el proceso de llenado y disminuye los costos

asociados al funcionamiento continuo del sistema. Esta diferencia operativa resulta relevante, ya que la reducción de costos recurrentes, junto con un diseño estructural optimizado que evita sobredimensionamientos, contribuye a un menor costo global del sistema en el largo plazo, asegurando además condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y sostenibilidad para el abastecimiento de agua potable.

1.3.3. Justificación Ambiental

La gestión eficiente del recurso hídrico está directamente relacionada con la protección del medio ambiente. El diseño de un reservorio elevado tipo Intze contribuirá a optimizar el almacenamiento y la distribución del agua, reduciendo el desperdicio y mejorando la eficiencia del sistema, lo cual tiene un impacto positivo en la conservación de las fuentes de agua.

Asimismo, al tratarse de una estructura elevada, permite prescindir del uso constante de energía eléctrica para la distribución del recurso, disminuyendo así la huella de carbono asociada al bombeo mecánico. Esto es especialmente relevante en contextos donde el suministro eléctrico puede ser inestable y costoso.

1.3.4. Justificación Científica

Desde el punto de vista científico, la presente investigación aporta al cuerpo de conocimiento técnico en el campo del diseño estructural de reservorios elevados en zonas de alta sismicidad. El uso del modelo tipo Intze, poco abordado en estudios locales, será analizado y diseñado conforme a normativas nacionales e internacionales vigentes, lo cual permitirá validar su aplicabilidad y seguridad estructural en el contexto del sur del Perú.

El empleo de herramientas avanzadas de simulación estructural como SAP2000 para el análisis estático y dinámico del comportamiento del reservorio representa una contribución metodológica importante, al permitir estudiar en detalle su desempeño frente a cargas sísmicas, algo fundamental en una región como Moquegua, altamente expuesta a movimientos sísmicos.

Este trabajo puede servir como referencia para futuras investigaciones o proyectos de infraestructura hidráulica en condiciones similares, fomentando la replicabilidad del diseño y promoviendo la toma de decisiones basada en evidencia técnica. Asimismo, fortalece la formación profesional del investigador y aporta al desarrollo académico de la ingeniería civil en el país.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Determinar el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ para el beneficio de la urbanización Villa Primavera, sector Alto Calienta Negros, Ilo, Moquegua, 2025.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a. Realizar el predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, estableciendo las dimensiones iniciales de los elementos estructurales principales en función de su capacidad de 1300 m³ y las cargas previstas, para garantizar una configuración preliminar adecuada al diseño estructural
- b. Realizar el análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze utilizando la herramienta computacional SAP2000, con el fin de evaluar el comportamiento sísmico del reservorio bajo diferentes escenarios de carga y garantizar su desempeño frente a las condiciones sísmicas de la región
- c. Diseñar los elementos estructurales del reservorio, incluyendo la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, asegurando su resistencia y estabilidad, verificando el cumplimiento de las normativas nacionales e internacionales aplicables

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General

El reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ diseñado mediante análisis dinámico con SAP2000 cumplirá con los límites de deriva (0,007) y resistencia establecidos por E.030 y ACI 350.3 - 20, garantizando su seguridad estructural ante sismos severos en Ilo (Zona 4), Moquegua, 2025.

1.5.2. Hipótesis Específicas

- a. El predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, realizado en función de su capacidad de almacenamiento y las cargas previstas, permitirá obtener dimensiones preliminares que aseguren una configuración estructural adecuada, garantizando el adecuado diseño estructural

- b. El análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze, realizado en la herramienta computacional SAP2000, permitirá evaluar de manera precisa el comportamiento sísmico de la estructura bajo diferentes escenarios de carga, resultando el desempeño adecuado frente a condiciones sísmicas de acuerdo con la región.
- c. El diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze, que incluye la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, será adecuado para garantizar la resistencia y estabilidad de la estructura, siempre y cuando se sigan rigurosamente las normativas nacionales e internacionales aplicables, lo que permitirá una adecuada seguridad estructural frente a las cargas y condiciones sísmicas previstas.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Se logró identificar los siguientes antecedentes, con una revisión crítica de los diversos estudios que presentan temas relacionados aportando contenido para el desarrollo del presente estudio.

2.1.1. Antecedentes internacionales

Nazari Aren. (2009), en su tesis titulada “*Seismic response of reinforced concrete elevated water towers*”. Ryerson University, Canadá, analiza el comportamiento sísmico de tanques elevados de agua con fustes de concreto armado, estructuras críticas para el almacenamiento de agua en áreas urbanas. Mediante análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (en el dominio del tiempo), el estudio evalúa la respuesta estructural bajo sismos de diferentes intensidades. Se incorpora la interacción fluido-estructura en los modelos numéricos, considerando las fuerzas hidrodinámicas generadas por el movimiento del agua en el tanque, lo que permite una simulación más precisa de las demandas estructurales. Los modelos se calibran con base en normativas sísmicas y parámetros de diseño específicos.

Los resultados revelan que los fustes rígidos concentran esfuerzos significativos en la zona de conexión con el tanque, lo que puede provocar fisuración o fallas estructurales en sismos severos. Además, el estudio demuestra que los factores de modificación de respuesta (R) usados en códigos sísmicos convencionales no reflejan adecuadamente la demanda real, subestimando las fuerzas actuantes. Nazari propone desarrollar factores de respuesta específicos para este tipo de estructuras, basados en análisis no lineales y en la interacción fluido-estructura. También recomienda reforzar las uniones críticas y considerar sistemas de disipación de energía para optimizar el desempeño sísmico. (Nazari, 2009).

Vidal Parra (2007) en su tesis titulada “Diseño sísmico de un estanque de hormigón armado. Comparación del código norteamericano y las recomendaciones neozelandesas”, analiza el comportamiento dinámico de estanques cilíndricos verticales de hormigón armado, apoyados en el suelo, destinados al almacenamiento de líquidos. El estudio realizado en la Universidad Católica de la Santísima Concepción (Chile) compara tres normativas: la estadounidense ACI 350.3 -01, la neozelandesa SDST NZ y la norma chilena NCh 2369. A través de análisis estático y modal espectral usando

modelos mecánicos equivalentes y elementos finitos se identifican diferencias significativas en los períodos impulsivos calculados, lo que impacta en el diseño sísmico. En contraste, los períodos convectivos resultaron similares. La tesis concluye que las fuerzas laterales impulsivas constituyen el 99% del corte total en todos los métodos evaluados, lo que refuerza su relevancia en el diseño estructural. Además, resalta que el ACI 350.3 -01 presenta una metodología clara y efectiva para el análisis, aunque las discrepancias entre normas revelan la necesidad de ajustes para aplicarlas correctamente en el contexto chileno. (Vidal Parra, 2007).

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Carlos Julca (2017), en su tesis titulada *“Comparación del comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco según las normas ACI 350.3 -06 y SDST NZ”*, llevó a cabo un estudio con el objetivo de analizar y comparar el comportamiento dinámico de reservorios elevados con soporte tipo marco, utilizando como referencia las normativas ACI 350.3 -06 (EE. UU.) y SDST NZ (Nueva Zelanda). El diseño metodológico fue de tipo comparativo aplicado, empleando el modelamiento dinámico de tres reservorios elevados de capacidades 60 m³, 30 m³ y 15 m³, mediante el software SAP2000. Para el análisis, se consideraron parámetros sísmicos establecidos por ambas normas internacionales, así como elementos normativos de las normas técnicas peruanas E.030 y E.060. Se evaluaron esfuerzos máximos, desplazamientos, fuerzas internas y periodos de vibración. La investigación concluyó que, en el contexto peruano, los reservorios elevados evaluados con la norma norteamericana presentaron un mejor comportamiento dinámico, mostrando incrementos en los esfuerzos internos, desplazamientos y periodos de vibración en relación con los resultados obtenidos utilizando la normativa neozelandesa (Varas Julca, 2017).

Quispe Apaza (2019), en su tesis titulada *“Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600 m³”*, realizó el análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze con una capacidad de 600 m³, ubicado en el campus universitario de dicha casa de estudios. El estudio se basó en el uso de normativas internacionales como el ACI 350.3 – 06 y la normativa peruana E.030, complementando estas con modelaciones mediante elementos finitos en SAP2000. El diseño estructural consideró las principales solicitaciones estáticas y dinámicas actuantes sobre el tanque, verificando el desempeño de los elementos críticos como la viga intermedia, que suele ser altamente exigida. Se identificó que aproximadamente un 44 % del contenido líquido

responde en modo impulsivo y un 56 % en modo convectivo ante sismos, información clave para el diseño sísmico. Además, se determinó que muchos reservorios en Arequipa presentan deficiencias estructurales debido a su antigüedad y al fisuramiento por efectos combinados de carga hidrostática e hidrodinámica, lo cual refuerza la necesidad de un diseño estructural moderno y seguro para nuevas estructuras (Quispe Apaza, 2014)

Oscar Jimeno Venegas (2021), en su tesis titulada “Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste para mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – San Martín”, se desarrolló el análisis y diseño hidráulico-estructural de una cisterna y un tanque elevado tipo fuste destinados al sistema de agua potable de dicha localidad. El estudio incorporó la evaluación de la red de distribución mediante el software WaterCAD, permitiendo definir la capacidad y altura óptima del tanque elevado, así como analizar la interacción entre las estructuras de almacenamiento y el sistema hidráulico proyectado. Desde el punto de vista estructural, la cisterna semienterrada y el tanque elevado fueron analizados empleando el software SAP2000 mediante el método de los elementos finitos, considerando los lineamientos del ACI 350, la Norma E.030 del RNE y las expresiones propuestas por Housner para estructuras contenedoras de líquidos. El análisis incluyó la evaluación de esfuerzos, desplazamientos y comportamiento sísmico, verificándose el cumplimiento de las condiciones de seguridad estructural. Los resultados demostraron que la metodología simplificada aplicada es válida para tanques elevados de volumen medio, destacando además la importancia de considerar criterios de durabilidad, y modelamiento estructural adecuado para garantizar un funcionamiento seguro. (Venegas, 2021)

2.1.3. Antecedentes Locales

Juan Carlos Huisa Chura (2017), en la tesis titulada “Formulación de una guía de diseño para mejorar la respuesta sísmica en reservorios de concreto armado para almacenamiento de agua”, se propone una metodología estructurada para optimizar el desempeño sísmico de este tipo de estructuras esenciales. El estudio parte del reconocimiento de que los reservorios deben mantenerse operativos incluso después de sismos severos, ya que garantizan el abastecimiento de agua a la población. Para ello, se utilizó el modelo dinámico simplificado de Housner que descompone la masa del líquido en componentes impulsiva y convectiva, y se realizaron análisis mediante el software SAP2000 empleando el espectro de la norma peruana E.030 y los lineamientos

del ACI 350.3 y ACI 371. La investigación abarca tanto reservorios circulares elevados tipo Intze como rectangulares, incluyendo un análisis comparativo entre estructuras con base fija y base aislada. Se concluye que los reservorios con base aislada reducen significativamente las solicitaciones sísmicas (hasta en un 45% en cortante basal y momentos). Finalmente, la tesis recomienda incorporar el uso de aisladores sísmicos en la normativa peruana para estructuras hidráulicas esenciales. (Huisa Chura, 2017)

Martínez Cahui (2019), en su tesis titulada “Evaluación del comportamiento sísmico de un reservorio elevado de concreto armado de cuba de sección circular y rectangular, aplicando la normativa norteamericana - Tacna 2019”, realizó una investigación con la finalidad de comparar el comportamiento sísmico de reservorios elevados de concreto armado con cuba de sección circular frente a otros de sección rectangular, mediante la aplicación de la normativa norteamericana ACI 350,03-06 y parámetros sísmicos establecidos por la norma técnica peruana E,030. El diseño metodológico fue de tipo comparativo aplicado, empleando el modelamiento estructural de cuatro reservorios elevados de 35 m³ de capacidad (uno de sección circular y tres de sección rectangular con diferentes relaciones L/B), utilizando el software SAP2000. Para el análisis, se evaluaron esfuerzos internos (tensión anular, momentos positivos y negativos, esfuerzos cortantes), desplazamientos y periodos de vibración (convectivos e impulsivos). La investigación concluyó que los reservorios elevados con cuba de sección circular presentaron un mejor comportamiento sísmico en comparación con los de sección rectangular, evidenciando menores valores en esfuerzos, desplazamientos y periodos, además de un comportamiento más uniforme bajo solicitaciones sísmicas. (Martínez Cahui, 2019)

Chino Mamani (2023), en su tesis titulada “*Diseño de un reservorio apoyado aplicando la Normativa ACI 350 en el Distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa, Tacna*”, llevó a cabo el diseño de un reservorio de concreto armado utilizando la normativa norteamericana ACI 350, debido a la ausencia de una normativa peruana específica para este tipo de estructuras. El estudio se desarrolló aplicando un análisis dinámico mediante el software SAP2000, obteniendo periodos naturales impulsivo y convectivo de 0,14 y 4,58 segundos, respectivamente. La distorsión máxima calculada en la pared superior del reservorio fue 0,000035, valor que cumple con el límite establecido en la Norma Técnica Peruana E,030. Además, se diseñaron los elementos estructurales principales del reservorio, como paredes, losa de fondo, zapata corrida y viga perimetral. Finalmente, el autor recomienda la realización de ensayos de campo para obtener propiedades mecánicas más precisas y sugiere la aplicación de análisis sísmicos no

lineales para futuros proyectos, con el fin de mejorar la evaluación del comportamiento estructural ante sismos. (Chino Mamani, 2023)

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Reservorio

2.2.1.1. Definición de reservorio de almacenamiento

Los reservorios son estructuras los cuales son diseñados para almacenar sustancias o fluidos temporalmente provenientes de una fuente para luego ser distribuido mediante la red de distribución.

En un reservorio de almacenamiento de agua, el objetivo principal es la acumulación de este recurso hídrico en caso de que el consumo sea mayor al suministro. Asimismo, contribuye a cubrir el déficit mediante el suministro del volumen almacenado, manteniendo una presión adecuada en la red de distribución para así satisfacer la demanda de agua (Magne Ayllón, 2008).

2.2.1.2. Clasificación de reservorios de almacenamiento

La clasificación de reservorios de almacenamiento depende de algunos parámetros, mostrados en la Figura 2.

Figura 2

Clasificación de reservorios



Nota. El gráfico muestra la clasificación de los reservorios según material, geometría, altura – profundidad, cimentación y tipo de cubierta. Adaptado de *Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600 m³* (tesis de licenciatura), por E. B. Quispe Apaza, 2025, Universidad Nacional de San Agustín. Repositorio UNSA.

I. Reservorios enterrados o semienterrados

Reservorios comúnmente denominado cisternas, los cuales son estructuras de almacenamiento de agua potable ubicadas total o parcialmente bajo el nivel de terreno.

a. Reservorios enterrados

Son reservorios de almacenamiento de agua potable que se adaptan al entorno, destacándose por la capacidad de proteger el recurso hídrico frente a las variaciones de temperatura. Estas estructuras de almacenamiento son ubicadas totalmente bajo el nivel de terreno, es decir, son totalmente enterradas.

Este tipo de reservorio es una alternativa ideal frente a terrenos de fácil excavación con cota suficiente para satisfacer la presión mínima de la red de distribución, sin embargo, su única limitante es el requerimiento de mayores excavaciones tanto de la estructura como del sistema de conexión con la red de distribución y la línea de conducción (Comision Nacional del Agua, 2007)

b. Reservorios semienterrados

Son reservorios de almacenamiento cuya estructura está enterrada parcialmente, tal y como se muestra en la Figura 03, en otras palabras, parte de la estructura se encuentra ubicada bajo el nivel del terreno y la otra parte por encima de la superficie.

Este tipo de depósito funciona de manera similar al reservorio enterrado, sin embargo, se emplea cuando hay dificultades en la excavación del terreno, por lo que se levanta el cuerpo del reservorio parcialmente hasta que el punto de alimentación se encuentre cerca del límite de la altura del gradiente hidráulico proveniente de la fuente de agua. (Comision Nacional del Agua, 2007)

Figura 3

Reservorio Semienterrado



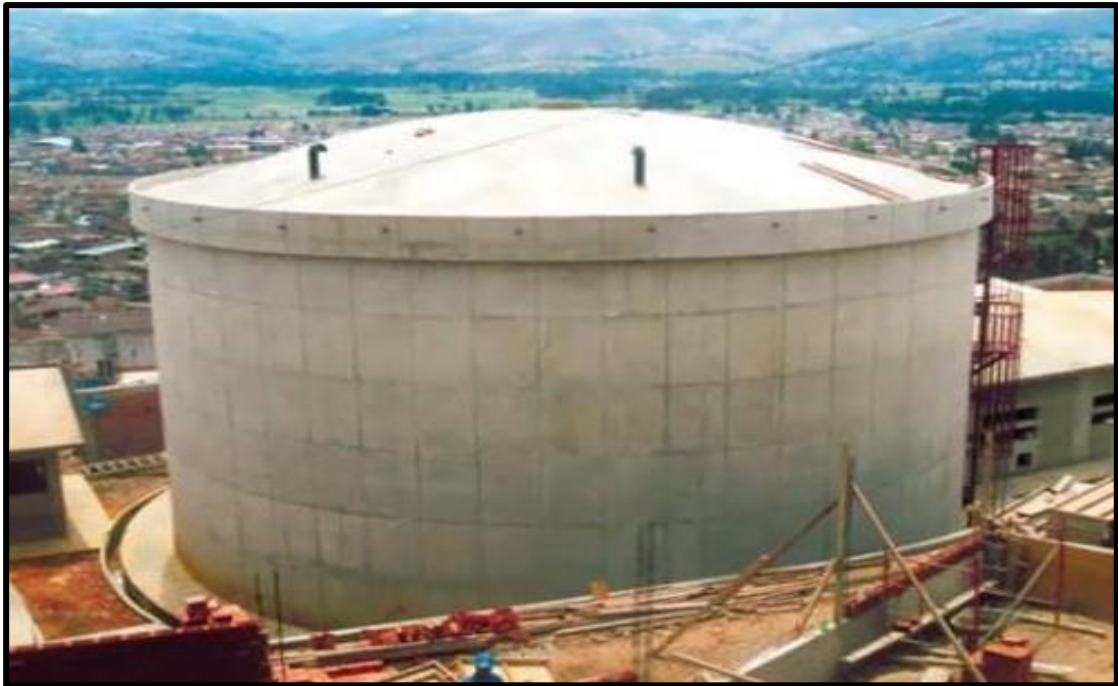
Nota. El gráfico muestra un reservorio semienterrado. Tomado de *Curso de abastecimiento de agua y alcantarillado*, por Universidad Nacional de Ingeniería.

II. Reservorios apoyados

La Figura 04 muestra un reservorio apoyado, siendo estructuras cuya cuba de almacenamiento de agua potable se construye directamente sobre la superficie del terreno, por lo que los reservorios se sitúan a nivel del suelo, sin necesidad de excavaciones profundas. Este tipo de estructura es recomendable cuando el terreno presenta buena capacidad portante o se busca aprovechar la topografía para mantener la presión en la red de distribución. Según la Comisión Nacional del Agua (2007), los tanques superficiales deben ubicarse de modo que exista una diferencia de altura de aproximadamente 15 m respecto al punto más alto a abastecer, y hasta 50 m respecto al punto más bajo.

Figura 4

Reservorio apoyado



Nota. El gráfico muestra un reservorio apoyado. Tomado de Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la Rinconada de Pamplona Alta, aplicando EPANET y algoritmos genéticos para la localización de válvulas reductoras de presión (tesis de licenciatura), por J. C. Carhuapoma Mendoza y A. R. Chahuayo Durán, 2019, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Repositorio Académico UPC.

III. Reservorios elevados

Son estructuras de almacenamiento de agua cuya cuba de almacenamiento de agua se sostiene mediante una estructura de soporte, permitiendo que el nivel del agua se ubique por encima del terreno natural y de la estructura de soporte. Su principal ventaja

es la disposición eficiente del suministro por gravedad y garantizando una presión constante en la red de distribución.

Existen diversos tipos de reservorios elevados, mostrándose un reservorio elevado tipo Intze en la Figura 05, un reservorio elevado tipo cónico en la Figura 06 y un reservorio elevado tipo esférico en la Figura 07.

Figura 5

Reservorio elevado tipo Intze



Nota. El gráfico muestra un reservorio elevado de geometría tipo esférico. Tomado de *Determinación y evaluación de las patologías del concreto armado del reservorio elevado Tacalá $V = 1000 \text{ M}^3$ – distrito de Castilla – Provincia de Piura – Departamento de Piura – marzo 2018* (tesis de licenciatura), por J. A. Vértiz More, 2018, Universidad Católica Los ángeles Chimbote. Repositorio Académico ULADECH CATOLICA.

Figura 6

Reservorio elevado tipo cónico



Nota. El gráfico muestra un reservorio elevado de geometría tipo cónico. Tomado de *Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300 m^3 en la ciudad de Trujillo* (tesis de licenciatura), por W. A. Quezada Vera y A. M. Salinas Palacios, 2014, Universidad Privada Antenor Orrego. Repositorio Académico UPAO.

Figura 7

Reservorio elevado tipo esférico



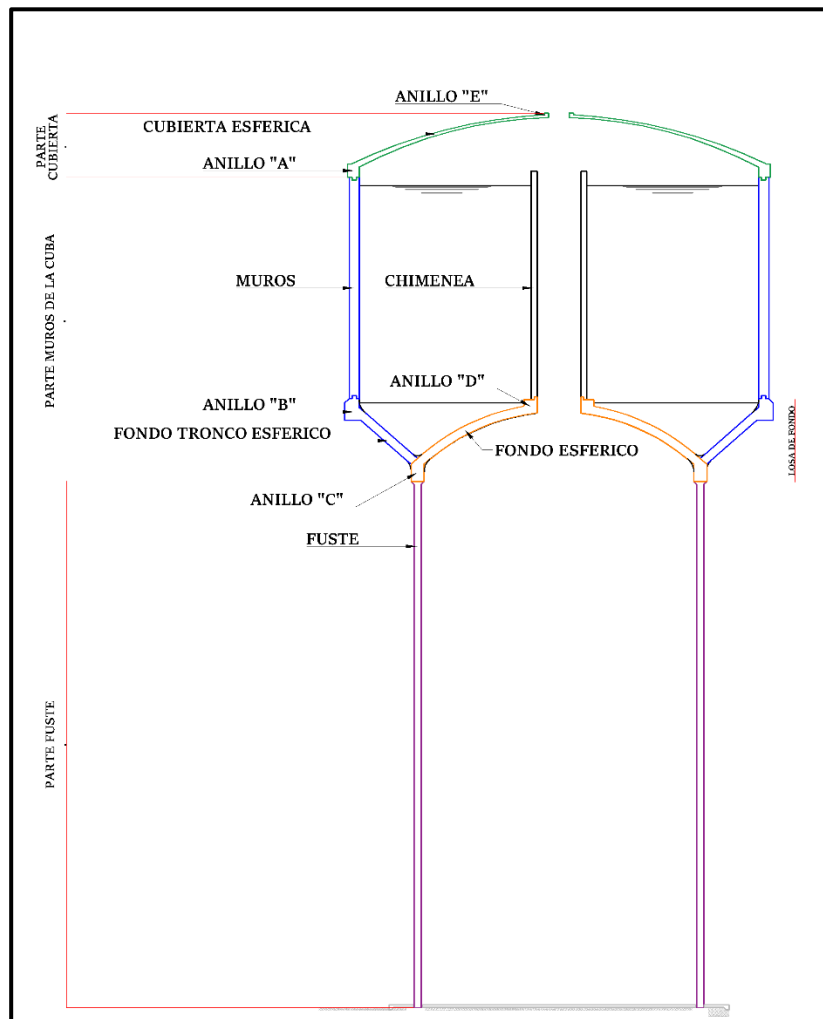
Nota. El gráfico muestra un reservorio elevado de geometría tipo esférico. Tomado de *Determinación y evaluación de las patologías del concreto armado del reservorio elevado Tacalá $V = 1000 \text{ M}^3$ – distrito de Castilla – Provincia de Piura – Departamento de Piura – marzo 2018* (tesis de licenciatura), por J. A. Vértiz More, 2018, Universidad Católica Los ángeles Chimbote. Repositorio Académico ULADECH CATOLICA.

a. Reservorio elevado de geometría tipo Intze

En la Figura 08, se muestra las partes de un reservorio elevado de geometría tipo Intze, usualmente esta geometría es para los reservorios elevados de gran capacidad, los cuales, deben ser considerar la presencia de fondos con geometría de casquete esférico, con el fin que estos elementos trabajen a compresión y de esta manera evitar el uso de la colocación de vigas de apoyo por el uso de losas planas, con el objetivo de optimizar la capacidad de almacenamiento y el diseño estructural.

Figura 8

Partes de un reservorio elevado de geometría tipo Intze



Nota. El gráfico muestra las partes de un reservorio elevado de geometría tipo Intze.

El reservorio elevado de geometría tipo Intze, está conformado por 04 partes:

- *Cubierta*, compuesto por el anillo E que soportará la linterna, la cubierta esférica, y el anillo A que transmite las cargas de la cubierta hacia los elementos inferiores del depósito.
- *Muros de la cuba*, constituido por el muro de almacenamiento del reservorio, el anillo B que soporta las solicitaciones provenientes del muro, y el tronco fondo cónico cuya inclinación permite transmitir las fuerzas horizontales generadas por el volumen de agua al anillo C.
- *Losa de fondo*, compuesto por el anillo D, encargado de soportar el muro de la chimenea, y el fondo esférico, el cual por su forma esférica trabaja en compresión, transmitiendo las fuerzas horizontales generadas por la presión

del agua equilibrándose con las fuerzas horizontales transmitidas por la parte del reservorio elevado: Muros de la cuba. Este equilibrio de empujes es crucial, ya que permite que predomine la fuerza vertical, transmitida hacia el fuste.

- *Fuste*, el cual es el soporte del depósito de almacenamiento, el objetivo de este elemento es dar altura para que el depósito pueda brindar una cota suficiente para generar una presión mínima de 10 metros columna de agua (m. c. a.) a la red de distribución.

En los reservorios de gran capacidad, por ende, de gran diámetro, es fundamental optimizar el diseño estructural mediante el mejor desempeño frente a cargas. Para ello, se emplea el tipo Intze.

2.2.2. Criterios Hidráulicos de diseño

El análisis hidráulico en reservorios elevados comprende la evaluación del comportamiento del agua en condiciones de operación, almacenamiento y distribución. Su finalidad es determinar los niveles de energía, presiones y cotas necesarias para garantizar el adecuado funcionamiento del sistema de abastecimiento. En el diseño de un reservorio, este análisis permite definir el nivel mínimo operativo, el nivel máximo de almacenamiento, la línea piezométrica disponible y la presión generada por gravedad hacia la red de distribución.

Normativas técnicas y manuales como el Manual de Agua Potable y Saneamiento (Comisión Nacional del Agua, 2007), así como proyectos desarrollados por Empresas Prestadoras de Servicios (EPS), coinciden en que los niveles hidráulicos deben asegurar presiones mínimas de servicio, continuidad y estabilidad del sistema. De acuerdo con criterios comunes en tesis académicas de diseño de reservorios, el análisis hidráulico establece las cotas de entrada y salida del agua, considera las pérdidas de carga en la línea de aducción y verifica que la energía disponible sea suficiente para garantizar el llenado y la posterior distribución.

En los reservorios elevados, este procedimiento no solo define las condiciones operativas, sino que también determina parámetros como el borde libre de agua, el cual es necesario para evitar derrames ocasionados por oscilaciones internas. Su estimación suele basarse en formulaciones que modelan el comportamiento dinámico del agua dentro del tanque. En conjunto, el análisis hidráulico constituye la base para asegurar

que el reservorio pueda recibir, almacenar y entregar agua de forma eficiente, incluso cuando los niveles de consumo o presiones en la red varían.

2.2.3. Capacidad de almacenamiento del reservorio

La capacidad del almacenamiento del reservorio es el requisito indispensable para partir con un diseño estructural, pues mediante esta capacidad se determina las medidas geométricas de la cuba del reservorio.

El objetivo de calcular este parámetro de diseño es asegurar que la capacidad disponible de almacenamiento sea suficiente para atender la demanda de agua potable a lo largo de la vida útil de esta estructura. Para ello, el dimensionamiento de la capacidad de almacenamiento, se calcula el consumo máximo diario, el cual está condicionado por la población futura proyectada en función del periodo de diseño establecido.

2.2.3.1. Periodo de diseño

En las etapas iniciales de funcionamiento de todo sistema, no opera al 100% de funcionamiento, debido a que se diseña considerando un periodo de años permitiendo asegurar que este sistema pueda generar satisfacción a la viabilidad económica del proyecto. Los periodos de diseño que se presentan en la Tabla 2 tienen como finalidad dimensionar adecuadamente la infraestructura para atender el crecimiento proyectado de la demanda durante la vida útil prevista del sistema.

Tabla 2

Periodos de diseño de infraestructura de agua y saneamiento

Estructura	Periodo (años)
Capacidad de las fuentes de abastecimiento	20
Obras de captación	20
Pozos	20
Plantas de tratamiento de agua para consumo humano	20
Reservorio	20
Tuberías de conducción, impulsión, distribución	20
Equipos de bombeo	20
Caseta de bombeo	10

Nota. La presente tabla muestra los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales. Adaptado de *Periodos de diseño de infraestructura de agua y saneamiento*, por el Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento, 2004.

2.2.3.2. Población de diseño

La población de diseño es la cantidad de habitantes proyectado al periodo de diseño (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), esto aplicándose en un sistema de agua potable, es la cantidad final de usuarios ante el crecimiento proyectado mediante un periodo de diseño.

La densidad poblacional (hab/vivienda) es aquella cantidad de habitantes por vivienda, el cual obtiene el valor de 04 habitantes por vivienda, y multiplicado por el número de viviendas se obtiene la población inicial total el cual servirá para calcular la población de diseño.

La población de diseño no tan solo depende de la población inicial total, sino que, otro parámetro es la tasa de crecimiento poblacional el cual debe ser justificado con información legítima de todos los datos censales del INEI.

Asimismo, definido ambos parámetros, se puede determinar la población de diseño a una cantidad de periodo de diseño mediante métodos de proyección poblacional, el cual el más usado es el método geométrico.

2.2.3.3. Método geométrico para el cálculo de la población de diseño

La filosofía del método geométrico refiere al crecimiento poblacional en base a una tasa de crecimiento o decrecimiento por unidad de tiempo. Se recomienda la efectividad de este método cuando se presenta una población inicial el cual comenzará a crecer con una tasa de crecimiento poblacional en base a un periodo de diseño.

La ecuación 01, permite calcular la población final o de diseño

$$Pob_{final} = Pob_{inicial} (1 + r)^t \quad (1)$$

Donde:

Pob_{final} = Poblacion final

$Pob_{inicial}$ = Población inicial

r = Tasa de crecimiento poblacional

t = Periodo de diseño

2.2.3.4. Volumen de almacenamiento

Según la norma técnica OS,030 Almacenamiento de agua para consumo humano (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), la capacidad total de almacenamiento se divide en tres componentes principales: uno destinado a regular el suministro, otro reservado para situaciones de incendio, y un volumen adicional como respaldo, tal y como se muestra en la ecuación 02.

$$V_{\text{almacenamiento}} = V_{\text{regulación}} + V_{\text{incendios}} + V_{\text{reserva}}^{\#} \quad (2)$$

2.2.3.5. Volumen de regulación

Según lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), la Norma Técnica Peruana OS,030 Almacenamiento de agua para consumo humano (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), en la Tabla 3 se muestra los cálculos para el volumen de regulación de un depósito de almacenamiento de agua potable, refiriendo que para el caso urbano se debe adoptar por lo menos 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 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

Tabla 3

Volumen de regulación de un depósito de almacenamiento de agua potable

Zona	Sistema continuo	Sistema discontinuo	
	Volumen de regulación	Volumen de regulación	Horas de bombeo (HB)
Urbana	$V_{\text{regulación}} = 0.25 Q_p$	$V_{\text{regulación}} = 0.25 Q_p \frac{24}{N}$	16 – 18 horas
Rural	$V_{\text{regulación}} = 0.30 Q_p$	$V_{\text{regulación}} = 0.30 Q_p \frac{24}{N}$	8 – 12 horas

Nota. La siguiente tabla presenta Ecuaciones para calcular el Volumen de regulación de un depósito de almacenamiento de agua potable. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

2.2.3.6. Volumen contra incendio

Según lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), la Norma Técnica Peruana OS,030 Almacenamiento de agua para consumo humano (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), refiere que esa cantidad de agua es

asignada en casos donde se considere demanda contra incendio, siendo así un volumen mínimo adicional de 50 m³ para áreas urbanas.

Según lo establecido en el reglamento de elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima Metropolitana y Callao (Sedapal, 2010), refiere que en habilitaciones urbanas con fines de residencial deberá requerirse un volumen adicional de 100 m³.

2.2.3.7. Volumen de reserva

Según lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), la Norma Técnica Peruana OS,030 Almacenamiento de agua para consumo humano (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), refiere que un volumen adicional de reserva deberá justificarse.

El fin del volumen de reserva es para el abastecimiento de este recurso hídrico durante algún corte del funcionamiento de los elementos del sistema del reservorio, ya sea por periodo de mantenimiento o reparación.

Según el artículo 7,2,5. del *Reglamento de elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima Metropolitana y Callao* (Sedapal, 2010), para las habilitaciones cual no pueda efectuarse un estudio de consumo y vaya dirigido para lotes destinados para viviendas o uso industrial, deberá requerir un volumen adicional de reserva igual al 7,00% del consumo máximo diario (Q_{md}), dichos cálculos se expresan en la Tabla 4.

Tabla 4

Volumen de reserva de un depósito de almacenamiento de agua potable

Zona	Sistema continuo		Sistema discontinuo	
	Volumen de reserva	Horas de interrupción	Volumen de reserva	Horas de bombeo (HB)
Urbana	$V_{\text{reserva}} = 7.00\% Q_{\text{md}}$	2 – 4 horas	$V_{\text{reserva}} = Q_b T$	T

Nota. Elaboración propia basado en el *Reglamento de elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima Metropolitana y Callao*. Sedapal, 2010.

2.2.4. Condiciones Geotécnicas

En todo tipo de proyectos de construcción es fundamental considerar las condiciones geotécnicas ya que estas influyen directamente en el diseño, estabilidad y seguridad de las estructuras.

Las características del subsuelo determinan aspectos clave como la capacidad portante, la rigidez del apoyo, el comportamiento ante cargas sísmicas y los posibles asentamientos diferenciales que podrían afectar la estabilidad y durabilidad del sistema estructural.

En el caso particular de reservorios elevados tipo Intze, el tanque se apoya sobre una torre u otra estructura elevada, transmitiendo cargas concentradas y significativas al terreno a través de la cimentación. Estas cargas provienen del peso propio de la estructura (superestructura, torre y cimentación) y, de manera crucial, del peso del agua almacenada, que varía durante la operación. Dada la magnitud de estas cargas y la rigidez de la estructura del reservorio elevado, los asentamientos, especialmente los diferenciales, pueden ser muy perjudiciales.

La Norma Técnica E,050 “Suelos y Cimentaciones” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), establece los procedimientos para la exploración del subsuelo, la determinación de sus propiedades y los criterios de diseño para los diferentes tipos de cimentaciones. Esta norma exige que el diseño estructural considere explícitamente la naturaleza y características del terreno de fundación para asegurar la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la estructura a lo largo de su vida útil

Complementariamente, la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), es crucial en un país de alta sismicidad como el Perú. Esta norma clasifica los sitios según sus características geotécnicas, lo que influye directamente en las fuerzas sísmicas de diseño. Además, la E.030 requiere evaluar fenómenos geotécnicos inducidos por sismos, como la licuefacción, la pérdida de capacidad portante dinámica y los asentamientos sísmicos, que son particularmente relevantes para estructuras importantes como los reservorios

2.2.4.1. Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo representa la máxima presión que puede soportar el terreno sin fallar por corte ni producir asentamientos excesivos. Esta se expresa comúnmente en toneladas por metro cuadrado (Ton/m²) o en kilopascales (kPa).

La Norma Técnica E,050 “Suelos y Cimentaciones” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) establece que la determinación de la capacidad portante admisible (q_{adm}) debe basarse en los resultados de una investigación geotécnica que incluya ensayos de campo (como SPT, CPT) y ensayos de laboratorio (como compresión triaxial, corte directo, consolidación) que permitan caracterizar los suelos y obtener sus parámetros de resistencia y deformación.

La capacidad portante admisible se calcula como se muestra en la ecuación 3 a partir de la capacidad portante última (q_{ult}) dividiendo por un Factor de Seguridad (FS). Típicamente, para cargas estáticas, se utilizan Factores de Seguridad entre 2,5 y 3,0, dependiendo del tipo de suelo, el nivel de confianza en los parámetros obtenidos y la importancia de la estructura.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3)$$

Para estructuras rígidas y sensibles a asentamientos diferenciales como los reservorios elevados, además de verificar la seguridad contra la falla por corte (determinada por q_{ult}/FS), es crucial verificar que bajo la presión de trabajo (carga de servicio dividida entre el área de la cimentación) los asentamientos totales y diferenciales se mantengan dentro de límites tolerables para la estructura. La capacidad portante admisible efectiva será la menor entre la obtenida por criterio de falla por corte y la obtenida por criterio de asentamiento tolerable.

En el diseño de reservorios elevados, las cargas son considerables, y se busca generalmente un suelo de fundación con una capacidad portante adecuada que limite los asentamientos. Si bien un valor mínimo específico de q_{adm} de 2,0 Ton/m² puede ser una referencia común en algunos contextos para fundaciones superficiales convencionales, el valor admisible real para un reservorio elevado dependerá en gran medida del tipo de cimentación adoptado, la profundidad de desplante y las características específicas del suelo y sus estratos subyacentes, todo lo cual debe ser determinado por el estudio geotécnico específico.

2.2.5. Propiedades Mecánicas de los Materiales

El diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze requiere una caracterización precisa de los materiales, especialmente del concreto armado, que desempeña un rol clave en la resistencia y durabilidad de la estructura. Según Quispe Apazwa, el concreto armado en reservorios tipo Intze debe garantizar una adecuada resistencia a la

compresión, típicamente especificada entre 210 y 280 kg/cm², para soportar las solicitaciones derivadas de cargas gravitacionales y dinámicas (Quispe Apaza, 2014).

Para asegurar un desempeño óptimo durante su vida útil, el concreto debe cumplir con propiedades mecánicas como la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia a la tracción, que permiten resistir cargas permanentes, como el peso propio, y variables, como las presiones hidrostáticas del agua almacenada.

Estas propiedades son esenciales para enfrentar diversas solicitaciones, incluyendo acciones sísmicas, efectos del viento y variaciones térmicas que pueden inducir expansiones o contracciones en la estructura. En este contexto se destaca que las variaciones térmicas y las cargas sísmicas son críticas en reservorios elevados, ya que pueden generar fisuras que comprometen la estanqueidad y la estabilidad estructural. Dado que los reservorios tipo Intze son estructuras elevadas, las exigencias en términos de rigidez, estabilidad global y control de fisuración son mayores, lo que requiere una selección cuidadosa del tipo de concreto, el acero de refuerzo y las técnicas de colocación y curado

Por lo tanto, el conocimiento detallado de las propiedades mecánicas del concreto y del acero, junto con su correcta aplicación en el diseño, permite desarrollar un reservorio elevado tipo Intze seguro, eficiente y conforme a las normativas técnicas, como la ACI 350.3 – 20 y la norma peruana E-030. Como concluye Quispe, un diseño estructural bien fundamentado no solo garantiza la seguridad, sino que también optimiza los costos de construcción y mantenimiento a largo plazo, (Quispe Apaza, 2014).

2.2.5.1. Resistencia a la compresión del concreto

La resistencia a la compresión es la propiedad fundamental del concreto, ya que define su capacidad para soportar cargas de compresión sin fallar. Este parámetro se determina mediante ensayos de compresión simple en especímenes cilíndricos, conforme a la Norma Técnica Peruana NTP 339,034 (Intituto Nacional de Calidad, 2015) o la norma ASTM C39 (International, 2020). En reservorios elevados tipo Intze, la resistencia a la compresión es crítica para el diseño del vaso, el fuste y la base troncocónica, ya que estas zonas enfrentan cargas axiales derivadas del peso propio, la presión hidrostática del agua y solicitaciones sísmicas.

La Norma Peruana E.060 “Concreto Armado” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) establece valores mínimos de resistencia a la compresión, siendo comunes especificaciones de 210 kg/cm² o 245 kg/cm²,

dependiendo de las exigencias del proyecto y las condiciones del sitio. Por ejemplo, Quispe Rodríguez señala que, en reservorios elevados, una resistencia a la compresión adecuada es clave para mantener la integridad del contenedor frente a las presiones internas del agua, evitando fallos estructurales (Quispe Rodríguez, 2019)

Asimismo, la correcta selección de la resistencia del concreto, verificada mediante ensayos normalizados, es fundamental para cumplir con los requisitos de seguridad y estanqueidad en estructuras hidráulicas expuestas a cargas dinámicas. Por lo tanto, la resistencia a la compresión, especificada y controlada rigurosamente, asegura la seguridad estructural y la funcionalidad de los reservorios elevados tipo Intze.

2.2.5.2. Resistencia a la tracción por flexión del concreto

La resistencia a la flexión, también conocida como módulo de ruptura, mide la capacidad del concreto para resistir esfuerzos de tracción inducidos por flexión. Esta propiedad es crucial en el diseño de reservorios elevados tipo Intze, particularmente en elementos como las losas de fondo, la cubierta y el fuste, donde se generan momentos flectores significativos debido a cargas excéntricas o acciones sísmicas.

El ensayo para determinar esta propiedad se realiza conforme a la norma ASTM C78, utilizando vigas prismáticas sometidas a cargas distribuidas. Aunque el concreto tiene una baja eficiencia para resistir tracción, la resistencia a la flexión permite prever la aparición de fisuras y establecer las cuantías mínimas de refuerzo necesarias para controlarlas.

En tal sentido, Quispe Rodríguez señala que la resistencia a la flexión complementa el diseño al proporcionar un criterio clave para dimensionar los elementos expuestos a flexión y minimizar el riesgo de fisuración en zonas críticas (Quispe Rodríguez, 2019). Por lo tanto, la resistencia a la flexión es un parámetro esencial para garantizar la integridad y seguridad estructural de los reservorios elevados, asegurando que las zonas sometidas a momentos flectores mantengan su funcionalidad y durabilidad.

2.2.5.3. Resistencia a la fluencia del acero

La resistencia a la fluencia (f_y) es el esfuerzo mínimo en el cual el acero comienza a deformarse plásticamente sin un aumento significativo de la carga aplicada, marcando el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. Según la Norma Peruana E.060 “Concreto Armado” (Ministerio de Vivienda, Construcción y

Saneamiento, 2019), los aceros de refuerzo más comunes en Perú, clasificados como Grado 60, presentan una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (equivalente a 420 MPa). Este valor es esencial para el dimensionamiento del refuerzo en elementos estructurales sometidos a tracción, como el fuste y las losas de los reservorios tipo Intze, ya que asegura que el acero pueda absorber los esfuerzos inducidos por cargas gravitacionales, hidrostáticas y sísmicas sin deformaciones excesivas.

Torres Falcon destaca que el uso de acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ es estándar en el diseño de reservorios elevados en regiones sísmicas, ya que proporciona un equilibrio entre resistencia y economía (Torres Falcon, 2018). Además, la correcta especificación de f_y permite cumplir con los criterios de diseño de la norma E,060, garantizando que el refuerzo soporte las solicitaciones de diseño sin exceder los límites de deformación admisibles.

2.2.5.4. Resistencia última del acero

La resistencia última (f_u) corresponde a la tensión máxima que el acero puede soportar antes de la fractura, representando su capacidad máxima de resistencia. Este valor, que suele ser entre 1,25 y 1,5 veces mayor que la resistencia a la fluencia, es crucial para evaluar el comportamiento del acero en el estado límite último, asegurando que la estructura mantenga ductilidad y pueda absorber deformaciones significativas sin colapsar, especialmente bajo cargas extremas como las sísmicas.

En reservorios elevados tipo Intze, la resistencia última es fundamental para verificar la seguridad estructural en elementos sometidos a esfuerzos combinados, como el fuste, donde los momentos flectores y cortantes son significativos. Quispe Rodríguez señala que la relación entre f_u y f_y es un indicador clave de la ductilidad del acero, lo que permite diseñar estructuras capaces de disipar energía durante eventos sísmicos, reduciendo el riesgo de fallos frágiles (Quispe Rodríguez, 2019).

Por su parte, Torres Falcon enfatiza que el uso de aceros con valores de f_u adecuados, conforme a la normativa E,060, es esencial para optimizar la capacidad de deformación plástica en zonas críticas, como las uniones entre el fuste y la base troncocónica, garantizando la seguridad estructural (Torres Falcon, 2018).

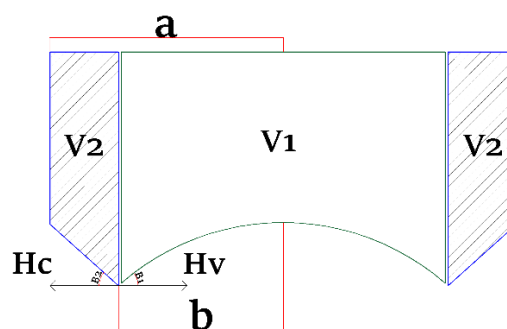
2.2.6. Diseño geométrico del depósito de almacenamiento del reservorio elevado

2.2.6.1. Condición de equilibrio para el reservorio elevado tipo Intze

En la Figura 9, se muestra la condición de equilibrio para el reservorio elevado tipo Intze, debió a que toda cuba de almacenamiento de agua potable con geometría tipo Intze, debe dimensionarse de manera que se anulen los empujen sobre la viga circular de fondo (anillo C según Figura 8).

Figura 9

Reservorio elevado Intze con equilibrio de fuerzas



Nota. El gráfico muestra el equilibrio de fuerzas de un reservorio elevado Intze.

Para la condición de reservorios elevados de geometría tipo Intze debe cumplir con la ecuación 4:

$$H_c = H_v \quad (4)$$

$$\frac{V_1}{\tan B_1} = \frac{V_2}{\tan B_2}$$

Donde:

V_1 = Volumen sobre la cúpula esférica

V_2 = Volumen sobre la superficie cónica

B_1 = Angulo interior formado por el horizonte y la tangente a la curva

B_2 = Angulo exterior formado por el horizonte y el fondo cónico

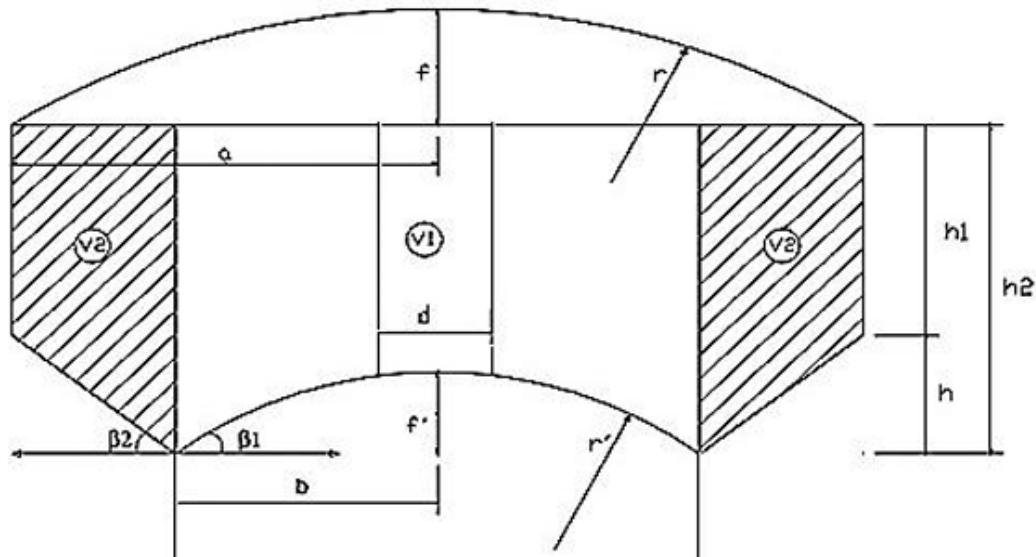
2.2.6.2. Predimensionamiento del reservorio elevado

La geometría del reservorio elevado tipo Intze, mostrada en la Figura 10, fue desarrollada por el ingeniero Otto Intze, quien propuso una disposición de elementos estructurales orientada a que trabajen predominantemente a compresión, permitiendo

así reducir los espesores de los elementos y minimizar el uso de acero de refuerzo (Quispe Apaza, 2014).

Figura 10

Dimensiones de la cuba del reservorio elevado



Nota. El gráfico muestra la cuba del reservorio elevado y sus dimensiones. Tomado de *Análisis y diseño sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte* (tesis de licenciatura), por J. R. Salinas Saavedra, 1996, Universidad Nacional de Ingeniería. Repositorio Académico UNI.

Tomando de referencia la Figura 9, donde:

$$V_1 = V_2 \Rightarrow \beta_1 = \beta_2$$

Se recomienda que el valor del ángulo de inclinación $\beta_1 = \beta_2 \geq 30^\circ$, en un reservorio tipo Intze.

En el diseño geométrico, el valor de h , es una variable que se estima para que la diferencia entre la cota de llenado de agua proveniente del PTAP, y la cota de salida para suministrar agua a las viviendas, sea igual a esta variable, con finalidad de tener la posibilidad de que el reservorio sea suministrado por presión y no necesitar la dependencia de una cámara de bombeo para su llenado.

Por tanto, se consideran de la ecuación 5 a la ecuación 9 para el diseño geométrico del depósito de almacenamiento del reservorio elevado tipo Intze:

$$a = b + c \quad (5)$$

$$h_3 = h_2 - h_1 \quad (6)$$

$$c = \frac{h_3}{\tan(\beta_1)} \quad (7)$$

$$r' = \frac{b}{\sin(\beta_1)} \quad (8)$$

$$f' = r' - \frac{b}{\tan(\beta_1)} \quad (9)$$

Considerándose las relaciones para el diseño geométrico (ecuaciones presentadas anteriormente), se tiene las ecuaciones 10 y 11 para el cálculo del dimensionamiento geométrico para el reservorio elevado tipo Intze.

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \cdot \left(r' - \frac{f'}{3} \right) - V_{ch} \quad (10)$$

$$V_{ch} = \pi \cdot D_{ext}^2 \cdot \frac{(h_2 - f')}{4}$$

$$V_2 = \pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot h_1 + \left[\left(\pi \cdot \frac{h_3}{3} (a^2 + b^2 + a \cdot b) \right) - \pi \cdot b^2 \cdot h_3 \right] \quad (11)$$

$$V.A. = V_1 + V_2$$

Por tanto, para la resolución de variables, primero se debe asumir el valor de h_2 , para encontrar el valor de b , y así se logra definir la ecuación (10), pudiéndose realizar mediante iteraciones.

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \cdot \left(r' - \frac{f'}{3} \right) - V_{ch}$$

$$\frac{V.A.}{2} = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \cdot \left(r' - \frac{f'}{3} \right) - \pi \cdot D_{ext}^2 \cdot \frac{(h_2 - f')}{4}$$

Una vez descubierto el valor de b , se procede a calcular la ecuación (11), para poder tener el valor de la variable h_1

$$V_2 = \pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot h_1 + \left[\left(\pi \cdot \frac{h_3}{3} (a^2 + b^2 + a \cdot b) \right) - \pi \cdot b^2 \cdot h_3 \right]$$

$$\frac{V.A.}{2} = \pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot h_1 + \left[\left(\pi \cdot \frac{h_3}{3} (a^2 + b^2 + a \cdot b) \right) - \pi \cdot b^2 \cdot h_3 \right]$$

2.2.6.3. Análisis sísmico

a) Parámetros del modelo simplificado de Housner

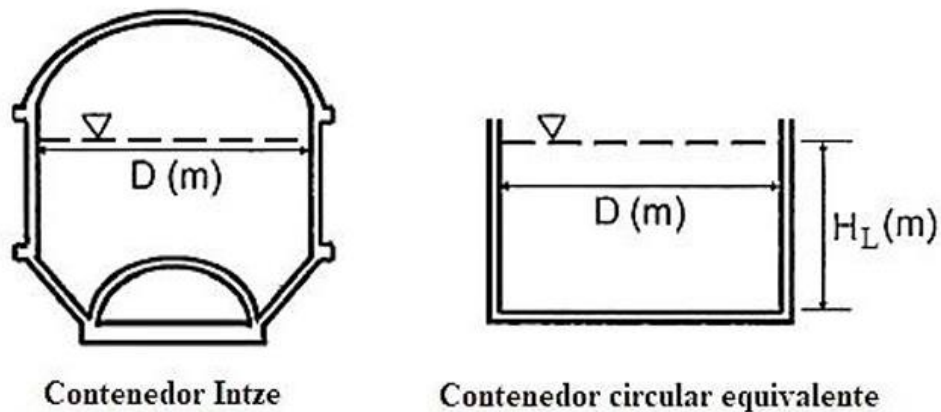
i. Depósito de almacenamiento equivalente

Para un análisis sísmico según el modelo simplificado de Housner (Housner, 1963) a un reservorio elevado tipo Intze, es necesario convertir el depósito de almacenamiento cuya geometría es propia de un reservorio Intze, en un contenedor circular equivalente

que considere igual la capacidad de almacenamiento conservando el diámetro del depósito original tal y como se muestra en la Figura 11.

Figura 11

Depósito de almacenamiento equivalente para un tipo Intze



Nota. El grafico muestra el depósito de almacenamiento tipo Intze junto al depósito circular equivalente conservando el diámetro del depósito original, generando una profundidad nueva llamada altura equivalente del agua. Tomado de *Sciencedirect*. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction

Por tanto, tomando de referencia la Figura 11 es indispensable el parámetro de altura equivalente del agua, presentado en la ecuación 12.

$$H_L = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (12)$$

Donde:

V = Volumen de almacenamiento del deposito (m^3)

H_L = Altura equivalente del agua (m)

D = Diámetro interior del reservorio elevado (m)

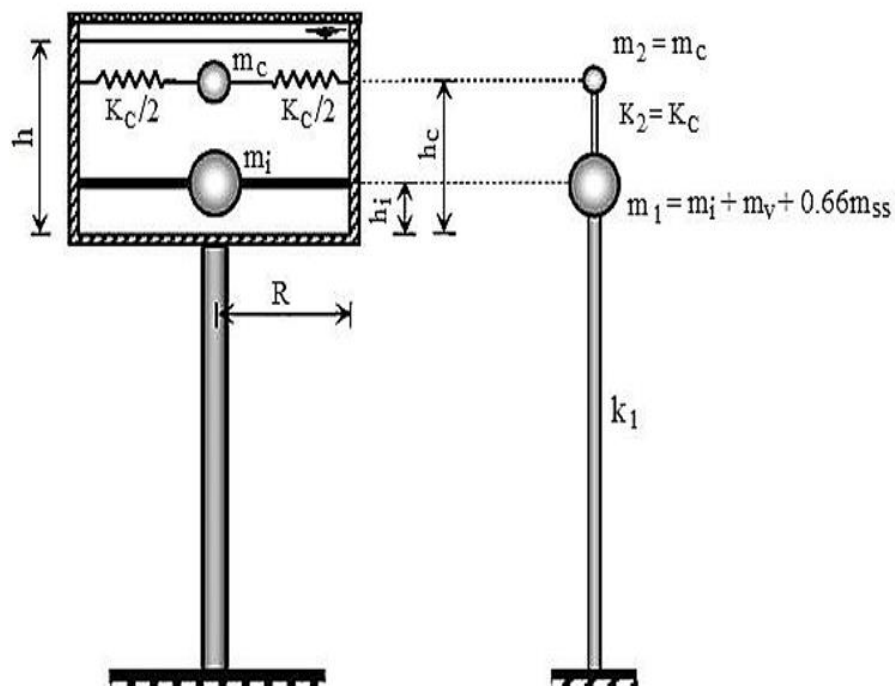
ii. Masa impulsiva y convectiva

El modelo simplificado propuesto por Housner, establece que un depósito de almacenamiento de agua con superficie libre no puede representarse mediante un modelo de una sola masa, como es en los casos cuando el depósito está completamente lleno o vacío, durante un movimiento sísmico. En su lugar, presenta un comportamiento representado en un modelo de dos masas: Una masa impulsiva, y una masa convectiva; tal y como se presenta en la Figura 12, dichas formulas se establecen en la Tabla 5.

- a. Masa impulsiva (m_i): Es una masa fija que se asocia con la respuesta rígida del sistema, representa a la porción de agua que se mueve solidariamente con las paredes del tanque durante un movimiento sísmico, el cual se calcula según lo establecido en la ecuación 13.
- b. Masa convectiva (m_c): Es una masa oscilante, cuyo movimiento se representa en forma de oleaje durante un movimiento sísmico. Esta masa genera un comportamiento dinámico asociado a un periodo de vibración mas largo, relacionado con el fenómeno de oscilación libre del fluido, el cual se calcula según lo establecido en la ecuación 14.

Figura 12

Reservorio elevado según modelo simplificado de Housner



Nota. El grafico muestra el modelo simplificado de reservorio elevado según Housner. Tomado de *Sciencedirect*. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction

Tabla 5*Masa impulsiva y convectiva para deposito equivalente circular*

Masa	Deposito equivalente circular	
Impulsiva	$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left(0,866 \times \frac{D_{int}}{H_L}\right)}{0,866 \times \frac{D_{int}}{H_L}}$	(13)
Convectiva	$\frac{W_c}{W_L} = 0,23 \times \frac{D_{int}}{H_L} \times \tanh\left(\frac{3,68 H_L}{D_{int}}\right)$	(16)

Nota. La presente tabla muestra las Ecuaciones 13 y 14 para hallar la masa impulsiva y convectiva para deposito equivalente circular. Adaptado de American Concrete Institute, 2020.

De la Tabla 5, donde:

w_i = Masa impulsiva respecto a la base del depósito equivalente (kg).

w_c = Masa convectiva respecto a la base del tanque (kg).

w_L = Masa total del agua máxima almacenada (kg).

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D_{int} = Diámetro interior del reservorio (m).

iii. Altura impulsiva y convectiva

La ubicación del centro de gravedad en la que actúan las fuerzas asociadas a las masas impulsiva y convectiva, medida desde la base del depósito equivalente, se determina conforme a lo dispuesto en la norma técnica ACI 350.3 – 20 (American Concrete Institute, 2020). La Tabla 6 presenta ecuaciones para poder hallar la altura por tipo de masa.

Tabla 6*Altura por tipo de masa*

Tipo de masa	Deposito equivalente circular	
	Primera condición	Segunda condición
	$\frac{D}{H_L} < 0,75$	$\frac{D}{H_L} > 0,75$
Impulsiva	$\frac{h_i}{H_L} = 0,45$	$\frac{h_i}{H_L} = \frac{3}{8} \left[1 + \alpha \left(\frac{W_F}{W_i} - 1 \right) \right]$
Convectiva	$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13,5} \frac{H_L}{D_{int}}\right) - \beta}{\sqrt{13,5} \frac{H_L}{D_{int}} \sinh\left(\sqrt{13,5} \frac{H_L}{D_{int}}\right)}$	

Nota. La presente tabla muestra alturas por tipo de masa, *Norma Técnica ACI 350.3*. Adaptado de American Concrete Institute, 2020

De la Tabla 6, donde:

h_i = Altura de la masa impulsiva respecto a la base del depósito equivalente (m).

h_c = Altura de la masa convectiva respecto a la base del depósito equivalente (m).

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D_{int} = Diámetro interior del reservorio (m).

iv. Velocidad angular

La velocidad angular natural es un parámetro fundamental que describe la rapidez con la que un sistema oscila en su modo de vibración. El ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020) indica que dichas frecuencias dependen de las propiedades mecánicas del sistema, específicamente su rigidez efectiva y la masa participante, y que, por tanto, la velocidad angular refleja cuán rápido completa un ciclo de oscilación ese modo vibratorio. La Tabla 7 presenta ecuaciones para hallar la velocidad angular por tipo de masa.

Tabla 7

Velocidad angular impulsivo y convectivo para deposito equivalente circular

Velocidad Angular	Deposito equivalente circular
Impulsiva	$w_i = \sqrt{\frac{K_s}{m_s + m_i}} \quad (19)$
Convectiva	$\lambda_c = \sqrt{3,68 \times g \times \tanh\left(3,68 \times \frac{H_L}{D_{int}}\right)}$ $w_c = \frac{\lambda_c}{\sqrt{D_{int}}} \quad (20)$

Nota. La presente tabla muestra la velocidad angular para deposito equivalente circular, *Norma Técnica ACI 350.3 -20*. Adaptado de American Concrete Institute, 2020.

De la Tabla 8, donde:

w_i = Velocidad angular impulsiva.

w_c = Velocidad angular convectiva.

T_c = Periodo convectivo (seg).

λ_c = Coeficiente convectivo.

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D_{int} = Diámetro interior del reservorio (m).

v. Periodo impulsivo y convectivo

La determinación de los períodos impulsivo y convectivo se realiza considerando la forma y dimensiones del depósito, así como la distribución de la masa del líquido almacenado, presentes ecuaciones se muestran en la Tabla 8. Estos cálculos se basan en lo establecido por la norma técnica ACI 350.3 – 20 (American Concrete Institute, 2020).

Tabla 8

Periodo impulsivo y convectivo para deposito equivalente circular

Masa	Deposito equivalente circular	
Impulsiva	$T_i = \frac{2\pi}{w_i}$	(21)
Convectiva	$T_c = \frac{2\pi}{w_c}$	(22)

Nota. La presente tabla muestra el periodo impulsivo y convectivo para deposito equivalente circular, *Norma Técnica ACI 350.3 – 20*. Adaptado de American Concrete Institute, 2020.

De la Tabla 8, donde:

T_i = Periodo impulsivo (seg).

T_c = Periodo convectivo (seg).

w_i = Velocidad angular impulsiva.

w_c = Velocidad angular convectiva.

b) Parámetros sísmicos según el RNE NTP E.030 y el ACI 350.3 – 20

En el caso de estructuras destinadas al almacenamiento de líquidos u otras sustancias, es necesario considerar criterios adicionales que amplían los requisitos mínimos definidos por el RNE, específicamente en la norma técnica peruana NTP E,030: Diseño sismorresistente. Por esta razón, se toma como referencia el código ACI 350.3 – 20, ajustándolo a las recomendaciones establecidas por la normativa sísmica peruana.

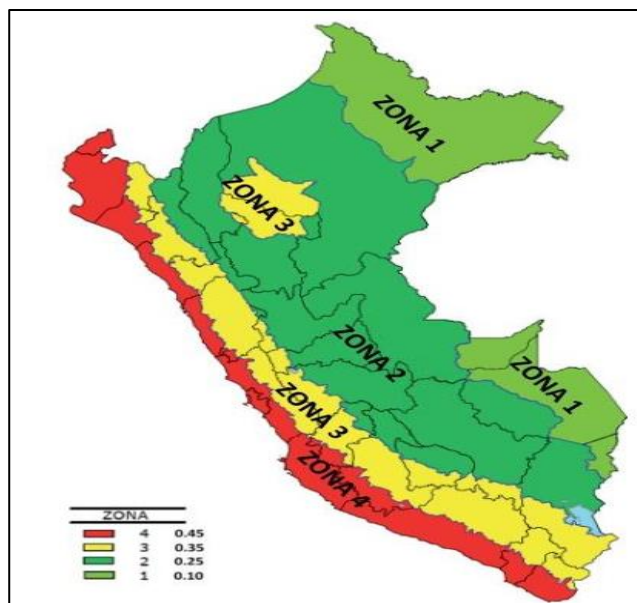
i. Factor de zona según zonificación

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), el país se divide en cuatro zonas sísmicas, presentándose en la

Figura 13, considerando la sismicidad registrada, las características de los sismos y la forma en que su intensidad disminuye con la distancia al epicentro. Cada zona sísmica, se representa con una fracción de la velocidad de la aceleración, esta se muestra en la Tabla 9.

Figura 13

Mapa de zonificación sísmica del territorio peruano, por la NTP E.030 2018



Nota. La figura muestra el mapa territorial peruano, y su zonificación correspondiente. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

Tabla 9

Factores de zona Z

Zona	Factor de zona
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. La presente tabla muestra los factores de zona según la zona de acuerdo con el mapa territorial peruano y su zonificación correspondiente. *NTP E.030 Diseño Sismorresistentes*. Tomado de Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

ii. Parámetros de sitio

En la Tabla 10, se muestra según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), la clasificación de los perfiles de suelo

siendo 5 tipos de acuerdo con las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato y velocidad de propagación de las ondas de corte. A su vez en la Tabla 11, se muestra los periodos de plataforma y transición de acuerdo al perfil de suelo.

Tabla 10

Factor de suelo S de acuerdo con la zonificación y perfil de suelo, por la NTP E.030 2018

Zona	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. La presente tabla muestra los factores de suelo según su zonificación, y el perfil de suelo. NTP E.030 Diseño Sismorresistentes. Tomado de Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

Tabla 11

Periodos Tp y TL de acuerdo con el perfil del suelo, por la NTP E.030 2018

Periodos	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (seg)	0,30	0,40	0,60	1,00
TL (seg)	3,00	2,50	2,00	1,60

Nota. La presente tabla muestra el periodo de transición y el periodo largo según el perfil del suelo. Adaptado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

iii. Factor de amplificación sísmica (C)

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), se conceptualiza como la aceleración estructural respecto al suelo, el cual está definida por los parámetros de sitio.

$$T < T_p \quad \Rightarrow \quad C = 2,50$$

$$T_p < T < T_L \quad \Rightarrow \quad C = 2,50 \left(\frac{T_p}{T_L} \right)$$

$$T > T_L \quad \Rightarrow \quad C = 2,50 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T = Periodo fundamental (seg)

T_p = Periodo de transición que define la plataforma del factor C (seg)

T_L = Periodo largo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento

constante (seg)

iv. Factor de uso o importancia (U)

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), se conceptualiza factor para incrementar el margen de seguridad ante el diseño estructural, su aplicación se clasifica de acuerdo con la importancia de la edificación.

v. Factor de reducción de respuesta (R)

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), se conceptualiza como factor que proporciona una reducción de fuerza sísmica máxima ante una estructura durante un sismo. Por tanto, el código ACI 350.3 – 20 (American Concrete Institute, 2020), define los factores de reducción para la masa impulsiva y la masa convectiva según el tipo de estructura, mostrándose en la Tabla 12.

Tabla 12

Factor de reducción R, por la ACI 350.3 – 20

Tipo de estructura	R _i		R _c
	Apoyado	Enterrado	
Tanques anclados con base flexible	3,25	3,25	1,00
Tanques monolíticos o empotrados en la base	2,00	3,00	1,00
Tanques no anclados lleno o vacíos	1,50	2,00	1,00
Tanques elevados	2,00	-	1,00

Nota. La presente tabla muestra el factor de reducción considerando el tipo de estructura y del tipo de masa, *Norma ACI 350.3 – 20*. Tomado de American Concrete Institute, 2020.

vi. Estimación del peso de la estructura P

Por un fin de análisis sísmico, el sismo es representado por un conjunto de fuerzas laterales cuyo parámetro de dependencia, es la aceleración de terreno, características del sistema y la distribución de la masa en toda la estructura.

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), el porcentaje de carga viva o sobrecarga se determina de la manera establecida en la Tabla 13.

Tabla 13

Porcentaje de carga viva o sobrecarga para la estimación de peso de la estructura por la NTP E.030 2018

Tipo de estructura	Porcentaje de carga viva considerado (%)
Edificaciones de categoría A y B	50,00%
Edificaciones de categoría C	25,00%
Depósitos	80,00% del peso total almacenado
Azoteas y techos	25,00%
Tanques, silos y estructuras similares	100,00% de la carga almacenada

Nota. La presente tabla muestra el porcentaje de carga viva o sobrecarga para la estimación de peso de la estructura considerando el tipo de estructura y del tipo de masa, *NTP E.030 Diseño Sismorresistentes*. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

vii. Borde Libre de Agua

El borde libre de agua es la altura mínima adicional que debe considerarse en un tanque para evitar el derrame del líquido cuando este experimenta movimientos inducidos por acciones dinámicas. Este fenómeno se origina principalmente por el modo convectivo del fluido, asociado al movimiento ondulatorio que se genera.

Diversas normas internacionales consideran el borde libre como un parámetro esencial del diseño. El ACI 350.3 – 20 establece que, durante un análisis sísmico de tanques, deben evaluarse las amplitudes máximas de la onda superficial derivadas del modo convectivo, Se indica que el desplazamiento máximo de la superficie libre puede estimarse mediante la combinación de la frecuencia convectiva y los factores sísmicos aplicables al sitio mediante la ecuación 19.

$$d_{\max} = \frac{0,204 (D_{\text{int}})}{\left(\frac{2 \times g}{\omega_c^2 \times C_c \times D_{\text{int}}} - 1 \right) \tanh \left(\frac{3,68 \times H_L}{D_{\text{int}}} \right)} (Z)(U)(S) \quad (23)$$

Donde:

$d_{\max}$ = Borde Libre (m)

D_{int} = Diámetro Interior (m)

g = Gravedad $\left(\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right)$

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

S = Factor de suelo

ω_c = Velocidad angular convectiva

c) **Análisis sísmico estático**

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), es un análisis representado en un conjunto de fuerzas laterales cuya posición de acción es en el centro de masa de cada nivel de la estructura.

Por tanto, al proceder con el análisis sísmico estático para reservorios, se elegirá los parámetros sísmicos dados por la norma RNE E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), como es el factor de zona (Z), uso (U), suelo (S), periodo de transición (Tp), periodo largo (TL), coeficiente de amplificación sísmica (C), cuyos parámetros dependen del territorio de análisis. Mientras que se considera la norma ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020), para el parámetro sísmico de factor de reducción (R) para estructuras de almacenamiento de líquidos.

i. **Cortante basal**

En estructuras que almacenan agua, como los reservorios elevados, el análisis sísmico debe considerar que el líquido no se comporta como una masa rígida. Bajo excitación sísmica, el agua desarrolla dos tipos de respuesta, el componente impulsivo y convectivo.

El ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020) establece que ambas componentes deben ser evaluadas de manera independiente y luego combinadas para obtener el cortante total que actúa en la base del tanque. A partir de estas contribuciones se obtiene el cortante basal mediante la ecuación 20.

$$V = \sqrt{(P_w + P_i)^2 + P_c^2} \quad (20)$$

d) **Análisis sísmico dinámico o modal**

Según la norma técnica E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), define que las estructuras pueden ser diseñadas usando los resultados de combinación modal espectral.

i. **Modos de vibración**

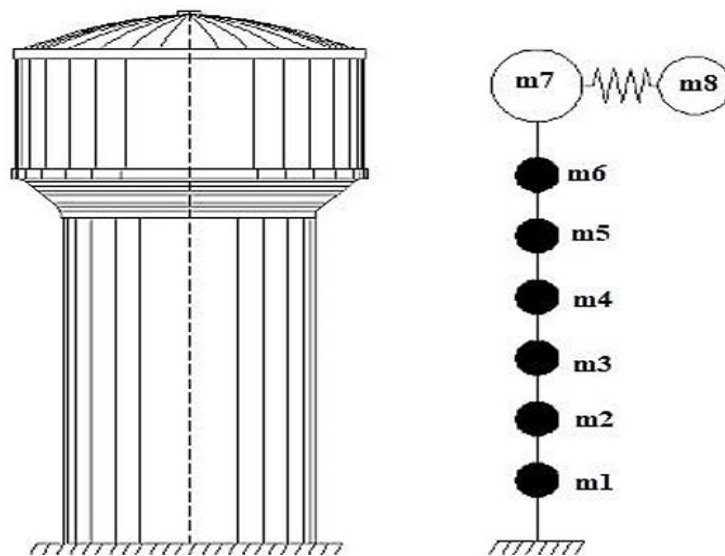
Los modos de vibración, así como los periodos de vibración, pueden obtenerse mediante un método de análisis que tome en cuenta tanto la rigidez estructural como la distribución de masas. Por tanto, es fundamental realizar un estudio exacto, ya que

estos parámetros influyen directamente en la determinación de la fuerza sísmica de diseño.

El análisis estructural debe considerar una cantidad adecuada de modos de vibración, de manera que la suma de sus masas efectivas represente al menos el 90 % de la masa total en ambas direcciones principales. Además, se deben incluir los tres modos predominantes en la dirección del análisis. En la idealización de los grados de libertad, el más común es el presentado en la Figura 14.

Figura 14

Modelo de reservorio elevado con varios grados de libertad



Nota. La figura muestra el modelo de reservorio elevado con varios grados de libertad. Tomado de (Rivera Feijoo, 1984).

ii. Aceleración espectral inelástica

De acuerdo con lo establecido en la norma técnica E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), para cada una de las direcciones horizontales consideradas en el análisis estructural, se emplea un espectro inelástico de pseudoaceleraciones, el cual está definido en la ecuación 21.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (21)$$

Donde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

R = Factor de reducción de respuesta

g = Gravedad $\left(\frac{m}{s^2}\right)$

e) Desplazamiento lateral permisible

La distorsión angular se determina a partir del desplazamiento lateral relativo, obtenido al relacionar el desplazamiento con la altura entre niveles. Para ello, se multiplican los resultados del análisis elástico lineal, utilizando fuerzas sísmicas reducidas mediante un factor de $0,75R$ en edificaciones regulares y $0,85R$ en estructuras con irregularidades. De esta manera, se estima la distorsión angular inelástica, la cual debe ser comparada con el valor límite permitido por la normativa.

El desplazamiento relativo obtenido en el análisis estructural no debe ser mayor a los límites de distorsión considerados en el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la norma técnica E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), los cuales se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14

Límites para la distorsión de entrepiso

Material predominante	Δ/h_e
Concreto armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. La presente tabla muestra el factor de reducción considerando el tipo de estructura y del tipo de masa según la, NTP E.030 Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

2.2.6.4. Diseño estructural de los elementos del reservorio elevado tipo Intze

a) Diseño del espesor o sección de los elementos

I. Diseño por cortante

Al realizar el diseño del espesor por criterios de resistencia al corte, es necesario comprobar que la fuerza cortante actuante no supere la capacidad del concreto para resistir dicho esfuerzo, dichos cálculos se presentan en las ecuaciones 22 y 23 y cuyas simbologías de los parámetros se muestran en la Tabla 15.

a. Capacidad cortante del concreto

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d \quad (22)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\phi = 0,75 \text{ para cortante}$$

$$d = e - r$$

b. Fuerza cortante ultima

$$V_u = \left(\frac{V_i + V_j}{2} \right) \cdot b_s \quad (23)$$

Para un correcto espesor ante una solicitud de cortante, es necesario verificar la siguiente condición: $\phi V_c \geq V_u$

Tabla 15

Simbología y unidades para diseño de espesor para cortante

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	f'_c	Kg/cm ²
Espesor del elemento	e	cm
Distancia centroide de refuerzo tracción	r	cm
Peralte efectivo	d	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Factor de reducción de resistencia para cortante	ϕ	Adimensional
Esfuerzo crítico admisible a compresión	Q_{cr}	Kg/cm ²
Capacidad cortante del concreto	ϕV_c	Kg
Cortante requerido	V_u	Kg

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor para cortante. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

II. Diseño por cortante en el plano de muros

Según la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), el espesor de un muro se determina en función de su resistencia al esfuerzo cortante dentro de su propio plano, tomando en cuenta la cantidad específica de refuerzo estructural incorporado. Los cálculos para los parámetros de diseño por cortante en el plano de muros están establecidos en las ecuaciones 24 y 25, a su vez, en la Tabla 16 se muestra la simbología y unidades para el diseño de espesores para cortante en el plano de muro.

a. Capacidad nominal del cortante del concreto en el plano de muro

$$V_n = A_c \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c} + \rho_n f_y) \quad (24)$$

Teniendo en cuenta:

$$A_c = e \cdot b_s$$

$$\rho_n = \frac{A_s}{e \cdot h_s}$$

Sabiendo que α_c según el artículo 11,10,5 según el reglamento:

$$\frac{h_m}{l_m} \leq 1,50 \Rightarrow \alpha_c = 0,80$$

$$\frac{h_m}{l_m} \geq 2,00 \Rightarrow \alpha_c = 0,53$$

$$P_n = 0,003$$

b. *Fuerza cortante actuante*

$$V_u = \left(\frac{V_i + V_j}{2} \right) \cdot b_s \quad (25)$$

Para un correcto espesor ante una sollicitación de cortante, es necesario verificar la siguiente condición: $V_n \geq V_u$

Tabla 16

Simbología y unidades para diseño de espesor para cortante en el plano de muro

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	$f'c$	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero	$f'y$	Kg/cm ²
Área horizontal del segmento de muro	A_c	cm ²
Espesor del muro	e	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Altura de la sección de área	h_s	cm
Altura total del muro	h_m	m
Mitad de longitud del muro	l_m	m
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²
Cuantía nominal de refuerzo	ρ_n	Adimensional
Factor de reducción de resistencia	ϕ	Adimensional
Fuerza última	T_u	Kg
Cortante nominal del muro	V_n	Kg
Cortante requerido	V_u	Kg

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor para cortante en el plano de muro. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

III. Diseño para elementos sometidos a tracción axial significativa

Según la Norma Técnica E060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), el espesor de elementos que presentan solicitaciones principales sometidos a tensión se verifica por la fuerza cortante que debe ser resistido por la capacidad cortante del concreto a tensión. Los cálculos para los parámetros de diseño por cortante en el plano de muros están establecidos en las ecuaciones 26 y 27, a su vez, en la Tabla 17 se muestra la simbología y unidades para el diseño de espesor en elementos sometidos a tracción axial significativa.

- a. Capacidad cortante del concreto a tensión

$$V_c = (0,53) \left(1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d \quad (26)$$

Teniendo en cuenta que:

N_u a tracción (-), compresión (+)

- b. Fuerza última

$$N_u = \left(\frac{N_{u_i} + N_{u_j}}{2} \right) \cdot b_s \quad (24)$$

Para un correcto espesor ante una solicitación de cortante, es necesario verificar la siguiente condición: $V_c \geq 0$

Tabla 17

Simbología y unidades para diseño de espesor en elementos sometidos a tracción axial significativa

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	f'_c	Kg/cm^2
Espesor del elemento	e	cm
Distancia centroide de refuerzo tracción	r	cm
Peralte efectivo	d	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Área bruta de la sección	A_g	cm^2
Fuerza última	N_u	Kg
Capacidad cortante del concreto a tensión	V_c	Kg

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor para cortante de elementos sometidos a tracción axial significativa. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

IV. Diseño por compresión pura a elementos con refuerzo transversal

Según la Norma Técnica E060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), la resistencia para elementos con refuerzo transversal se debe realizar según la ecuación 28, posteriormente compararlo con la ecuación 29, a su vez, en la Tabla 18 se muestra la simbología y unidades para el diseño por compresión a elementos con refuerzo transversal.

a. Resistencia de diseño

$$\phi P_{n \max} = (0,80)(\phi)[0,85 \cdot f'c (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y] \quad (25)$$

Teniendo en cuenta que:

$\phi = 0,70$ por compresión

$P_{\min} = 0,01$

$A_{s \min} = (\rho_{\min})(A_g)$

b. Fuerza última

$$P_u = \left(\frac{P_i + P_j}{2} \right) \cdot b_s \quad (26)$$

Para un correcto espesor ante una solicitud de compresión pura en elementos con refuerzo transversal, es necesario verificar la siguiente condición:

$$\phi P_{n \max} \geq P_u$$

Tabla 18

Simbología y unidades para diseño por compresión pura a elementos con refuerzo transversal

Descripción	Símbolo	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	$f'c$	Kg/cm ²
Fuerza última	P_u	Kg
Área bruta de la sección	A_g	cm
Cuantía mínima del acero de refuerzo	$\rho_{\min}$	Adimensional
Área del acero de refuerzo mínimo	$A_{s \min}$	cm
Ancho de la sección en área	b_s	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	Adimensional
Resistencia nominal a la compresión	ϕP_n	Kg
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor por compresión pura a elementos con refuerzo transversal. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

V. Diseño por tracción pura

Se sabe que el principal desempeño del concreto es ante una sollicitación de compresión axial, sin embargo, cuando su sollicitación principal es la tracción, su función es proporcionar la protección al acero, aportando rigidez al conjunto.

El cálculo es mediante el esfuerzo límite a tracción del concreto, cuya formula se basa en la ecuación 30, y 31, a su vez, en la Tabla 19 se muestra la simbología y unidades para el diseño por tracción pura a elementos.

a. Área de concreto

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s \quad (3027)$$

Teniendo en cuenta que:

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

b. Fuerza última

$$T_u = \left(\frac{T_{ui} + T_{uj}}{2} \right) \cdot b_s \quad (31)$$

Tabla 19

Simbología y unidades para diseño por tracción pura a elementos

Descripción	Símbolo	Unidad
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	Kg/cm ²
Relación modular	n	Adimensional
Resistencia del concreto	f'_c	Kg/cm ²
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Fuerza última	T_u	Kg/cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	Kg/cm ²
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²
Área de la sección	A_c	cm ²

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor por tracción pura. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

VI. Diseño por pandeo a tensión

En el caso de elementos de tipo membrana, el dimensionamiento del espesor se realiza considerando los esfuerzos normales, ya sean de tracción o compresión, así como el fenómeno de pandeo. Estos esfuerzos internos deben ser comparados y verificados frente al esfuerzo crítico que el concreto es capaz de resistir.

VII. Diseño por pandeo a compresión

Es necesario asegurarse de que la resistencia admisible del concreto a compresión sea superior al esfuerzo que se le exige en el diseño, por tanto se establece la ecuación 32 y 33 para calcular el esfuerzo crítico admisible debiendo ser mayor al esfuerzo requerido por compresión establecido en las ecuaciones 34 y 35, mientras que en la Tabla 20 se muestra la simbología y unidades para diseño por pandeo a compresión en elementos membrana.

a. Esfuerzo critico

$$Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R \cdot \sqrt{3(1 - \nu_c^2)}} \quad (32)$$

$$Q_{cradm} = \frac{Q_{cr}}{F.S.} \quad (3328)$$

Teniendo en cuenta que:

$\nu_c = 0,15$ para concreto

$F.S. = 4$

b. Esfuerzo requerido por compresión

$$T_u = \left(\frac{T_{ui} + T_{uj}}{2} \right) \quad (34)$$

$$Q_u = \frac{T_u}{e} \quad (35)$$

Para un correcto espesor ante un diseño por pandeo a compresión, es necesario verificar la siguiente condición: $Q_{cradm} \geq Q_u$

Tabla 20

Simbología y unidades para diseño por pandeo a compresión en elementos membrana

Descripción	Símbolo	Unidad
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	Kg/cm^2
Espesor del elemento	e	cm
Radio de cúpula	r	cm
Módulo de poisson del concreto	ν_c	Adimensional
Esfuerzo crítico a compresión del concreto	Q_{cr}	Kg/cm^2
Esfuerzo admisible a compresión del concreto	$Q_{cr adm}$	Kg/cm^2
Factor de seguridad	F.S.	Adimensional
Fuerza última	T_u	Kg/cm
Esfuerzo requerido	Q_u	Kg/cm^2

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor por pandeo a compresión en elementos membrana. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

VIII. Diseño por pandeo a tracción

Se debe comprobar que la capacidad del concreto para resistir tracción sea suficiente frente al nivel de esfuerzo que se le solicita en el elemento, por tanto se establece la ecuación 36 para calcular el esfuerzo crítico debiendo ser mayor al esfuerzo requerido por tracción establecido en las ecuaciones 37 y 38, mientras que en la Tabla 21 se muestra la simbología y unidades para diseño por pandeo a tracción en elementos membrana.

a) Esfuerzo critico

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (36)$$

b) Esfuerzo requerido por tracción

$$T_u = \left(\frac{T_{u_i} + T_{u_j}}{2} \right) \quad (37)$$

$$Q_u = \frac{T_u}{e} \quad (38)$$

Para un correcto espesor ante un diseño por pandeo a tracción, es necesario verificar la siguiente condición: $f_r \geq Q_u$

Tabla 21

Simbología y unidades para diseño por pandeo a tracción en elementos membrana

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	f'_c	Kg/cm ²
Espesor del elemento	e	cm
Fuerza última	T_u	Kg/cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	Kg/cm ²
Esfuerzo requerido	Q_u	Kg/cm ²

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de espesor por pandeo a tracción en elementos membrana. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

b) Diseño del acero de refuerzo

I. Diseño de acero de refuerzo por corte

En elementos sometidos principalmente a tracción, la cantidad de acero transversal (estribos) es reducida al mínimo, ya que su función principal es facilitar la disposición del refuerzo longitudinal. Habitualmente se emplea acero estructural de diámetro 3/8" a una separación máxima de 30 cm o la mitad de altura de la sección de elemento.

II. Diseño de acero por cortante en el plano de muros

En la ecuación 39, se presenta el cálculo para hallar la capacidad nominal de cortante, cuyo valor dependerá de los factores señalados, a su vez se dispone de la ecuación 40, mediante esta se calcula la fuerza cortante actuante. Por otro lado, se dispone de la Tabla 22 para ver la simbología y unidades de diseño de acero por cortante en el plano de muros.

a. Capacidad nominal de cortante

$$V_n = A_c \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y) \quad (39)$$

Teniendo en cuenta:

$$A_c = e \cdot b_s$$

$$\rho_n = \frac{A_s}{e \cdot h_s}$$

Sabiendo que α_c según el artículo 11,10,5 según el reglamento:

$$\frac{h_m}{I_m} \leq 1,50 \Rightarrow \alpha_c = 0,80$$

$$\frac{h_m}{I_m} \geq 2,00 \Rightarrow \alpha_c = 0,53$$

$$\rho_n = 0,003$$

b. Fuerza cortante actuante

$$V_u = \left(\frac{V_i + V_j}{2} \right) \cdot b_s \quad (290)$$

Para un correcto espesor ante una solicitud de cortante, es necesario verificar la siguiente condición: $V_n \geq V_u$

Tabla 22

Simbología y unidades para diseño de acero por cortante en el plano de muros

Descripción	Símbolo	Unidad
Espesor del elemento	e	cm
Altura de la sección de área	h_s	cm
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²
Cuantía nominal de refuerzo	ρ_n	Adimensional
Cortante nominal del muro	V_n	Kg
Cortante requerido	V_u	Kg

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero para cortante en el plano de muro. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

III. Diseño de acero por tensión y tracción pura

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), el refuerzo de acero por tensión (tracción y compresión), así como la tracción anular, se realiza mediante la ecuación 41.

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} \quad (41)$$

Se verifica $\rho \geq \rho_{\min}$, donde $\rho_{\min} = 0,0035$

Tabla 23

Simbología y unidades para diseño de acero por tensión y tracción pura

Descripción	Símbolo	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	Kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia	ϕ	Adimensional
Fuerza última	T_u	Kg
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²
Cuantía del acero de refuerzo	ρ	Adimensional
Cuantía mínima del acero de refuerzo	$\rho_{\min}$	Adimensional

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero por tensión y tracción pura. Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

IV. Diseño de acero por compresión pura

El área de refuerzo longitudinal incorporado en el concreto deberá representar, como mínimo, el 1 % del área bruta de la sección de concreto y como máximo el 6% del área bruta de la sección de concreto, siendo la ecuación 42 la capacidad de fuerza axial nominal y presentándose la simbología y unidades para diseño de acero por compresión pura en la Tabla 24.

$$\phi P_{n \max} = (0,80)(\phi)[0,85 \cdot f'c (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y] \quad (30)$$

Tabla 24

Simbología y unidades para diseño de acero por compresión pura

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia nominal a la compresión	ϕP_n	Kg
Fuerza última	P_u	Kg
Área bruta de la sección	A_g	cm ²
Cuantía mínima del acero de refuerzo	$\rho_{\min}$	Adimensional
Área del acero de refuerzo mínimo	$A_{s \min}$	cm ²
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero por compresión pura. Adaptado de *Diseño de planta de tratamiento para reutilizar el agua pluvial en la I.E. Ignacia Velásquez, Moyobamba, San Martín, 2021* por Viviana Anggie Becerra Alcalde, 2021.

V. Refuerzo por pandeo a tensión

Según la Norma Técnica E060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), la cuantía de refuerzo de la cáscara en cualquier porción de la zona de tracción no será menor de 0,0035, debiéndose calcular el acero mínimo, según la ecuación 43. Presentándose la simbología y unidades para diseño de acero por compresión pura en la Tabla 25

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b_s \cdot e \quad (43)$$

Tabla 25

Simbología y unidades para diseño de acero por pandeo a tensión

Descripción	Símbolo	Unidad
Cuantía mínima del acero de refuerzo	$\rho_{\min}$	Adimensional
Espesor del elemento	e	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Área del acero de refuerzo mínimo	$A_{s \min}$	cm ²

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero por pandeo a tensión. Adaptado de *Diseño de planta de tratamiento para reutilizar el agua pluvial en la I.E. Ignacia Velásquez, Moyobamba, San Martín, 2021* por Viviana Anggie Becerra Alcalde, 2021.

VI. Refuerzo por flexión

En elementos estructurales que trabajan predominantemente a flexión, el dimensionamiento del refuerzo de acero se realiza aplicando fórmulas específicas para equilibrar los esfuerzos internos.

a. Cálculo de la cuantía de acero requerida para elementos por flexión

Según la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019) se sabe que desarrollando la igualdad de momento nominal al momento último, se puede obtener mediante la ecuación 44, siendo una ecuación cuadrática, el cual aplicando la formula general cuadrática, se obtiene la cuantía de acero requerida para elementos por flexión, establecido en la ecuación 45. Presentándose la simbología y unidades en la

Tabla 26

$$\phi M_n = M_u$$

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

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_s} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot b_s \cdot d \cdot f_y \left(d - \frac{\rho \cdot b_s \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_s} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b_s \cdot d^2 \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b_s \cdot d^2 \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,70 \cdot f'_c} \right)$$

$$\phi M_n = M_u = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot b_s \cdot d^2 \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,70 \cdot f'_c} \right)$$

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \phi \cdot \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,70 \cdot f'_c} \right)$$

$$R_u = \phi \cdot \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,70 \cdot f'_c} \right)$$

$$R_u = \phi \cdot \rho \cdot f_y - \phi \cdot \rho^2 \frac{f_y^2}{1,70 f'c}$$

$$0 = \phi \cdot \rho^2 \frac{f_y^2}{1,70 f'c} - \phi \cdot \rho \cdot f_y + R_u$$

$$0 = \phi \cdot \rho^2 \cdot f_y^2 - 1,70 \cdot \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot f'c + 1,70 R_u \cdot f'c \quad (44)$$

Aplicando la fórmula general cuadrática:

$$\rho = \frac{1,70 \cdot \phi \cdot f_y \cdot f'c - \sqrt{(1,70 \cdot \phi \cdot f_y \cdot f'c)^2 - 4 \phi f_y^2 \cdot 1,70 \cdot R_u \cdot f'c}}{2 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

$$\rho = \frac{1,70 \cdot \phi \cdot f_y \cdot f'c - \sqrt{(1,70 \cdot \phi \cdot f_y \cdot f'c)^2 - 6,80 \phi \cdot R_u \cdot f'c \cdot f_y^2}}{2 \cdot \phi \cdot f_y^2} \quad (45)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\phi = 0,90 \text{ para flexión}$$

b. Área del acero de refuerzo

Para el cálculo del área del acero de refuerzo se debe multiplicar la cuantía de acero por el ancho tributario y por el peralte efectivo, mostrándose en la ecuación 46.

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d \quad (31)$$

c. Cálculo de la cuantía de acero requerida para elementos por flexión

Para el cálculo de la cuantía de acero requerida se muestra la ecuación 47.

$$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} \quad (4732)$$

Tabla 26

Simbología y unidades para diseño de acero por flexión

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	$f'c$	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	$f'y$	Kg/cm^2
Espesor del elemento	e	cm
Distancia centroide de refuerzo tracción	d_c	cm

Peralte efectivo	d	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm

Tabla 26 (continuación)

Descripción	Símbolo	Unidad
Factor de reducción de resistencia	ϕ	Adimensional
Cuantía mínima del acero de refuerzo	ρ_{min}	Adimensional
Cuantía requerida en la sección	ρ	Adimensional
Altura del bloque de compresión	a	cm
Momento último	M_u	Kg.cm
Área del acero de refuerzo	A_s	cm ²
Área de la barra de refuerzo	A_b	cm ²
Espaciamiento del acero de refuerzo	S	cm

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero por flexión. Adaptado de *Diseño de planta de tratamiento para reutilizar el agua pluvial en la I.E. Ignacia Velásquez, Moyobamba, San Martín, 2021* por Viviana Anggie Becerra Alcalde, 2021.

2.2.7. Diseño de Cimentación

La cimentación es el elemento estructural encargado de conectar la edificación con el terreno, permitiendo una transferencia adecuada de las cargas hacia el suelo de manera que se garantice la estabilidad y seguridad de la estructura. Para diseñarla es indispensable entender el comportamiento del suelo y las fuerzas que actúan sobre la estructura. Una cimentación correctamente dimensionada no solo evita asentamiento diferencia o fallas por capacidad portante, sino que también prolonga la vida útil de la construcción.

2.2.7.1. Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad es un procedimiento esencial para garantizar el comportamiento seguro de una estructura frente a distintos modos de falla, evaluando condiciones como el volteo, el deslizamiento y la capacidad portante del suelo, asegurando que la cimentación mantenga su integridad ante las cargas impuestas.

Braja M. Das establece que el diseño de cimentación debe iniciar por la comprensión del comportamiento del terreno bajo cargas estructurales, señalando que “La seguridad de una cimentación no depende únicamente de la resistencia del suelo, sino también de su deformabilidad y del tipo de carga que se transmite” (M. Das, 2016)

a) Verificación de Volteo

La verificación de volteo consiste en evaluar si los momentos generados por las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura pueden ser contrarrestados por los

momentos resistentes, principalmente generados por el peso propio y las cargas verticales actuantes.

El factor de seguridad por volteo FS_v se expresa como se muestra en la ecuación 42:

$$FS_v = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} \geq 1,50 \quad (33)$$

Donde:

$\sum M_V$: Suma de momentos de las fuerzas que inducen al volteo

$\sum M_R$: Suma de momentos de las fuerzas resisten el volteo

b) Verificación por deslizamiento

La verificación por deslizamiento tiene como finalidad asegurar que las fuerzas horizontales actuantes sobre la cimentación no excedan la resistencia por fricción desarrollada entre la base de la cimentación y el terreno natural. Esta condición es crucial para evitar desplazamientos laterales que comprometan la estabilidad estructural.

El factor de seguridad al deslizamiento (FS_d) se expresa mediante la siguiente relación, según la ecuación 43:

$$FS_d = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} \geq 1,25 \quad (34)$$

Donde:

$\sum F_R$: Suma de las fuerzas resistentes

$\sum F_D$: Suma de las fuerzas horizontales actuantes

Según Braja M. Das, el factor de seguridad mínimo contra deslizamiento debe ser mayor o igual a 1,25, salvo condiciones especiales que justifiquen un valor diferente debidamente sustentado. (M. Das, 2016)

c) Verificación del espesor por cortante

La verificación del espesor por cortante en cimentaciones consiste en comprobar que la demanda de cortante producida por las cargas transmitidas al elemento estructural no exceda la capacidad resistente del concreto. En elementos como plateas, losas y zapatas, el cortante crítico suele evaluarse en una sección a una distancia determinada del apoyo, donde se obtiene el valor de cortante actuante V_u .

Para elementos sometidos a análisis tridimensional, el cortante requerido suele obtenerse a partir de los esfuerzos cortantes promedio en la dirección evaluada,

considerando el ancho resistente b_s . Esto permite transformar los esfuerzos del modelo en una fuerza de cortante última, que se emplea en la comparación con la capacidad resistente del concreto.

El cortante actuante por unidad de ancho se expresa de manera general como se muestra en la ecuación 44:

$$\frac{V_u}{b_s} = V_c \quad (35)$$

Por otro lado, la capacidad de cortante del concreto en elementos sin refuerzo específico de cortante puede estimarse de manera práctica mediante la ecuación 45:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d \quad (36)$$

La condición de seguridad recomendada por la literatura especializada es según lo mostrado en la ecuación 46, presentándose la simbología y unidades en la Tabla 27:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (37)$$

Si esta condición se cumple, el espesor adoptado para la cimentación es adecuado. De lo contrario, el diseño debe modificarse incrementando el espesor.

Tabla 27

Simbología y unidades para verificación de espesor por cortante

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	f'_c	Kg/cm ²
Espesor del elemento	e	cm
Peralte efectivo	d	cm
Ancho de la sección de área	b_s	cm
Factor de reducción de resistencia para cortante	ϕ	Adimensional
Capacidad cortante del concreto	ϕV_c	Kg
Cortante requerido	V_u	Kg

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para la verificación de espesor por cortante Adaptado de *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín* por Oscar Xavier Jimeno Venegas, 2021.

2.2.7.2. Diseño de Platea de Cimentación

El diseño estructural de cimentaciones tiene como finalidad garantizar la transmisión segura y eficiente de las cargas de una estructura al suelo de cimentación, controlando los asentamientos diferenciales y asegurando la estabilidad ante esfuerzos verticales, cortantes y momentos flectores o de volteo.

Para estructuras sometidas a altos momentos de volteo, como en el caso de reservorios elevados, se requiere una cimentación rígida y de gran masa, capaz de actuar como contrapeso frente a estas solicitaciones. En este caso, se ha optado por una cimentación tipo platea circular que proporciona estabilidad tanto por su peso propio como por su rigidez.

Según la NTP E,050, *"las cimentaciones deben diseñarse para que resistan las cargas aplicadas sin producir asentamientos diferenciales excesivos ni fallas por volteo o deslizamiento."* (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

a) Diseño de acero por flexión

En el análisis estructural de zapatas circulares sometidas a cargas excéntricas, además del control de presiones de contacto con el terreno, es fundamental verificar la resistencia a flexión en las zonas de transición entre el fuste y el ensanche. Esta verificación es particularmente relevante en zapatas sometidas a momentos producidos por cargas no centradas, ya que en el borde del fuste se genera una condición de voladizo respecto a la parte exterior de la zapata.

I. Momento Ultimo de Diseño

Con esta geometría, el momento último de diseño se calcula como el momento generado por la carga uniforme sobre un volado en voladizo de ancho unitario $b = 1$ m, mediante la ecuación 47:

$$M_u = \sigma_u (n) (b) \left(\frac{n}{2}\right) \quad (38)$$

Donde:

M_u : Momento ultimo de diseño

σ_u : Esfuerzo ultimo

n : Longitud del voladizo desde el borde del fuste hasta el borde de la zapata

b : Ancho de la franja considerada

II. Cantidad de acero

Se determina el área de acero de refuerzo requerida (A_s) utilizando una secuencia de relaciones derivadas del equilibrio entre fuerzas internas de compresión y tracción.

Primero, se estima la altura del bloque de compresión a , que representa la profundidad de la zona comprimida en el concreto. Esta se determina mediante la ecuación 48:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b}} \quad (39)$$

Donde:

d: peralte efectivo de la sección

Mu: momento último actuante

ϕ : factor de reducción de resistencia

f'c: resistencia a la compresión del concreto

b: ancho de la franja de análisis

Una vez determinada a, se calcula el área de acero necesaria A_s mediante la ecuación 49:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (40)$$

Estas fórmulas se basan en la suposición de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto (modelo de Whitney), y son ampliamente aceptadas en los métodos de diseño por resistencia. Están fundamentadas en los principios establecidos por el American Concrete Institute (ACI 318) y adaptados en la normativa peruana NTP E,060: Concreto armado. Se presenta la simbología y unidades en la Tabla 28

Tabla 28

Simbología y unidades para diseño de acero por flexión para cimentación

Descripción	Símbolo	Unidad
Resistencia del concreto	f'c	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'y	Kg/cm ²
Espesor del elemento	e	cm
Distancia centroide de refuerzo tracción	d _c	cm
Peralte efectivo	d	cm
Ancho de la sección de área	b _s	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	Adimensional
Cuantía mínima del acero de refuerzo	ρ_{min}	Adimensional
Cuantía requerida en la sección	ρ	Adimensional
Altura del bloque de compresión	a	cm
Momento último	M _u	Kg.cm
Área del acero de refuerzo	A _s	cm ²
Área de la barra de refuerzo	A _b	cm ²
Espaciamiento del acero de refuerzo	S	cm

Nota. La presente tabla muestra la simbología y unidades para diseño de acero por flexión para flexión. Adaptado de *Fundamentos de ingeniería para cimentación*, (M. Das, 2016)

2.3. Definición de términos

2.3.1. Análisis sismorresistente

Evaluación del comportamiento de una estructura frente a sismos, que facilita el diseño mediante métodos estáticos o dinámicos. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

2.3.2. Diseño estructural

Proceso técnico de definir geometría, dimensiones y refuerzos de elementos estructurales para resistir cargas permanentes y sísmicas. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

2.3.3. Reservorio elevado

Tanque de agua que se ubica sobre una columna para generar presión en redes, conforme a las especificaciones del diseño hidráulico peruanas. (García Rivas, 2022).

2.3.4. Tipo Intze

Reservorio de cuba cilíndrica con fondo cónico invertido y fuste central, optimizado para distribución de esfuerzos y análisis sísmico. (García Rivas, 2022).

2.3.5. Membrana

Fuerzas extras generadas por el movimiento del agua durante sismos, consideradas en la E.030 para diseño sísmico de reservorios. (García Rivas, 2022).

2.3.6. Efectos hidrodinámicos

Fuerzas adicionales debidas al movimiento del agua durante un sismo, que deben incluirse en el análisis estructural. (Espinoza, 2022).

2.3.7. Espectro de respuesta

Gráfica que muestra la respuesta máxima ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento que puede experimentar un sistema con un solo grado de libertad, (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

2.3.8. Esfuerzo

Fuerza interna por unidad de área desarrollada en un material bajo carga. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

2.3.9. Tensión anular

Esfuerzo generado en paredes cilíndricas de reservorios, inducido por presión interna o carga centrífuga, que actúa en forma tangencial alrededor del perímetro del elemento. (Davila Gonzales, 2015).

2.3.10. Fuerza axial

Fuerza que se transmite a lo largo del eje principal de un componente estructural. (Davila Gonzales, 2015).

2.3.11. Fuerza cortante

Solicitación interna perpendicular al eje del elemento, crítica en diseño por corte de vigas y muros. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

2.3.12. Momento flector

Fuerza interna que aparece en un elemento estructural cuando actúan cargas externas provocando giro o curvatura alrededor de un eje. (Espinoza, 2022).

2.3.13. Periodo de vibración

Tiempo que demora una estructura en completar un ciclo de oscilación en su modo fundamental. (Rodríguez, 2018).

2.3.14. Masa convectiva

Parte de la masa del agua almacenada en un reservorio que oscila libremente durante un sismo. (Espinoza, 2022).

2.3.15. Masa impulsiva

Parte del volumen de agua que, ante un evento sísmico, se desplaza en conjunto con sus paredes. (Espinoza, 2022)

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño de la investigación

El diseño de investigación es de tipo experimental, ya que propone una solución técnica mediante el diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze, basado en criterios normativos y simulaciones computacionales. Aunque no se manipulan variables en un laboratorio, se desarrollan actividades orientadas a resolver un problema específico de almacenamiento de agua, a través de análisis estructurales realizados con software especializado. La metodología es de carácter aplicativo y descriptivo, respaldada por fundamentos científicos y técnicos, y se presenta mediante representaciones gráficas del comportamiento estructural del reservorio.

3.2. Acciones y actividades

En primer lugar, se llevó a cabo el predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio. Esto incluyó el análisis de las cargas aplicadas, como el peso del agua almacenada y las cargas sísmicas esperadas, para determinar las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, como las paredes, vigas, losa de fondo y techo. Este predimensionamiento se realizó utilizando herramientas de diseño estructural y normativas relevantes.

Luego, se procedió al análisis sísmico estático y dinámico del reservorio. Este análisis se realizó utilizando la herramienta computacional SAP2000, teniendo en cuenta el ejemplar del Ing. G. W. Housner del reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ para obtener información relevante y comparar resultados. Se evaluó la respuesta estructural del reservorio ante diferentes tipos de cargas sísmicas para garantizar su resistencia y estabilidad durante eventos sísmicos.

Una vez completado el análisis sísmico, se llevó a cabo el diseño detallado de los elementos estructurales del reservorio. Esta fase implicó definir las dimensiones finales de los elementos, especificar el tipo y la cantidad de materiales de construcción, y asegurar que la estructura cumpliera con las normativas locales y los estándares de seguridad.

Durante todo el proceso de investigación y diseño, se midieron varias variables clave. Estas variables incluyeron las dimensiones de los elementos estructurales, las cargas aplicadas, las tensiones y deformaciones en la estructura, y los desplazamientos

debidos a cargas sísmicas. Estas mediciones se realizaron utilizando instrumentación adecuada, como medidores de tensión, inclinómetros y acelerómetros, y se llevaron a cabo durante todas las etapas del análisis y diseño.

Durante el análisis sísmico, se llevaron a cabo mediciones continuas para evaluar la respuesta de la estructura ante diferentes cargas. Asimismo, durante el diseño final, se realizaron mediciones para verificar que la estructura cumpliera con los requisitos establecidos.

3.3. Materiales y/o instrumentos

Se utilizaron los siguientes recursos para el desarrollo de la investigación:

- Software SAP2000 para análisis estructural.
- Normas técnicas peruanas (RNE E,030, E,060) y el ACI 318 para el diseño de estructuras de concreto.
- Estudio de mecánica de suelos de Villa Primavera
- Fichas técnicas, planos y literatura especializada sobre reservorios tipo Intze.

3.4. Población y/o muestra de estudio

3.4.1. Población

La población de esta investigación está conformada por las estructuras de reservorios elevados tipo Intze utilizadas en el almacenamiento de agua potable, especialmente aquellos con capacidades similares (alrededor de 1300 m³) implementados o proyectados en el territorio nacional.

3.4.2. Muestra

La muestra de estudio está representada por un modelo específico de reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³, proyectado para beneficiar a la urbanización Villa Primavera, sector Alto Calienta Negros, en la provincia de Ilo, región Moquegua.

3.5. Operacionalización de variables

En la Tabla 29 se muestra la operacionalización de la variable independiente y en la Tabla 30 se muestra la operacionalización de la variable dependiente, también en el Anexo 1 se puede apreciar la matriz de consistencia que complementa la operacionalización de variables.

Tabla 29

Operacionalización de variable independiente de investigación

Variable	Definición Conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición	Técnicas o métodos
Reservorio elevado tipo Intze	Estructura de almacenamiento de agua elevada diseñada para que todos los elementos trabajen a compresión con fin de optimizar la capacidad de almacenamiento y reducir los espesores de los elementos estructurales (Gloria Denisse, 2015)	Se determinó mediante un conteo de viviendas y el cálculo para la población futura, para a su vez usar criterios de diseño hidráulico para calcular el volumen de agua del reservorio	Capacidad de almacenamiento	Población Futura (hab)	Escala de razón de (habitantes)	Proyección poblacional con método geométrico
		Se evaluó la capacidad portante del suelo con un EMS solicitado a la Constructora Villa Primavera	Condiciones geotécnicas	Volumen de agua del reservorio (m ³)	Escala de razón (metros cúbicos)	Cálculo hidráulico según normativa RNE OS,030: Almacenamiento de agua para consumo humano
		Se revisó las fichas de especificaciones técnicas de los materiales, asegurando el cumplimiento de los criterios de diseño	Propiedades mecánicas de los materiales	Capacidad portante del suelo (Ton/m ²)	Escala de razón (Ton/m ²)	Estudio de mecánica de suelos realizado in situ mediante ensayo SPT y análisis de laboratorio según norma técnica E,050 del RNE
		Se consideró el factor de seguridad global para garantizar el desempeño ante cargas estáticas y dinámicas	Estabilidad estructural	Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm ²)	Escala de razón (kg/cm ²)	Valor normativo asumido según norma técnica E.060 del RNE
				Resistencia a la tracción por Flexión (kg/cm ²)	Escala de razón (kg/cm ²)	Cálculo mediante formula estipulado en la norma técnica E.060 del RNE
				Factor de seguridad global (Adimensional)	Adimensional	Cálculo mediante el análisis de cargas y resistencia estructural, según norma técnica E.060 del RNE

Tabla 30

Operacionalización de Variable Dependiente

Variable	Definición Conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición		Técnicas o métodos
Diseño estructural	Cálculo para determinar los efectos de cargas y fuerzas internas del reservorio elevado	Se estimó las dimensiones de los componentes principales de la estructura, basándose en los requerimientos de capacidad de almacenamiento y las cargas anticipadas	Predimensionamiento de los elementos estructurales	Dimensiones generales de la cuba (m)	Escala de razón (m)	de	Cálculo de las dimensiones de la cuba basado en la capacidad de almacenamiento
				Dimensiones iniciales de los elementos estructurales (cm)	Escala de razón (cm)	de	Uso de fórmulas empíricas de predimensionamiento para determinar las dimensiones iniciales de los elementos estructurales
		Se evaluó el comportamiento sísmico del reservorio elevado tipo Intze frente a un análisis estático y un análisis dinámico, para calcular las respuestas sísmicas	Análisis Sísmico	Periodo de vibración (segundos)	Escala de razón (segundos)	de	Método espectral de análisis sísmico, utilizando el software de análisis estructural SAP2000 para realizar la simulación sísmica y determinar el periodo de vibración
		Se realizó un cálculo detallado de la resistencia, las dimensiones finales de los elementos estructurales, así como el acero calculado considerando los esfuerzos internos generados por las cargas asignadas, asegurando la estabilidad y la seguridad estructural	Diseño de los elementos estructurales	Desplazamiento lateral (m)	Escala de razón (m)	de	Cálculo mediante el análisis dinámico con el software de análisis estructural SAP2000
				Esfuerzos internos (Ton/m ²)	Escala de razón (Ton/m ²)	de	Análisis estructural utilizando el software SAP2000
				Cuantías de acero requerido (Adimensional)	Adimensional		Cálculo detallado del refuerzo mediante la norma técnica E.060 del RNE

6.1. Procesamiento y análisis de datos

No aplica para comprobar hipótesis, ya que los datos fueron analizados mediante una combinación de revisión bibliográfica especializada y análisis estructural mediante software de simulación. La revisión bibliográfica permitió sustentar los fundamentos del diseño, mientras que el análisis con SAP2000 generó datos cuantitativos sobre el comportamiento del reservorio ante cargas estáticas y sísmicas.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Calculo Hidráulico

El cálculo hidráulico del reservorio elevado se desarrolló en base a la información proporcionada por la Empresa Prestadora de Servicios de Saneamiento, la cual entregó las cotas de ingreso, salida y operación necesarias para determinar las condiciones de carga disponibles en el sistema de abastecimiento. Conforme a estos datos, la presión de descarga para el llenado del reservorio es de 0,88 m.c.a., lo que garantiza el movimiento del flujo hacia la estructura de almacenamiento.

Asimismo, según la Norma Técnica OS,050 – Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú, 2009), la presión dinámica mínima requerida en las redes para conexiones domiciliarias es de 10 m.c.a. Este valor normativo fue considerado para verificar que las alturas asignadas al nivel de agua y la cota de salida del reservorio permiten cumplir con las presiones mínimas exigidas para el correcto funcionamiento del sistema de distribución.

En función de las cotas hidráulicas proporcionadas por EPS Ilo como se muestra en la Figura 15, la cota máxima de ingreso al reservorio se ubica en 183,00 m.s.n.m., mientras que la cota de salida hacia la red se sitúa en 178,00 m.s.n.m., lo que asegura una presión gravitacional suficiente para alimentar el sistema proyectado. Del mismo modo, se estableció que la tubería de alimentación mantenga el diámetro de la línea existente, correspondiendo a un DN 300 mm, mientras que la tubería de descarga hacia redes debe ser DN 315 mm, según los lineamientos operativos del sistema.

Figura 15

Cotas de ingreso y salida de agua al reservorio



Nota. La figura muestra las cotas de ingreso y salida de agua en el reservorio elevado. Adaptado de la EPS Ilo

4.2. Capacidad de Almacenamiento

4.2.1. Periodo de diseño

De acuerdo con los lineamientos establecidos en el marco teórico y según los valores referenciales presentados en la Tabla 2, se adoptó un periodo de diseño de 20 años para el presente diseño. Este periodo corresponde al valor recomendado para las estructuras de almacenamiento de agua, como el reservorio elevado tipo Intze, asegurando su funcionamiento eficiente durante la vida útil prevista.

La selección de este periodo permitió definir los parámetros de dimensionamiento estructural e hidráulico del reservorio, considerando la proyección de demanda de agua dentro del horizonte establecido. De esta manera, el diseño garantiza la operatividad del sistema de abastecimiento dentro de los límites técnicos y económicos determinados por la normativa vigente.

4.2.2. Población de Diseño

Para la determinación de la población de diseño se empleó el método geométrico, cuya formulación se presenta en la Ecuación 1 del marco teórico. Este método permite estimar el crecimiento poblacional en función de una tasa constante durante el periodo de proyección considerado.

En el ámbito del proyecto, la zona de influencia corresponde a la localidad de Villa Primavera, la cual se encuentra dividida en cuatro etapas de desarrollo, siendo su proyección de viviendas las siguientes presentadas en la Tabla 31:

Tabla 31

Cuadro resumen de cantidad de viviendas por etapas del proyecto "Villa Primavera"

Etapas	Tipo de vivienda	Cantidad
Etapas I	Unifamiliar	1295
	Multifamiliar	1460
Etapas II	Unifamiliar	1093
Etapas III	Unifamiliar	1528
Etapas IV	Unifamiliar	1842
TOTAL		7218

Nota. Elaboración propia. La presente tabla muestra un resumen de la cantidad de viviendas considerando tipo de vivienda por etapas del proyecto villa primavera.

En la primera y segunda etapa se cuenta con 3 848 viviendas, y considerando un promedio de 4 habitantes por vivienda, se estima una población de 15 392 personas. Para la tercera y cuarta etapa, con 3 370 viviendas y aplicando el mismo coeficiente de

ocupación, se obtiene una población de 13 480 personas. De este modo, la población total proyectada para la localidad asciende a 28 872 habitantes.

El sistema de abastecimiento propuesto contempla la implementación de dos reservorios elevados que operarán en forma conjunta, de manera que ambos abastezcan en paralelo a la totalidad de la población (las cuatro etapas del proyecto). En condiciones normales, los dos reservorios funcionarán simultáneamente; en caso de que uno entre en mantenimiento o quede fuera de servicio, el otro podrá asumir temporalmente el abastecimiento del sistema.

En consecuencia, cada reservorio atenderá a una población de 14 436 habitantes, valor que se adopta como población inicial (P_0) para el desarrollo del presente diseño.

Considerando una tasa de crecimiento anual (r) de 1,7 % y un periodo de diseño (t) de 20 años, en concordancia con lo establecido en el numeral 4.2.1, se aplicó la Ecuación 1:

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$Pob_{final} = P_0 (1 + r)^t$$

$$Pob_{final} = 14\,252 (1,00 + 1,70\%)^{20}$$

$$Pob_{final} = 20\,224 \text{ hab}$$

Por lo tanto, la población futura (P_f), adoptada como población de diseño, es de 20 224 habitantes. Este valor representa la cantidad de personas que un reservorio elevado tipo Intze deberá atender al final de su vida útil, garantizando un servicio continuo y eficiente dentro del horizonte de diseño establecido.

4.2.3. Volumen de regulación

Antes de determinar el volumen de regulación del reservorio, fue necesario calcular el consumo promedio anual (Q_p), parámetro que representa el caudal medio de agua requerido para abastecer a la población durante un día típico de operación. Este caudal permite estimar la demanda base del sistema, sobre la cual se determinan posteriormente los volúmenes de almacenamiento y regulación.

El cálculo del consumo promedio anual se realizó considerando la población de diseño (P_f) y la dotación diaria (Dot) asignada por habitante. De acuerdo con lo dispuesto en la Norma Técnica Peruana NTP OS,100 (MVCS, 2006), la dotación promedio diaria anual por habitante debe fijarse en base a un estudio de consumos

técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas. Sin embargo, en ausencia de dichos estudios, la norma establece valores mínimos de referencia. Dado que el área de estudio corresponde a una zona de clima templado-cálido, se adoptó una dotación de 220 L/hab·día, en cumplimiento con lo indicado por la NTP OS.100.

El consumo promedio anual se obtuvo aplicando práctica de los criterios definidos en la NTP OS.100 y OS.030, y empleada oficialmente en los manuales técnicos del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) para el diseño de sistemas de agua potable en el Perú

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$Q_p = P_f \times \text{Dot}$$

$$Q_p = 20224 \times \frac{220}{86400} = 54,07 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Por tanto, el consumo promedio anual (Q_p) del sistema se determinó en 54,07 L/s.

Según lo dispuesto por la NTP OS.030 (Ministerio de Vivienda, 2016), para sistemas urbanos de abastecimiento continuo, el volumen de regulación debe representar al menos el 25 % del caudal promedio diario, a fin de garantizar la continuidad del servicio ante variaciones horarias de consumo o interrupciones temporales del suministro.

Aplicando la expresión correspondiente de la Tabla 3 para un sistema continuo en zona urbana:

$$V_{\text{regulación}} = 0,25 \times Q_p$$

$$V_{\text{regulación}} = 0,25 \times 54,07 = 13,52 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Expresado en volumen diario:

$$V_{\text{regulación}} = 13,52 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{día}}$$

$$V_{\text{regulación}} = 1167,936 \text{ L} \approx 1168,00 \text{ m}^3$$

En consecuencia, el volumen de regulación adoptado para el diseño del reservorio elevado tipo Intze es de 1168,00 m³, cumpliendo con los lineamientos establecidos en la NTP OS.030: *Almacenamiento de agua para consumo humano* (Ministerio de Vivienda, 2016). Este valor asegura un funcionamiento eficiente, estable y continuo del sistema de abastecimiento de agua potable proyectado.

4.2.4. Volumen contra incendio

De acuerdo con lo establecido en el numeral 4,2 de la *Norma Técnica OS.030: Almacenamiento de agua para consumo humano* (Ministerio de Vivienda, 2016), se debe prever un volumen mínimo adicional destinado al abastecimiento de agua para casos de incendio.

Para zonas de uso netamente residencial, como es el caso del área de influencia del proyecto, la normativa establece un volumen mínimo de 50 m³ el cual se adopta como volumen contra incendios.

4.2.5. Volumen de reserva

Conforme a lo indicado en el numeral 4.3 de la *Norma Técnica OS.030: Almacenamiento de agua para consumo humano* (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), puede considerarse un volumen adicional de reserva cuando se justifiquen pérdidas o condiciones particulares de funcionamiento del sistema.

En este proyecto, se ha previsto un volumen de reserva de 15 m³, destinado a compensar las pérdidas que pueden presentarse durante la operación del sistema, tales como fugas menores, purgas de mantenimiento y variaciones no previstas en la demanda diaria.

4.2.6. Volumen de almacenamiento

Para la determinación del volumen total de almacenamiento útil del reservorio elevado tipo Intze, se aplicó la Ecuación 2, que considera la suma de los volúmenes de regulación, incendio y reserva previamente calculados:

Sustituyendo los valores obtenidos:

$$V_{\text{almacenamiento}} = V_{\text{regulación}} + V_{\text{incendio}} + V_{\text{reserva}}$$

$$V_{\text{almacenamiento}} = 1168,00 \text{ m}^3 + 50,00 \text{ m}^3 + 15,00 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{almacenamiento}} = 1233,00 \text{ m}^3 \cong 1300,00 \text{ m}^3$$

En función del redondeo técnico y para fines prácticos de diseño, se adopta un volumen total de almacenamiento útil de 1300 m³, valor que será utilizado en el dimensionamiento hidráulico y estructural del reservorio elevado tipo Intze.

4.3. Diseño Geométrico

4.3.1. Predimensionamiento de Reservorio Elevado

Teniendo el volumen de almacenamiento obtenido en el numeral 4.2.6, se dispone de un valor de 1300 m³ como capacidad útil de almacenamiento. A este volumen se le adiciona un 24,00% como margen de seguridad, con el fin de mantener un margen operativo adecuado frente a posibles condiciones no previstas durante la operación del sistema, tales como incrementos de consumo, pérdidas o variaciones en la demanda. De este modo, se obtiene un volumen ajustado de 1612 m³ como volumen total de almacenamiento.

Para el predimensionamiento geométrico del reservorio elevado tipo Intze, se aplicaron las relaciones y expresiones matemáticas descritas en el marco teórico, considerando el volumen de almacenamiento adoptado de 1612 m³. El proceso se desarrolló mediante iteraciones sucesivas, ajustando las variables geométricas hasta obtener la capacidad requerida, manteniendo un ángulo de inclinación de 45°, conforme a las recomendaciones de diseño estructural para este tipo de reservorios.

El modelo geométrico permitió determinar las dimensiones principales del contenedor, garantizando una adecuada proporción entre la altura, el radio del cuerpo cilíndrico y el fondo troncocónico, de modo que se optimice tanto la estabilidad estructural como la eficiencia hidráulica.

Los resultados finales obtenidos del cálculo iterativo se presentan en la Tabla 32, donde se resumen las dimensiones características del depósito, se presentan en la Figura 16 las dimensiones finales de la cuba y en la Figura 17 el modelado estructural del reservorio.

Tabla 32

Resultados de Predimensionamiento Geométrico

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Volumen total de almacenamiento	V.A.	1611,76	m ³
Radio horizontal superior del cuerpo cilíndrico	a	10,26	m
Radio horizontal inferior del fondo tronco – cónico	b	7,30	m
Radio vertical de la cúpula inferior	r'	10,32	m
Radio vertical de la cúpula superior	r	17,10	m
Altura de la pared cilíndrica	h ₁	3,54	m
Altura total del contenedor	h ₂	6,50	m
Altura del vértice de la cúpula inferior	f'	3,02	m
Altura del vértice de la cúpula superior	f	3,42	m

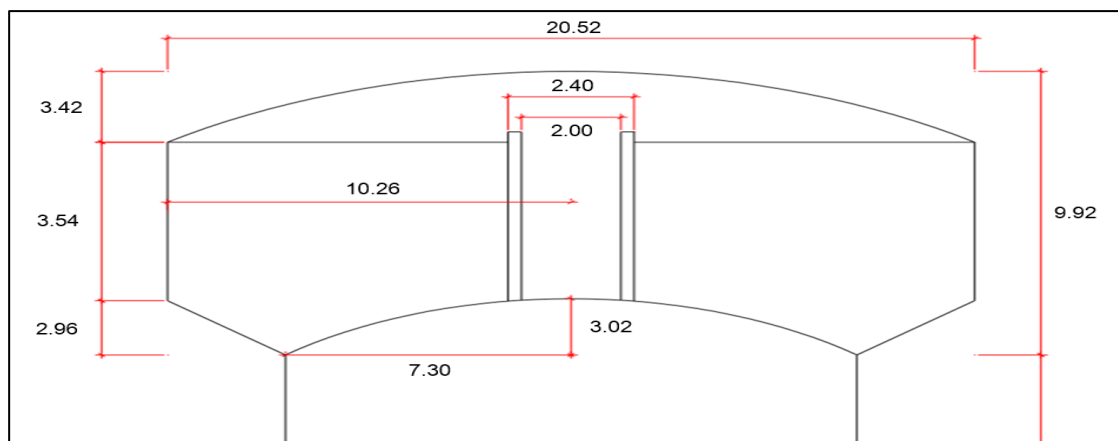
Tabla 32 (Continuación)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Diámetro exterior de la chimenea	D_{ext}	2,40	m
Espesor de la chimenea	t_{chim}	0,20	m
Altura del fuste	h_{fuste}	10,80	m
Diámetro interior de la chimenea	D_{int}	2,00	m

Nota. Elaboración propia. La presente tabla muestra los resultados obtenidos del predimensionamiento geométrico del reservorio elevado.

Figura 16

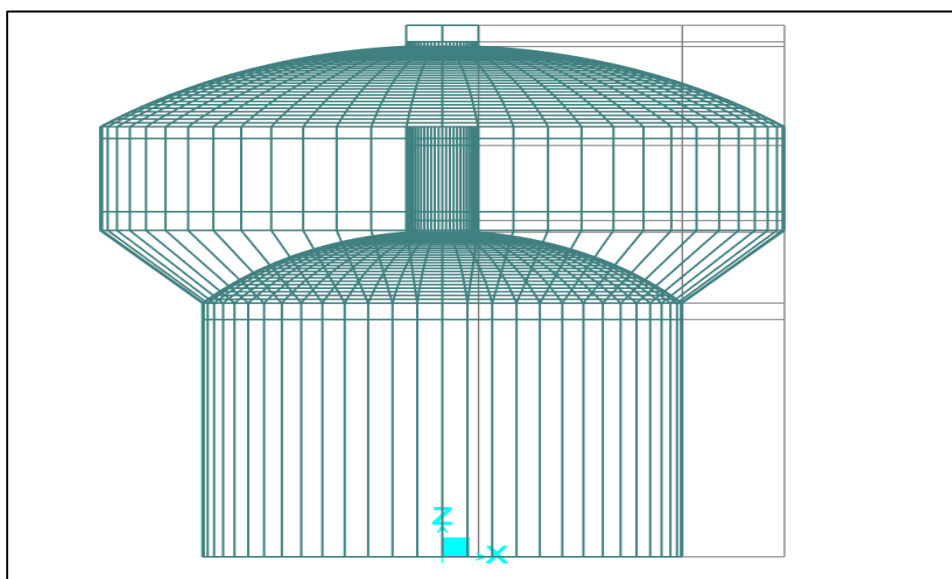
Dimensiones finales de la cuba del reservorio elevado



Nota. La figura muestra las dimensiones finales que serán consideradas para el análisis y diseño del reservorio elevado. Elaboración Propia.

Figura 17

Modelado estructural en el SAP2000 del reservorio elevado tipo Intze



Nota. La figura muestra el modelado del reservorio elevado tipo Intze. Adaptado de SAP 2000

4.4. Análisis Sísmico

4.4.1. Parámetros de Materiales

Para el diseño estructural del reservorio elevado tipo Intze se establecieron los parámetros físicos y mecánicos de los materiales que conforman los distintos elementos estructurales. Estos valores fueron definidos considerando las propiedades del concreto y del acero de refuerzo usualmente empleadas en estructuras hidráulicas, en concordancia con las disposiciones de la Norma Técnica E.060 “Concreto Armado” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

La Tabla 33 presenta los valores adoptados para los materiales, los cuales permiten caracterizar el comportamiento resistente del concreto y del acero, así como las condiciones físicas de densidad y rigidez de los elementos estructurales.

Tabla 33

Propiedades mecánicas y físicas de los materiales estructurales

Descripción	Símbolo	Concreto 1	Concreto 2	Unidad
Resistencia del concreto a la compresión	f'_c	280,00	350,00	kg/cm ²
Esfuerzo de rotura por tracción del concreto	f_{cr}	33,47	37,42	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	2,509,980,08	2,806,243,04	ton/m ²
Límite elástico del acero de refuerzo	f'_y	4200,00	4200,00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	$2,10 \times 10^7$	$2,10 \times 10^7$	ton/m ²
Coeficiente de Poisson	μ	0,15	0,15	
Peso unitario del concreto	γ	2,40	2,40	ton/m ³
Relación modular	n	8,37	7,48	

Nota. Elaboración propia. La presente tabla muestra las propiedades mecánicas y físicas de los materiales estructurales considerados.

4.4.2. Metrado de cargas

Para el presente análisis, cada uno de los componentes estructurales que conforman el reservorio elevado; la cúpula superior, la pared cilíndrica, la cúpula inferior, la chimenea y el fuste; fue modelado individualmente en el software SAP2000, con el propósito de determinar el peso propio y las cargas gravitacionales asociadas a cada elemento.

El análisis se realizó en unidades de toneladas y metros (Tn–m), obteniéndose en cada caso las reacciones en los apoyos como resultado del peso propio del

elemento. Cada modelo fue discretizado en 60 divisiones radiales, de modo que los valores obtenidos en SAP corresponden al peso distribuido en un solo sector.

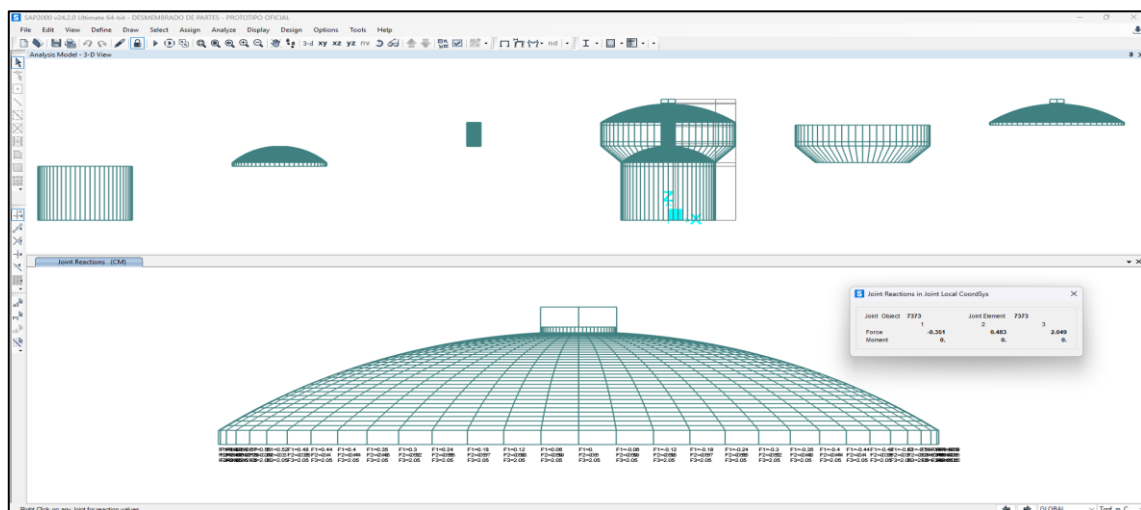
Para estimar el peso total de cada componente, el valor de reacción obtenido se multiplicó por el número de divisiones que es 60, representando la sumatoria de las cargas en todo el perímetro del reservorio.

4.4.2.1. Cúpula Superior

El modelo estructural correspondiente a la cúpula superior permitió determinar una reacción total equivalente a 1,398 toneladas por sector, resultando un peso total de 83,88 toneladas como se muestra en la Figura 18. Este valor representa el peso propio del casquete superior del reservorio, cuya geometría contribuye a la transmisión uniforme de las cargas hacia la pared cilíndrica.

Figura 18

Resultados de reacciones nodales de la cúpula superior obtenidas mediante SAP2000



Nota. La figura muestra la cúpula superior del reservorio junto a sus reacciones nodales. Adaptado de SAP 2000

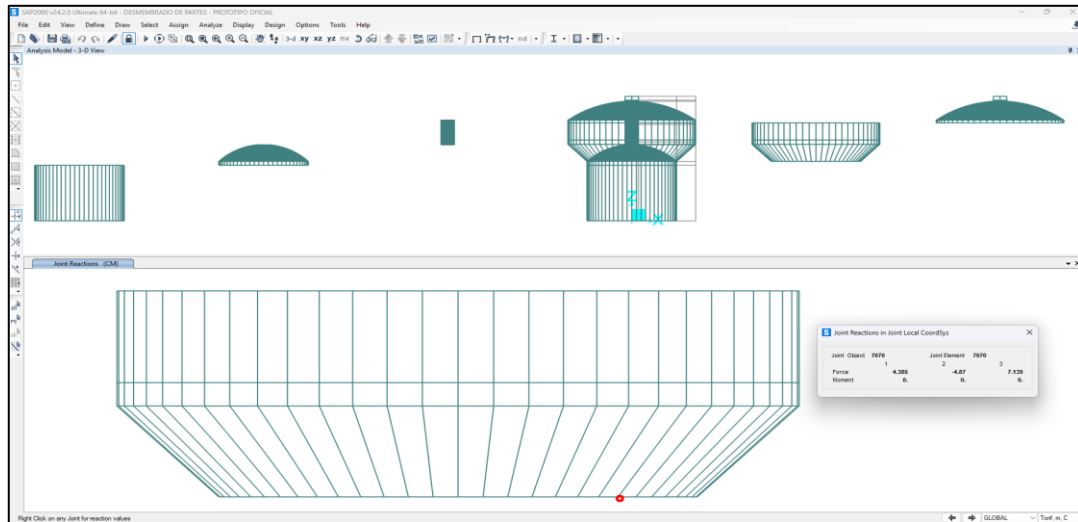
4.4.2.2. Pared Cilíndrica

La pared cilíndrica, conformada por el cuerpo principal del depósito, constituye el elemento con mayor aporte de masa estructural. A partir del modelado, se obtuvo una reacción equivalente a 7,277 toneladas por sector, alcanzando un peso total de 436,62 toneladas mostrados en la Figura 19.

Este resultado incluye el aporte combinado del fondo troncocónico, el anillo inferior de apoyo y la pared de la cuba, los cuales trabajan conjuntamente para resistir las presiones hidrostáticas y transmitir las cargas verticales hacia la cúpula inferior.

Figura 19

Resultados de reacciones nodales de la pared cilíndrica obtenidas mediante SAP2000



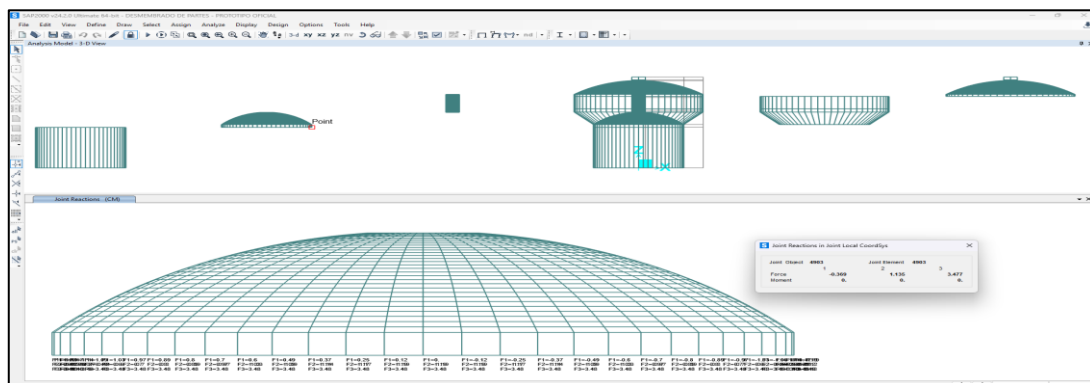
Nota. La figura muestra la pared cilíndrica del reservorio junto a sus reacciones nodales. Adaptado de SAP 2000

4.4.2.3. Cúpula Inferior y Anillo de Fondo

El análisis de la cúpula inferior, junto con el anillo de fondo que sirve de transición hacia el fuste, arrojó una reacción equivalente a 3,556 toneladas por sector, lo que corresponde a un peso total de 213,36 toneladas como se presenta en la Figura 20.

Figura 20

Resultados de reacciones en la base de la cúpula inferior y el anillo de fondo del reservorio obtenidas mediante SAP2000



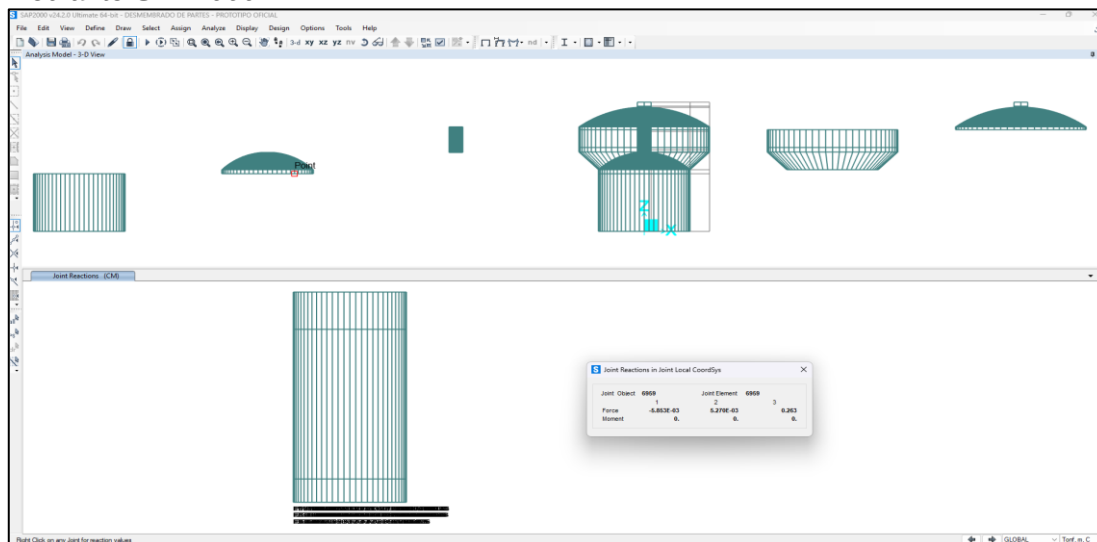
Nota. La figura muestra la base de la cúpula inferior del reservorio junto a sus reacciones nodales. Adaptado de SAP 2000

4.4.2.4. Chimenea y Viga de Chimenea

Para el conjunto formado por la chimenea y su viga de apoyo se obtuvo una reacción promedio de 0,245 toneladas por sector, que corresponde a un peso total de 14,70 toneladas como se aprecia en la Figura 21.

Figura 21

Resultados de reacciones de la chimenea y su viga de apoyo del reservorio obtenidas mediante SAP2000



Nota. La figura muestra la chimenea y su viga junto a sus reacciones nodales. Adaptado de SAP 2000.

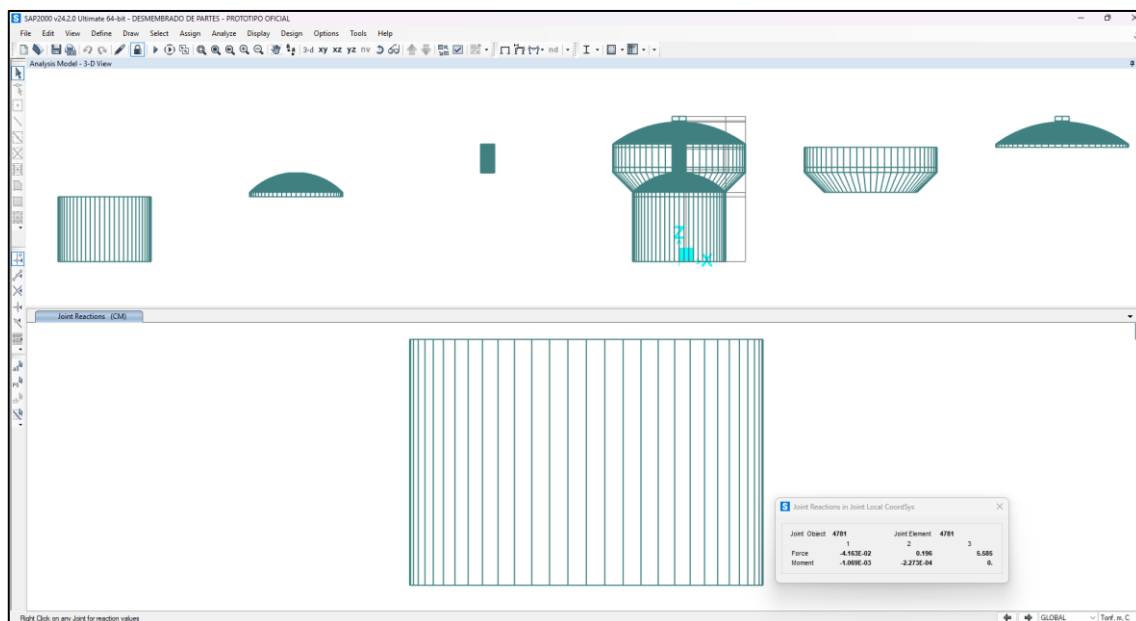
4.4.2.5. Fuste

Finalmente, el fuste del reservorio elevado, elemento principal de soporte estructural, registró una reacción de 5,385 toneladas por sector, obteniéndose un peso total de 323,10 toneladas como se muestra en la Figura 22.

Este componente soporta el peso del tanque, las cargas permanentes y las acciones adicionales transmitidas durante la operación del sistema.

Figura 22

Resultados de reacciones en la base del fuste del reservorio obtenidas mediante SAP2000



Nota. La figura muestra el fuste junto a sus reacciones nodales. Adaptado de SAP 2000

4.4.2.6. Resumen de metrado de cargas

Con el propósito de sintetizar los resultados obtenidos en el metrado individual de cada elemento estructural, se presenta a continuación una tabla resumen que consolida el peso total correspondiente a cada componente del reservorio los cuales se presentan en la Tabla 34.

Tabla 34

Resumen de metrado de cargas

ITEM	ELEMENTO	PESO PROPIO	UNIDAD
01	Cúpula superior	122,94	Tn
02	Pared cilíndrica	428,34	Tn
03	Cúpula inferior	208,62	Tn
04	Chimenea	15,78	Tn
05	Fuste	335,10	Tn

Nota. Elaboración propia. La presente tabla muestra un resumen de los resultados obtenidos del metrado de cargas.

4.4.3. Análisis estático

4.4.3.1. Peso Total del muro de reservorio

I. Carga Viva

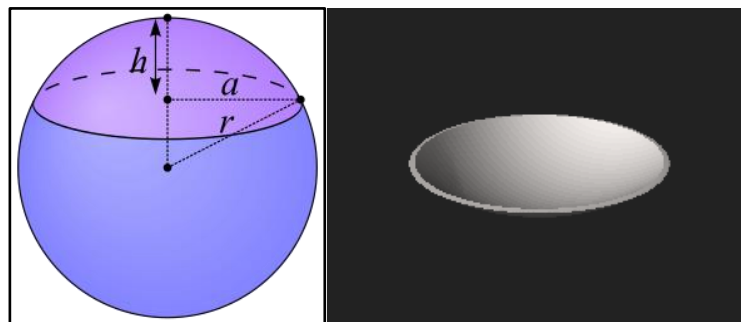
Para la determinación de la carga viva sobre la cúpula superior, se tomó como referencia lo indicado en la Norma Técnica Peruana E.020 – Cargas (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018), específicamente en el Artículo 7,1, inciso (c), el cual establece que para techos curvos la carga viva mínima considerada debe ser de 0,50 kPa (equivalente a 50 kgf/m²).

Dado que la cúpula superior del reservorio tiene forma de casquete esférico como se muestra en la Figura 23, fue necesario calcular su superficie real. Para ello, se utilizó la expresión del área del casquete esférico:

$$A = 2\pi rh$$

Figura 23

Modelo Geométrico de Casquete Esférico



Nota. La figura la geometría de un casquete esférico. Elaboración propia a partir de imágenes referenciales recuperadas de Internet.

Donde $r = 15,42$ m corresponde al radio de la esfera, y $h = 3,09$ m a la altura del casquete. Sustituyendo estos valores se obtiene:

$$A = 2 \pi (17,10 \text{ m}) (3,42 \text{ m}) = 367,46 \text{ m}^2$$

Conocida el área, se determina la carga viva total aplicando la presión normativa de 50 kg/m²:

$$Q_v = 50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 367,46 \text{ m}^2 = 18\,373 \text{ kg}$$

Este valor, al expresarse en toneladas métricas, equivale a 18,38 toneladas (Tn).

II. Carga Muerta

La carga muerta corresponde a los valores obtenidos directamente del modelado estructural realizado en el programa SAP2000, donde se consideró el peso propio de cada elemento estructural del reservorio (cúpula superior, pared cilíndrica, cúpula inferior, chimenea y fuste).

Estos resultados han sido consolidados y se presentan de manera resumida en la Tabla 34, que muestra el peso total de cada componente estructural.

III. Peso Total

A continuación, en la Tabla 35, se presenta el peso total del muro del reservorio, considerando las cargas muertas obtenidas del modelado estructural en SAP2000 y la carga viva calculada conforme a lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.020 “Cargas”, (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). La carga muerta incluye el peso propio de cada componente estructural, mientras que la carga viva corresponde a la acción sobre la cúpula superior.

Tabla 35

Peso total del reservorio elevado

Item	Descripción	Valor	Unidad
01	Cúpula superior	122,94	Ton
02	Pared cilíndrica	428,34	Ton
03	Cúpula inferior	208,62	Ton
04	Chimenea	15,78	Ton
05	Carga viva	18,38	Ton
06	Peso total	794,06	Ton

4.4.3.2. Peso Corregido

En el diseño sísmico de estructuras de almacenamiento de líquidos, como los tanques tipo Intze, es necesario considerar que no toda la masa del líquido ni de las paredes del contenedor participa de manera uniforme durante un evento sísmico. Esto se debe a que parte del agua oscila en forma de movimiento convectivo, conocido comúnmente como oleaje o sloshing, mientras que otra parte se mueve solidariamente con el tanque que sería el componente impulsivo.

Por esta razón, el ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020) introduce un factor de corrección (ϵ) que ajusta el peso efectivo del contenedor, con el objetivo de representar de manera más realista la masa que realmente interviene en la respuesta dinámica del sistema estructural.

Este factor depende de la relación geométrica entre el diámetro interior del tanque (D_i) y la altura de la columna de líquido (H_L), ya que la forma del contenedor influye en cómo se distribuyen las presiones y esfuerzos durante un sismo. El ACI establece que el valor de ϵ no debe ser mayor que 1,00, pues no puede asumirse que el peso efectivo del contenedor sea superior a su propio peso real.

Así, la expresión definida por el ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020) es:

$$\epsilon = 0,0151 \left(\frac{D_{int}}{H_L} \right)^2 - 0,1908 \frac{D_{int}}{H_L} + 1,021 \Rightarrow (\epsilon \leq 1,0)$$

Donde:

D_{int} = Diámetro interior del tanque (m)

H_L = Altura de la columna de agua (m)

Para el tanque considerado:

$D_{int} = 20,52$ m

$H_L = 4,87$ m

Sustituyendo en la expresión se obtiene:

$$\epsilon = 0,0151 \left(\frac{20,52}{4,87} \right)^2 - 0,1908 \frac{20,52}{4,87} + 1,021 = 0,485$$

En este caso, aplicando la ecuación anterior se obtuvo un valor de $\epsilon = 0,485$, el cual se aplica solo al contenedor del agua, es decir, a la parte del tanque que almacena el líquido: Pared cilíndrica, cono inferior y viga anular. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36

Corrección de masa contribuyente del contenedor

Item	Descripción	Valor	Unidad
01	Peso del contenedor	428,34	Ton
02	Factor de corrección	0,485	-
03	Peso corregido	207,89	Ton

Luego de aplicar el factor de corrección al contenedor, se procede a sumar el resto de los elementos estructurales que conforman el reservorio, los resultados se presentan en la Tabla 37.

Tabla 37*Corrección de masa contribuyente del fuste*

Item	Descripción	Valor	Unidad
01	Peso del fuste	335,10	Ton
02	Factor de corrección	0,666	-
03	Peso corregido	223,40	Ton

De esta manera, se obtiene el peso total corregido del tanque, considerando tanto los pesos propios de los componentes estructurales como las cargas vivas sobre la cúpula como se observa en la Tabla 38.

Tabla 38*Corrección de masa contribuyente del fuste.*

Item	Descripción	Valor	Unidad
01	Masa corregida del contenedor	207,89	Ton
02	Masa de la cúpula superior	122,94	Ton
03	Masa de la cúpula inferior	208,62	Ton
04	Masa de la chimenea	15,78	Ton
05	Masa corregida del fuste	223,40	Ton
06	Masa de la carga viva	9,19	Ton
07	Peso total corregido	787,82	Ton

4.4.3.3. Pesos efectivos según método Housner

I. Dimensiones de elementos estructurales

Previo al desarrollo del análisis sísmico estático del reservorio, fue necesario definir las dimensiones representativas de los elementos estructurales principales como se observa en la Tabla 39. Estas dimensiones se establecieron considerando criterios técnicos de proporcionalidad estructural, experiencias de diseño en reservorios de características similares y referencias de proyectos ejecutados. De esta manera, se cuenta con una configuración geométrica coherente que permite representar adecuadamente el comportamiento global de la estructura durante el análisis.

Tabla 39*Dimensiones de elementos estructurales*

Item	Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
01	Cúpula superior	e_1	10	cm
02	Viga anillo superior	b	40	cm
		h	50	cm
03	Pared cilíndrica	e_2	30	cm
04	Chimenea de acceso	e_3	20	cm
05	Viga de anillo inferior	b	55	cm
		h	70	cm
06	Fondo cónico	e_4	35	cm
07	Fondo cúpula esférica	e_5	35	cm
08	Viga de anillo fondo	b	40	cm
		h	60	cm
09	Fuste	e_6	30	cm

II. Altura Equivalente de Agua

De acuerdo con el modelo simplificado propuesto por Housner (Housner, 1963), para el análisis sísmico de reservorios elevados, es necesario representar el comportamiento hidrodinámico del líquido mediante un depósito circular equivalente, manteniendo el mismo diámetro interior y un volumen de almacenamiento igual al del reservorio original tipo *Intze*.

Tal como se indicó en el Marco Teórico, la altura equivalente del agua (H_L) permite transformar el volumen real del depósito en un contenedor cilíndrico de igual capacidad. Esta relación se expresa mediante la Ecuación 12, donde reemplazando los datos tenemos:

- $V = 1611,76 \text{ m}^3$
- $D = 2a = 2 (10,26 \text{ m}) = 20,52 \text{ m}$

Sustituyendo en la ecuación (12):

$$H_L = \frac{4 \times (1611,76 \text{ m}^3)}{\pi \times (18,52)^2}$$

$$H_L = 4,87 \text{ m}$$

Por lo tanto, la altura equivalente del agua para el depósito de tipo *Intze* es 4,87 m el cual representa la profundidad hidráulica equivalente que permite igualar el volumen real del reservorio a un modelo circular idealizado.

III. Peso Total del Fluido

Una vez obtenida la altura equivalente del agua (H_L) a partir de la igualdad de volúmenes según la Ecuación 12, se procede a determinar el peso total del fluido contenido en el depósito. Este valor representa la carga gravitacional generada por el volumen de agua almacenado, la cual actúa directamente sobre la estructura del tanque.

El cálculo se desarrolla utilizando la siguiente expresión:

$$W_L = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \cdot H_L \cdot \gamma_w$$

Donde:

W_L : Peso del fluido (kg)

D_i : Diámetro interior del reservorio (m)

H_L : Altura equivalente del agua (m)

γ_w : Peso específico del agua $\left(1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$

Sustituyendo en la ecuación tenemos:

$$W_L = \frac{\pi (20,52)^2}{4} (4,87)(1000)$$

$$W_L = 1611755,00 \text{ Kg} \cong 1611,76 \text{ Tn}$$

IV. Masa Impulsiva y Convectiva del fluido

Para determinar las masas equivalentes del líquido almacenado, se emplean las expresiones presentadas en la Tabla 5, las cuales permiten calcular las masas impulsiva y convectiva del agua contenida en el reservorio a partir de sus dimensiones geométricas.

a. Masa Impulsiva

$$W_i = W_L \times \frac{\tanh\left(0,866 \times \frac{D_{int}}{H_L}\right)}{0,866 \times \frac{D_{int}}{H_L}}$$

$$W_i = 1611,76 \times \frac{\tanh\left(0,866 \times \frac{20,52 \text{ m}}{4,87 \text{ m}}\right)}{0,866 \times \frac{20,52 \text{ m}}{4,87 \text{ m}}}$$

$$W_i = 441,44 \text{ Ton}$$

b. Masa Convectiva

$$W_c = W_L \times 0,23 \times \frac{D_{int}}{H_L} \times \tanh\left(\frac{3,68 H_L}{D_{int}}\right)$$

$$W_c = 1611,76 \times 0,23 \times \frac{20,52}{4,87} \times \tanh\left(\frac{3,68 \cdot (4,87)}{20,52}\right)$$

$$W_c = 1097,90 \text{ Ton}$$

V. Altura Impulsiva y Convectiva

La determinación de las alturas representativas correspondientes a las masas impulsiva y convectiva se realiza utilizando las expresiones presentadas en la Tabla 6, las cuales permiten establecer la ubicación del punto de aplicación de dichas fuerzas respecto a la base del depósito equivalente.

a. Altura Impulsiva

Sabiendo que $\frac{D}{H} = \frac{20,52}{4,87} = 4,21$, cumpliendo con la segunda condición expresada en la Tabla 6. Además, considerando solo presión en las paredes siendo $\alpha = 0$ y $\beta = 1$. Por lo tanto:

$$h_i = \frac{3}{8} H_L \left[1 + \alpha \left(\frac{W_F}{W_i} - 1 \right) \right]$$

$$h_i = \frac{3}{8} (4,87) \left[1 + 0 \left(\frac{1611,76}{441,44} - 1 \right) \right]$$

$$h_i = 1,83 \text{ m}$$

b. Altura Convectiva

$$h_c = H \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13,5} \frac{H_L}{D_{int}}\right) - \beta}{\sqrt{13,5} \cdot \frac{H_L}{D_{int}} \cdot \sinh\left(\sqrt{13,5} \cdot \frac{H_L}{D_{int}}\right)} \right]$$

$$h_c = 4,87 \times \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13,5} \times \frac{4,87}{20,52}\right) - 1}{\sqrt{13,5} \times \frac{4,87}{20,52} \cdot \sinh\left(\sqrt{13,5} \times \frac{4,87}{20,52}\right)} \right]$$

$$h_c = 2,58 \text{ m}$$

VI. Velocidad angular

a. Velocidad Angular Fijo

Para esta etapa se determina la velocidad angular asociada al modo impulsivo, aplicando la Ecuación 15 presentada previamente en el marco teórico. Reemplazando los valores correspondientes a la rigidez impulsiva y las masas, se obtiene:

$$w_i = \sqrt{\frac{K_s}{m_s + m_i}}$$

$$w_i = \sqrt{\frac{1423200,17 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{778,63 \text{ Ton} + 441,44 \text{ Ton}}}$$

$$w_i = 106,97 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

b. Velocidad Angular Móvil

En este caso se evalúa la componente convectiva del movimiento del fluido, empleando las expresiones del marco teórico que permiten determinar primero el parámetro λ_c y posteriormente la velocidad angular móvil del sistema mediante la Ecuación 16:

$$\lambda_c = \sqrt{3,68 \times g \times \tanh\left(3,68 \times \frac{H_L}{D_{\text{int}}}\right)}$$

$$\lambda_c = \sqrt{3,68 \times 9,81 \times \tanh\left(3,68 \times \frac{4,87}{20,52}\right)}$$

$$\lambda_c = 5,04$$

Cálculo de la velocidad angular móvil:

$$w_c = \frac{\lambda_c}{\sqrt{D_{\text{int}}}}$$

$$w_c = 1,11 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

VII. Periodo impulsivo y convectivo

De acuerdo con lo establecido por la norma ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020), los períodos impulsivo y convectivo del fluido se determinan en función de la masa, rigidez y dimensiones del reservorio equivalente circular.

El cálculo se realizó empleando las expresiones indicadas en la Tabla 8, considerando dichas ecuaciones.

a. Periodo Convectivo

$$T_c = \frac{2\pi}{w_c}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{1,11}$$

$$T_c = 5,65 \text{ seg}$$

b. Periodo Impulsivo

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{106,97}$$

$$T_i = 0,06 \text{ seg}$$

4.4.3.4. Parámetros Sísmicos

a. Factor de zona según zonificación

El factor de zona se define en función de la intensidad sísmica asignada al área geográfica de emplazamiento. Según la Tabla 9, elaborada a partir de la zonificación sísmica nacional establecida en la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), para la zona sur del país (Ilo – Moquegua) corresponde un $Z = 0,45$, representando un nivel alto de amenaza sísmica.

b. Parámetros de sitio

El factor de suelo S depende de las características geotécnicas del terreno, las cuales influyen en la amplificación de la respuesta sísmica. Conforme a la Tabla 10, obtenida de la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), y considerando el perfil de suelo predominante en la zona de estudio (suelo firme con ligera capacidad de amplificación), se adoptó un $S = 1,00$.

c. Periodos de plataforma y transición (Tp y TL)

Los periodos Tp y TL determinan los límites del espectro de diseño, según la clasificación del tipo de suelo. De acuerdo con la Tabla 11, también tomada de la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) para el tipo de suelo correspondiente se adoptaron los valores de periodo de plataforma Tp = 0,40 s y periodo de transición TL = 2,50 s, los cuales delimitan el intervalo de periodos que rigen la forma del espectro de respuesta.

d. Factor de amplificación sísmica (C)

El cálculo del factor de amplificación sísmica C se realiza aplicando directamente las expresiones establecidas por la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), en función del periodo fundamental del elemento analizado y los parámetros de sitio. De acuerdo con la Tabla 11, correspondiente al tipo de suelo de la zona de Ilo, se adoptaron los valores Tp = 0,40 s y TL = 2,50 s, los cuales definen los límites del espectro para la evaluación de este factor.

- **Factor de amplificación sísmica impulsiva**

Para la masa impulsiva, cuyo periodo obtenido es Ti = 0,16 s, se verifica que Ti < Tp, por lo que corresponde emplear la condición:

$$C = 2,50$$

En consecuencia, el factor de amplificación impulsivo resulta:

$$C_i = 2,50$$

- **Factor de amplificación sísmica convectiva**

En el caso de la masa convectiva, con periodo Tc = 5,44 s, se cumple Tc > TL, por lo que se utiliza la expresión:

$$C = 2,50 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T_c^2} \right) \times \beta$$

Donde:

$$\beta = 1,50 \text{ (Factor de conversión de amortiguamiento de 5,00\% a 0,50\%)}$$

Sustituyendo:

$$C_c = 2,50 \left(\frac{0,40 \cdot 2,50}{5,65^2} \right) \times 1,50$$

$$C_c = 0,12$$

Por lo tanto, el factor de amplificación convectivo es:

$$C_c = 0,12$$

e. Factor de uso o importancia (U)

El factor de importancia U se selecciona en función del uso y criticidad de la estructura. Dado que el reservorio elevado es una infraestructura esencial para el servicio de abastecimiento de agua potable, se consideró un $U = 1,50$, conforme a la clasificación de estructuras esenciales establecida en la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

El factor de importancia U se selecciona en función del uso y criticidad de la estructura. Dado que el reservorio elevado es una infraestructura esencial para el servicio de abastecimiento de agua potable, se consideró un $U = 1,50$, conforme a la clasificación de estructuras esenciales establecida en la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

f. Factor de reducción de respuesta (R)

El factor R está asociado a la ductilidad y capacidad de disipación de energía del sistema estructural. Según lo indicado en la Tabla 12, basada en los lineamientos del ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020), se adoptaron los valores $R_i = 2,25$ para el comportamiento impulsivo y $R_c = 1,00$ para el comportamiento convectivo del reservorio.

g. Resumen de resultados

En la Tabla 40 se presentan los parámetros sísmicos obtenidos.

Tabla 40*Resumen de parámetros sísmicos*

Item	Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
01	Parámetros sísmicos			
A	Factor de zona	Z	0,45	
B	Factor de uso	U	1,50	
C	Factor de suelo	S	1,00	
02	Coeficiente de reducción			
A	Coef. Impulsivo	Ri	2,25	
B	Coef. Convectivo	Rc	1,00	
03	Periodo tanque elevado			
A	Periodo convectivo	Tc	5,65	s
B	Periodo impulsivo	Ti	0,06	s
C	Periodo de plataforma	Tp	0,40	s
d	Periodo de transición	Tl	2,50	s

4.4.3.5. Cálculo de borde libre de agua

Consideramos el borde libre de agua según lo mencionado en el marco teórico de la presente, el cual aplicando la Ecuación 19 se tiene:

$$d_{\max} = \frac{0,204 (D_{\text{int}})}{\left(\frac{2 \times g}{\omega_c^2 \times C_c \times D_{\text{int}}} - 1 \right) \tanh \left(\frac{3,68 \times H_L}{D_{\text{int}}} \right)} (Z)(U)(S)$$

$$d_{\max} = \frac{0,204 (20,52)}{\left(\frac{2 \times 9,81}{1,11^2 \times \frac{0,12}{9,81} \times 20,52} - 1,00 \right) \tanh \left(\frac{3,68 \times 4,87}{20,52} \right)} (0,45)(1,50)(1,00)$$

$$d_{\max} = 0,72 \text{ m} \cong 0,80 \text{ m}$$

4.4.3.6. Cálculo de cortante basal

Para esta etapa se calcula la cortante basal correspondiente a los componentes impulsivo y convectivo del reservorio, utilizando los parámetros sísmicos definidos y los periodos obtenidos para cada masa. El cálculo se desarrolla conforme a los criterios establecidos en la norma.

a. Peso sísmico lateral de tanque elevado

Sabiendo que:

$$W_w = 787,82 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$P_w = W_w \times \frac{ZUCS}{R_i}$$

$$P_w = 787,82 \times \frac{0,45 \times 1,50 \times 2,50 \times 1,00}{2,25}$$

$$P_w = 590,87 \text{ Ton}$$

b. Peso sísmico lateral de masa impulsiva

Sabiendo que:

$$W_i = 441,44 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$P_i = W_i \times \frac{ZUC_iS}{R_i}$$

$$P_i = 441,44 \times \frac{0,45 \times 1,50 \times 2,50 \times 1,00}{2,25}$$

$$P_i = 331,08 \text{ Ton}$$

c. Peso sísmico lateral de masa convectivo

Sabiendo que:

$$W_c = 1097,90 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$P_c = W_c \times \frac{ZUC_cS}{R_c}$$

$$P_c = 1097,90 \times \frac{0,45 \times 1,50 \times 0,12 \times 1,00}{1}$$

$$P_c = 87,11 \text{ Ton}$$

d. Cortante Basal

Calculamos la cortante basal aplicando la Ecuación 20 especificada en el marco teórico, reemplazando los valores anteriormente obtenidos.

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

$$V = \sqrt{(590,87 \text{ Ton} + 331,08 \text{ Ton})^2 + 87,11 \text{ Ton}^2}$$

$$V = 926,05 \text{ Ton}$$

4.4.3.7. Cálculo de nuevo centro de gravedad “y” para cúpulas

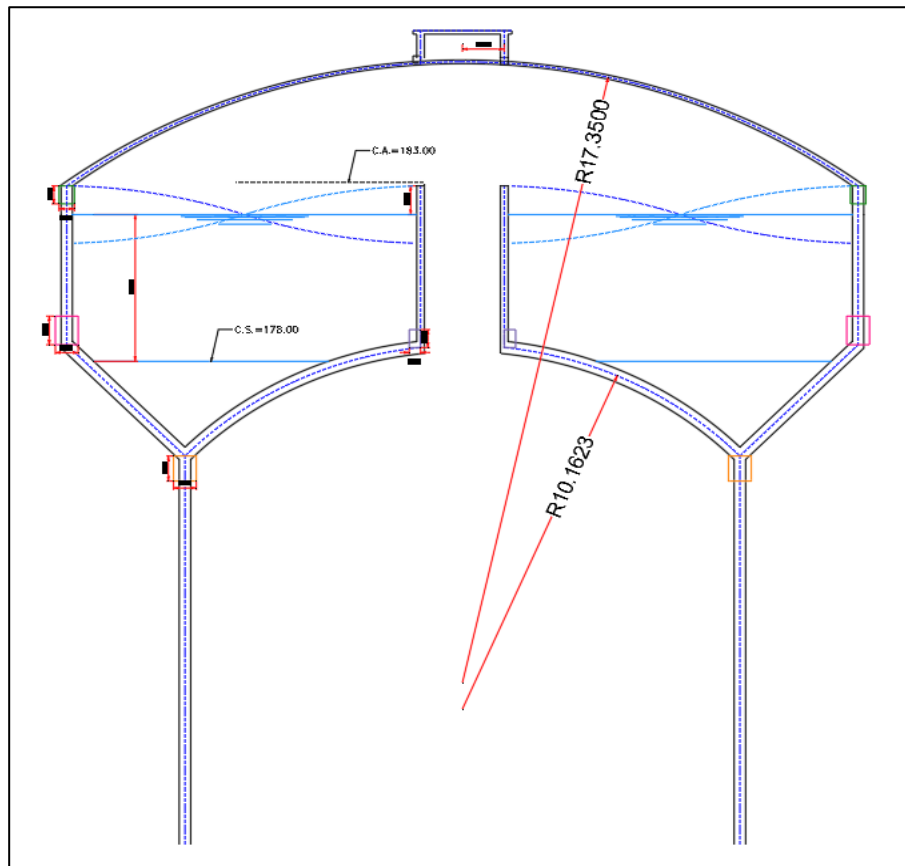
Las cúpulas sean esféricas o cónicas no tienen espesor ni masa distribuida de forma uniforme en la dirección vertical.

El centroide geométrico no coincide con la mitad de la altura, porque la superficie es curva como se observa en la Figura 24 y la Figura 25.

a. Cúpula Superior

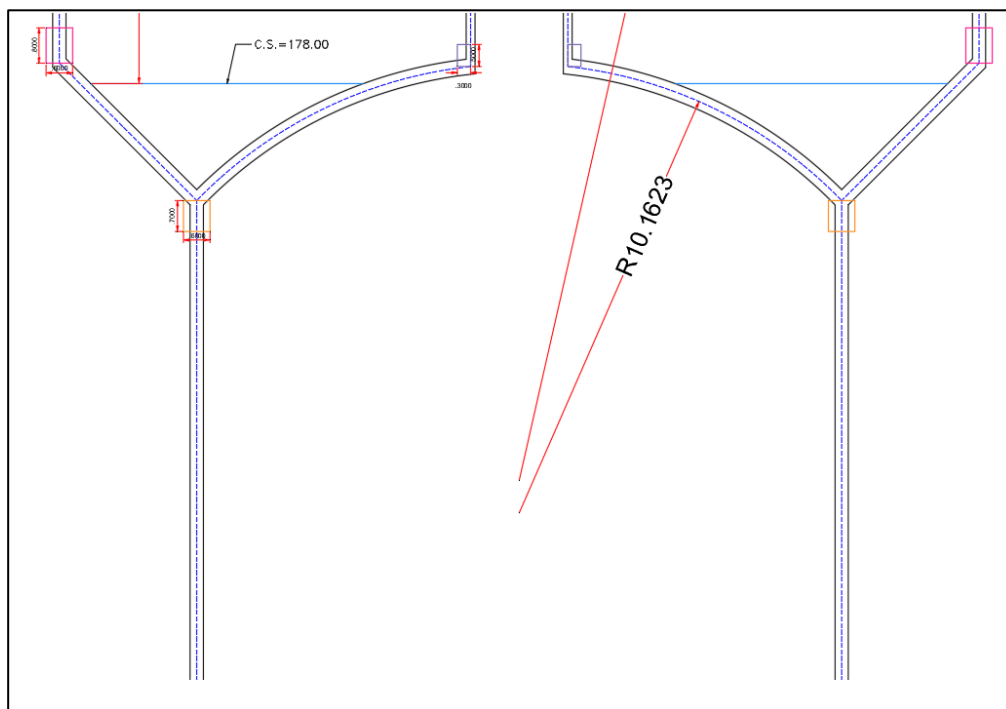
Figura 24

Radio de la cúpula superior



Nota. La figura muestra el radio de la cúpula superior para el cálculo del centro de gravedad.

b. Cúpula Inferior

Figura 25*Radio de la cúpula superior*

Nota. La figura muestra el radio de la cúpula inferior para el cálculo del centro de gravedad.

4.4.3.8. Distribución de Fuerzas Estáticas

Para evaluar la respuesta sísmica del sistema, se procedió a distribuir las fuerzas laterales estáticas a lo largo de la altura del tanque elevado, considerando la ubicación real de las masas que intervienen en el modelo: la masa estructural, la masa impulsiva y la masa convectiva. Esta distribución se realizó empleando los valores obtenidos previamente para los pesos sísmicos parciales y las alturas de aplicación definidas según las características geométricas del depósito equivalente

Teniendo los siguientes datos presentados en la Tabla 41:

Tabla 41*Datos para distribución de fuerzas*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Cortante basal	V	926,05	Ton
Perimetro de la cupula superior	L cup sup		m
Perimetro de la cupula inferior	L cup inf		m
Perimetro del reservorio	L cuba	65,41	m
Perimetro del fuste	L fuste	45,87	m
Perimetro de la chimenea	L chimenea	6,91	m

Para el análisis sísmico estático, la cortante basal previamente calculada se distribuye en la altura del reservorio considerando el peso tributario de cada nivel y su respectiva elevación. Mediante el producto $P_i \times H_i$ se determina el momento sísmico relativo de cada nivel, lo que permite calcular las fuerzas estáticas distribuidas F_i conforme al procedimiento de la Norma E,030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) .Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 42.

Tabla 42

Distribución de Fuerzas Estáticas en la Altura

Nivel	Pi (kg)	Hi (m)	Wi Pi x hi	Fi (kg)	W = fi / l (ton / m)
Cupula superior	132130,00	19,6230	2592786,990	72031,168	1,3426
Pared cilíndrica	207890,86	16,3313	3395128,030	94321,299	1,4420
Chimenea	15780,00	16,3926	258675,228	7186,352	1,0400
Convectivo	1097900,00	15,3100	16808849,000	466972,811	7,1392
Impulsivo	441440,00	14,5600	6427366,400	178561,028	2,7299
Cupula inferior	208620,00	11,9350	2489879,700	69172,263	1,8146
Fuste 5	44680,00	10,1525	453613,700	12602,009	0,2747
Fuste 4	44680,00	8,1220	362890,960	10081,607	0,2198
Fuste 3	44680,00	6,0920	272190,560	7561,826	0,1649
Fuste 2	44680,00	4,0610	181445,480	5040,804	0,1099
Fuste 1	44680,00	2,0310	90745,080	2521,022	0,0550
Total	3146705,63		46175785,706	2041699,15	

4.4.3.9. Desplazamientos debido al análisis estático

De acuerdo con los desplazamientos obtenidos para la acción sísmica en la dirección XX, bajo cargas estáticas y sin considerar el factor de corrección de peso, se observa que los elementos evaluados presentan desplazamientos controlados y dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa. Los desplazamientos máximos corresponden a la Viga Anillo Superior con 0,40 cm, seguidos por la Viga Anillo Inferior con 0,32 cm y la Viga de Fondo con 0,18 cm como se detalla en la Tabla 43.

Tabla 43

Desplazamientos del análisis estático

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Viga anillo superior	V. A. Sup	0,39907	Cm
Viga anillo inferior	V. A. Inf	0,32259	Cm
Viga fondo	V. A. Fondo	0,17612	Cm

4.4.3.10. Cortante en la base según el análisis estático

El análisis del cortante basal para la acción sísmica en la dirección XX, sin aplicar el factor de corrección de peso, determina un valor de $V_x = 952,6005$ ton . Este valor representa la demanda sísmica horizontal que debe ser resistida por el sistema estructural, el cual se presenta en la Tabla 44.

Tabla 44

Cortante Basal - Sin factor de corrección de peso

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Cortante basal	VX	925,6005	Ton

4.4.3.11. Verificación De Las Derivas – Análisis estático

La evaluación de las derivas se realizó considerando los desplazamientos obtenidos del análisis estático sísmico y aplicando el coeficiente de reducción correspondiente presentada en la Tabla 45..

Tabla 45

Verificación de derivas - Análisis Estático

Descripción	Desplazamiento dinámico (m)	Rc	$\frac{H}{(m)}$	Delta	Deriva	Observación
D2: viga anillo superior	0,0040	2,25	18,40	0,00017	0,000291	Ok
D5: viga de anillo inferior	0,0032	2,25	13,96	0,00047	0,000795	Ok
D8: viga de fondo	0,0018	2,25	10,85	0,00016	0,000274	Ok

Los resultados muestran que las derivas máximas calculadas para los elementos analizados Viga Anillo Superior ($\Delta = 0,000291$), Viga Anillo Inferior ($\Delta = 0,000795$) y Viga de Fondo ($\Delta = 0,000274$) se encuentran por debajo del límite permitido por la normativa sismorresistente vigente. Todos los elementos evaluados presentan condición OK, evidenciando que no se presentan deformaciones excesivas ni riesgo por distorsión lateral. En consecuencia, la estructura cumple con la verificación de derivas para el análisis estático sísmico.

4.4.4. Análisis dinámico

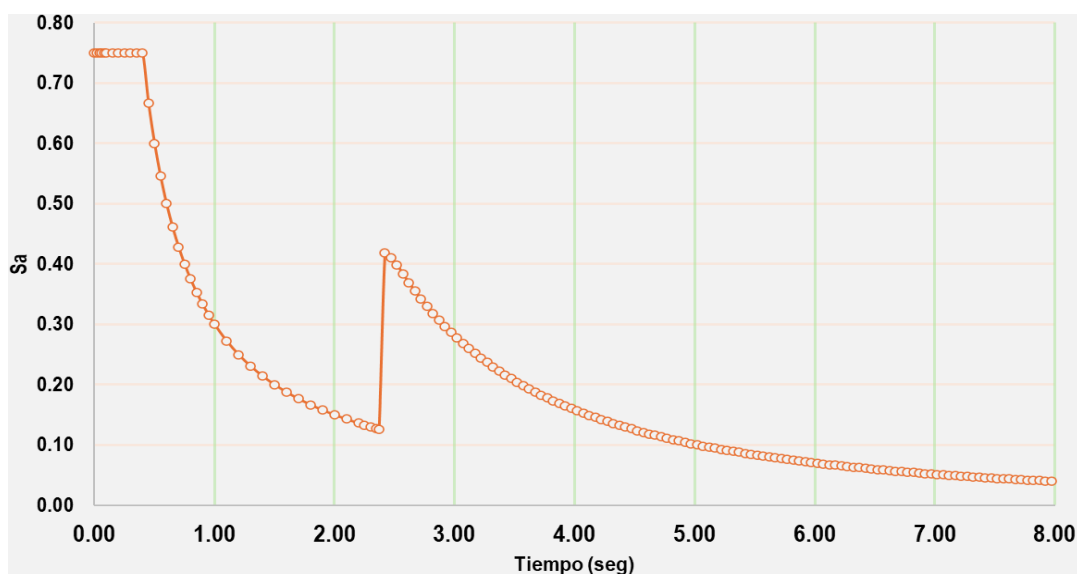
4.4.4.1. Espectro de respuesta

Considerando los datos de la Tabla 40 donde se presentan los parámetros sísmicos es que se desarrolla el espectro de respuesta para el reservorio elevado como se muestra en la Figura 26.

A pesar de que el periodo convectivo empieza en los 5,65 segundos, el código ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020), recomienda que para el espectro se realice a partir de los 2,40 segundos.

Figura 26

Espectro de respuesta para reservorio elevado



Nota. La figura muestra el espectro de respuesta considerando el modelo dinámico impulsivo–convectivo propuesto por Housner, considerando los periodos predominantes de las masas impulsiva y convectiva del reservorio elevado. Elaboración propia.

4.4.4.2. Masa Convectiva e Impulsiva para analisis dinamico

En esta sección se determinan las componentes de masa convectiva e impulsiva asociadas al comportamiento dinámico del reservorio frente a la acción sísmica. Estos valores constituyen los parámetros fundamentales que serán incorporados en el modelo estructural en SAP2000 para el desarrollo del análisis dinámico, permitiendo representar adecuadamente la interacción fluido–estructura y la respuesta oscilatoria del líquido contenido.

a) Rigidez de los resortes de la masa convectiva

$$K_{c-SAP} = \frac{K_c}{60} \times R_i$$

$$K_{c-SAP} = \frac{138,498 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}{60} \times 2,25$$

$$K_{c-SAP} = 8,1657 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

b) Masa Convectiva

$$m_{c-SAP} = \frac{W_c}{g} \times R_c$$

$$m_{c-SAP} = \frac{1097,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \times 2,25$$

$$m_{c-SAP} = 251,812 \text{ Ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

c) Masa Impulsiva

$$m_{i-SAP} = \frac{W_i}{60 \times g} \times R_i$$

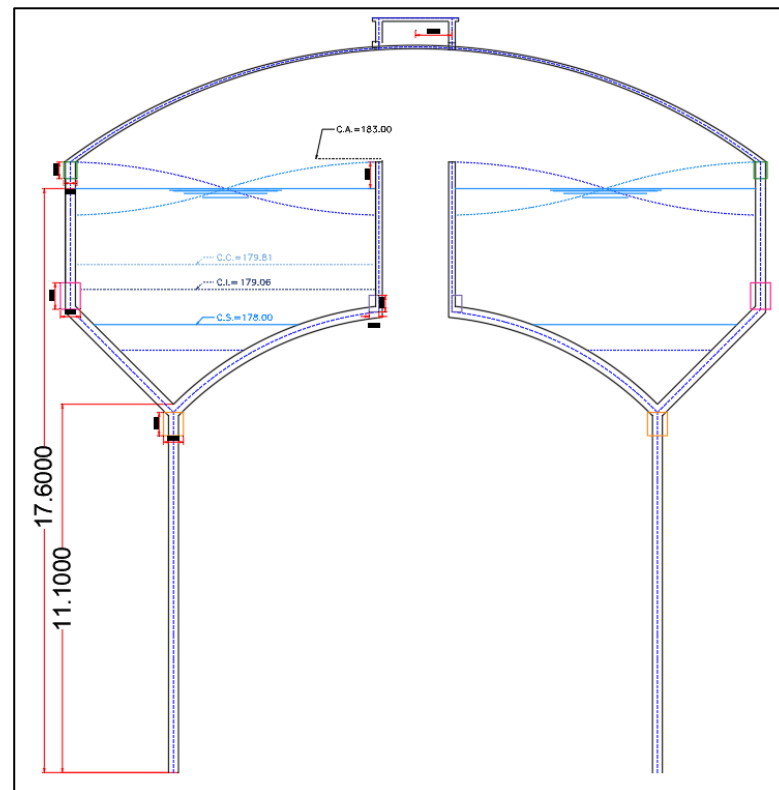
$$m_{i-SAP} = \frac{441,44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}{60 \times 2 \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}$$

$$m_{i-SAP} = 0,375 \text{ Ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

4.4.4.3. Presión del Agua en Paredes del Tanque

Para la determinación de la presión hidrostática que actúa sobre las paredes del tanque, se consideró la diferencia entre la cota máxima y la cota mínima del nivel de agua.

De acuerdo con el predimensionamiento previamente efectuado, dichas cotas fueron definidas tomando como referencia el tope superior de la pared del tanque y el extremo inferior de la viga de fondo, tal como se aprecia en la Figura 27.

Figura 27*Cotas del Nivel del Agua*

Nota. La figura muestra la cota máxima y cota mínima del nivel de agua. Elaboración propia.

En función de estas referencias geométricas, la altura efectiva contenida se obtiene como:

$$H = Z_4 - Z_2 = 17,60 - 11,10 = 6,50$$

De acuerdo con el principio de presión hidrostática, la presión ejercida por el agua varía linealmente con la profundidad, siendo nula en la superficie libre y alcanzando su valor máximo en la base

Tomando el peso específico del agua igual a $1,00 \text{ Tn/m}^3$, la presión máxima en la base del nivel de agua es:

$$P_a = \gamma \times h = 1,00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 6,50 \text{ m} = 6,50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Esta presión corresponde al valor que se aplicará en el modelo estructural para representar la acción hidrostática sobre los muros del tanque. El diagrama resultante es de distribución triangular, con valor igual a 0 Tn/m^2 en la cota superior del agua y $6,50 \text{ Ton/m}^2$ en la cota inferior.

a. Función Hidrostática

Para representar la presión hidrostática en las paredes del tanque dentro del modelo numérico en SAP2000, se define una función de carga dependiente de la coordenada vertical (z). El programa permite asignar cargas mediante la ecuación general:

$$P = A x + B y + C z + D$$

Dado que la presión del agua no depende de las coordenadas horizontales (x e y), las constantes A y B son nulas. Por tanto, la función se reduce a:

$$P = C z + D$$

Para determinar los valores de C y D , se imponen dos condiciones físicas derivadas de la presión hidrostática:

- Condición en la base del nivel de agua

La presión es máxima y corresponde a la altura de la lámina de agua:

$$P_{\text{base}} = H = 6,50 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Ubicada en:

$$Z_2 = 11,10 \text{ m}$$

Por tanto:

$$C \times Z_2 + D = 6,50$$

- Condición en la parte superior del nivel de agua

En la superficie libre del agua, la presión es cero:

$$0 = C \times Z_4 + D$$

Resolviendo tenemos:

$$\begin{cases} C (11,40) + D = 6,50 \\ C (18,15) + D = 0 \end{cases}$$

Restando las ecuaciones tenemos:

$$C = -1,00$$

Sustituyendo en la ecuación superior:

$$D = 18,15$$

4.4.4.4. Resumen de análisis estático y dinámico

Con la finalidad de verificar la consistencia entre el análisis sísmico estático y el análisis modal espectral realizado en SAP2000, se evaluaron los desplazamientos y cortantes basales obtenidos para el reservorio considerando las masas corregidas del modelo

estructural. Este procedimiento permite comprobar que la respuesta dinámica cumpla con las exigencias mínimas establecidas por la normativa vigente para estructuras de concreto reforzado.

En la Tabla 46 se presentan los resultados obtenidos para ambos métodos. Se observa que los desplazamientos dinámicos son menores que los obtenidos por el análisis estático, lo cual es un comportamiento usual en este tipo de estructuras debido a la distribución modal y a la rigidez del sistema. Así mismo, la cortante basal dinámica resultó menor que la correspondiente cortante basal estática.

Tabla 46

Cortante Basal Estático y Dinámico

Nivel de análisis	Cortante basal	
	Estatico (tn)	Dinamico (tn)
Cortante basal	925,60	747,761

Tal como establecen el ACI 350.3 – 20 (American Concrete Institute, 2020), el cortante basal obtenido del análisis modal espectral no puede ser inferior al 80% del cortante basal estático. Cuando el cortante dinámico resulta menor a este límite, la norma exige escalar la respuesta dinámica mediante un factor de escala para que la estructura sea diseñada considerando un nivel adecuado de demanda sísmica, por ende se realiza la verificación.

Aplicando esta verificación normativa:

- Cortante estático: 925,60 ton
- 80% del cortante estático: 740,48 ton
- Cortante dinámico obtenido: 747,48 ton (menor al mínimo permitido)

Por lo tanto, no es necesario un factor de escala, para proceder con el diseño de elementos estructurales.

4.4.4.5. Verificación de Derivas – Análisis dinámico

Luego de completar el análisis dinámico modal espectral en SAP2000, y utilizando los desplazamientos corregidos por el factor de escala correspondiente, se procedió a evaluar las derivas dinámicas en los niveles de control del reservorio (D2, D5 y D8), los cuales se detallan en la Tabla 47.

La deriva representa la distorsión lateral entre niveles y constituye un parámetro de verificación exigido por la normativa. De acuerdo con ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020), las derivas obtenidas deben mantenerse dentro de rangos reducidos para asegurar un comportamiento adecuado durante la acción sísmica, evitando daños excesivos o deformaciones no aceptables en estructuras de concreto que contienen líquidos.

Tabla 47

Verificación de derivas - Análisis dinámico

Descripción	Desplazamiento dinámico (m)	R	H (m)	Delta	Deriva	Check
D2: viga anillo superior	0,0056	2,25	18,65	0,000254052	0,000429	Ok
D5: viga de anillo inferior	0,0045	2,25	14,38	0,000652987	0,001102	Ok
D8: viga de fondo	0,0025	2,25	11,40	0,000222412	0,000375	Ok

4.4.4.6. Verificación de necesidad de análisis de segundo orden

En el caso del reservorio elevado tipo Intze, según la recomendación del ASCE 7, capítulo 12,8,7, la verificación de los desplazamientos debe considerar los efectos P-Delta, siempre y cuando se cumpla la siguiente condición: si el valor de θ calculado es mayor que 0,10, se debe considerar el efecto P-Delta en el análisis estructural del reservorio.

- Si $\theta > 0,10$, entonces los efectos P-Delta son significativos y deben incluirse en los cálculos.
- Si $\theta \leq 0,10$, no es necesario considerar los efectos P-Delta, lo que simplifica el análisis estructural.

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d} > 0,10$$

Donde:

P_x : Carga vertical total que soportará el fuste

Δ : Desplazamiento del fuste

I_e : Factor de importancia

V_u : Fuerza cortante

h : Altura del fuste

C_d : Factor de amplificación de la deflexión

Por ende:

$$\theta = \frac{2405,82 \text{ Ton} \times 0,00134 \text{ m} \times 1,50}{925,60 \text{ Ton} \times 10,15 \text{ m} \times 2,25} \leq 0,10$$

$$\theta = 0,000228764 \leq 0,10$$

Por tanto, no se requiere el análisis de segundo orden para la estructura

4.5. Diseño estructural de elementos

4.5.1. Diseño de cúpula superior

4.5.1.1. Verificación del espesor por pandeo a tensión

El espesor de la cúpula superior se define en función del análisis estructural que considera los esfuerzos de tracción y compresión desarrollados en su superficie. Estos esfuerzos representan las tensiones internas generadas por las cargas actuantes y deben ser contrarrestados por la capacidad resistente del concreto, de manera que el material no exceda su esfuerzo crítico y se garantice un comportamiento estructural seguro y estable.

a. Por compresión

En el programa se evalúan los espesores para confirmar que el esfuerzo crítico de compresión del concreto sea superior al requerido. Los parámetros para la verificación se presentan en la Tabla 48.

Tabla 48

Parámetros para verificación de espesor por pandeo a compresión de cúpula superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998,008	Kg/cm ²
Espesor de losa	e	10	cm
Radio de cúpula	r	1735,00	cm
Módulo de poisson del concreto	ν_c	0,15	
Esfuerzo crítico a compresión del concreto	Q_{cr}	844,80	Kg/cm ²
Esfuerzo admisible a compresión del concreto	$Q_{cr \text{ adm}}$	211,20	Kg/cm ²
Factor de seguridad	F. S.	4,00	
Esfuerzo requerido	Q_u	5,42	Kg/cm ²

Cálculo de esfuerzo crítico a compresión del concreto:

$$Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R\sqrt{3(1-\nu_c^2)}}$$

$$Q_{cr} = \frac{250998,008 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 10 \text{ cm}}{1735,00 \text{ cm} \sqrt{3(1 - 0,15^2)}}$$

$$Q_{cr} = 844,80 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de esfuerzo crítico admisible a compresión del concreto:

$$Q_{cr \text{ adm}} = \frac{Q_{cr}}{\text{F.S.}}$$

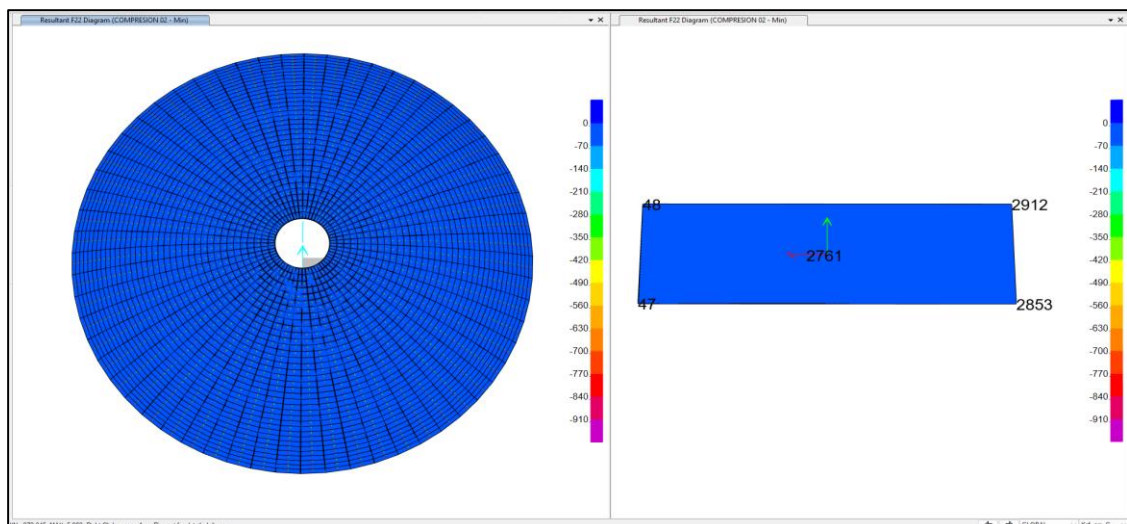
$$Q_{cr \text{ adm}} = \frac{844,80 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$Q_{cr \text{ adm}} = 211,20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 28 muestra los esfuerzos de la cúpula superior bajo un rango de colores y en la Tabla 49 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por area y punto de cada arista.

Figura 28

Fuerza F22 de la cúpula superior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 49*Fuerza F22 de la cúpula superior*

Área Text	Shell Type Text	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	F22 Kg/cm
2761	Shell-Thin	47	COMPRESION 02	Combination	Min	-51,21
2761	Shell-Thin	48	COMPRESION 02	Combination	Min	-54,20
2761	Shell-Thin	2912	COMPRESION 02	Combination	Min	-54,15
2761	Shell-Thin	2853	COMPRESION 02	Combination	Min	-51,17

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se determina el esfuerzo requerido Q_u en la dirección 2, considerando el esfuerzo cortante F_{22} promediado en los lados perpendiculares a dicha dirección.

Cálculo de esfuerzo requerido por compresión y se verifica $Q_{cr adm} \geq Q_u$

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{48} + T_{2912}}{2}$$

$$\frac{T_u}{b_s \cdot e} = \frac{54,175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{10 \text{ cm}}$$

$$Q_u = 5,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq Q_{cr adm} = 211,20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el espesor de la cúpula superior es el adecuado, siendo su espesor final $e = 10 \text{ cm}$

b. Por tracción

En el programa se analizan los diferentes espesores para confirmar que el esfuerzo máximo admisible a tracción del concreto sea mayor que el esfuerzo requerido. Los parámetros para la verificación se presentan en la Tabla 50.

Tabla 50*Parámetros para verificación de espesor por pandeo a tracción de cúpula superior*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998,008	Kg/cm^2
Espesor de losa	e	10	cm
Radio de cúpula	r	1735,00	cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	33,47	Kg/cm^2
Esfuerzo requerido	Q_u	17,37	Kg/cm^2

Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

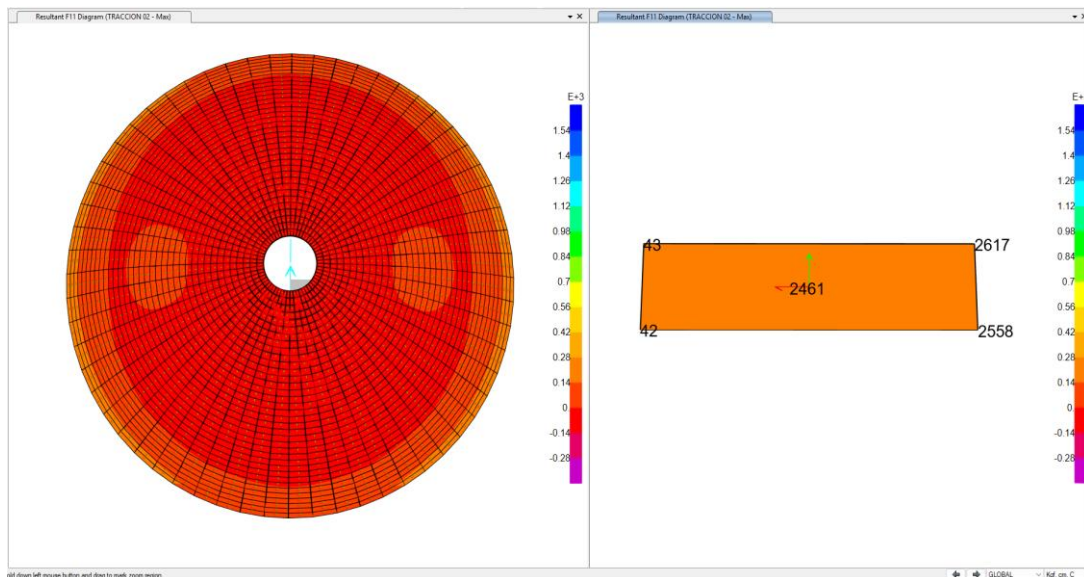
$$f_r = 2\sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 33,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 29 muestra los esfuerzos de la cúpula superior bajo un rango de colores y en la Tabla 51 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por area y punto de cada arista.

Figura 29

Fuerza F11 de la cúpula superior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 51

Fuerza F11 de la cúpula superior

Área	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
2461	Shell-Thin	42	TRACCION 02	Combination	Max	183,3
2461	Shell-Thin	43	TRACCION 02	Combination	Max	164,09
2461	Shell-Thin	2617	TRACCION 02	Combination	Max	164,09
2461	Shell-Thin	2558	TRACCION 02	Combination	Max	183,29

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula el esfuerzo requerido Q_u en la dirección 1, considerando el cortante F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de esfuerzo requerido por compresión y se verifica $Q_{cr adm} \geq Q_u$

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{42} + T_{43}}{2}$$

$$\frac{T_u}{b_s \cdot e} = \frac{173,695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{10 \text{ cm}}$$

$$Q_u = 17,37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_r = 33,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el espesor de la cúpula superior es el adecuado, siendo $e = 10 \text{ cm}$.

4.5.1.2. Diseño de acero por pandeo a compresión

Los parámetros para el diseño de acero por pandeo a compresión se presentan en la Tabla 52.

Tabla 52

Parámetros de diseño de acero por pandeo a compresión de cúpula superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998,008	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor de la losa	e	10,00	cm
Distancia a centroide de refuerzo de tracción	d_c	2,50	cm
Peralte efectivo	d	7,50	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100	cm
Esfuerzo requerido	Q_u	5,42	Kg/cm^2
Esfuerzo admisible a compresión del concreto	$Q_{cr adm}$	211,20	Kg/cm^2

Se emplea el acero mínimo, ya que los esfuerzos no exceden al esfuerzo admisible a compresión del concreto. Conforme a la norma técnica E.060 2018: Concreto armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), se adopta $\rho_{min} = 0,0035$ con separación máxima de tres veces el espesor, presentándose los parámetros de diseño por cuantía mínima en la Tabla 53.

Tabla 53

Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Cuantía mínima del acero	ρ_{min}	0,0035	
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Peralte efectivo	e	10,00	cm
Área del acero de refuerzo	$A_{s\ min}$	3,50	cm ²

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s\ min} = \rho_{min} \cdot b_s \cdot e$$

$$A_{s\ min} = 0,0035 \cdot 100\text{ cm} \cdot 10\text{ cm}$$

$$A_{s\ min} = 3,50\text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras de 3/8"

$$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s}$$

$$S = \frac{100\text{ cm} \cdot 0,71\text{ cm}^2}{3,50\text{ cm}^2}$$

$$S = 20,36\text{ cm} \cong 20,00\text{ cm}$$

Entonces el acero transversal, con distribución de acero de forma radial es de $1\ \emptyset\ \frac{3}{8}" @ 20,00\text{ cm}$

4.5.1.3. Diseño de acero por pandeo a tracción

Los parámetros para el diseño de acero por pandeo a tracción se presentan en la Tabla 54

Tabla 54

Parámetros de diseño de acero por pandeo a tracción de cúpula superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor de cúpula superior	e	10,00	Kg/cm ²
Distancia al centroide de refuerzo a tracción	d_c	2,50	Kg/cm ²
Peralte efectivo	d	7,50	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100	cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	33,47	Kg/cm ²
Esfuerzo requerido	Q_u	17,37	Kg/cm ²

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 2 se verifica que $f_r \geq Q_u$, por ende, se considera cuantía mínima, conforme a la norma técnica E.060 2018: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), cuyo valor es $\rho_{\min} = 0,0035$ con separación máxima de tres veces el espesor, presentándose los parámetros de diseño por cuantía mínima en la Tabla 55.

Tabla 55

Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a tracción en cúpula superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Cuantía mínima del acero	$\rho_{\min}$	0,0035	
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Peralte efectivo	e	10,00	cm
Área del acero de refuerzo	$A_{s \min}$	3,50	cm ²

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b_s \cdot e$$

$$A_{s \min} = 0,0035 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras de 3/8"

$$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm}^2}{3,50 \text{ cm}^2}$$

$$S = 20,36 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces el acero transversal, con distribución de acero de forma de anillos, es de

$$1 \text{ } \emptyset \frac{3}{8} \text{ " @ } 20,00 \text{ cm}$$

4.5.1.4. Ensanche de cobertura

Debido a que las deformaciones en la base de la cúpula no son iguales a los de la viga anillo se originan esfuerzos, por lo tanto, ACI 350.3 -20 (American Concrete Institute, 2020) recomienda un ensanche en esta zona.

Cálculo de ensanche

$$1,50 \cdot e \leq e_2 \leq 2,00 \cdot e$$

$$1,50 \cdot 10 \text{ cm} \leq e_2 \leq 2,00 \cdot 10 \text{ cm}$$

$$15,00 \text{ cm} \leq e_2 \leq 20,00 \text{ cm}$$

Cálculo de longitud de ensanche

$$L = 16 \cdot e$$

$$L = 16 \cdot 10 \text{ cm}$$

$$L = 160 \text{ cm}$$

Por lo tanto, asumimos un ensanche hasta 20,00 cm y que tendrá de desarrollo en los primeros 160 cm de la cúpula superior.

4.5.1.5. Desarrollo de gancho estándar en tracción

Según el artículo 12,5,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar, la longitud de desarrollo del gancho estándar se debe calcular con la fórmula brindada en el artículo 12,5,2. siendo la siguiente:

$$\ell_{dg} = \frac{0,075 \times \psi_e \times \lambda \times f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\ell_{dg} = \frac{0,075 \times 1 \times 1 \times 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\ell_{dg} = 18,82 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Teniendo en consideración que no debe ser menor que 8 db y 150 mm

$$\ell_{dg \text{ min}} = 8 \text{ db} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \text{ min}} = 8 \times (0,95 \text{ cm}) \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \text{ min}} = 7,60 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \text{ min}} = 15 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de desarrollo de gancho estándar en tracción usando fierro corrugado de 3/8" para la cúpula superior es de 20,00 cm

4.5.1.6. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 0,95 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 29,07 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

$$\text{Empalme por traslape Clase A} = 1,00 \ell_d$$

$$\text{Empalme por traslape Clase B} = 1,30 \ell_d$$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 29,07 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 37,79 \cong 40,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/8" para la cúpula superior será de 40,00 cm como longitud mínima.

4.5.2. Diseño de Viga Anillo Superior

4.5.2.1. Verificación de la sección por tensión

La sección de la viga se diseña en función de los esfuerzos de tracción y compresión, los cuales son resistidos por la capacidad del concreto. Determinada la sección, se

calcula el acero requerido según el esfuerzo de tracción angular. Se presentan los parámetros para la verificación en la Tabla 56.

Tabla 56

Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998,008	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2100000	Kg/cm ²
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	33,47	Kg/cm ²
Fuerza última	T_u	32436,25	Kg
Altura de la sección de área	h_s	50,00	cm

Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

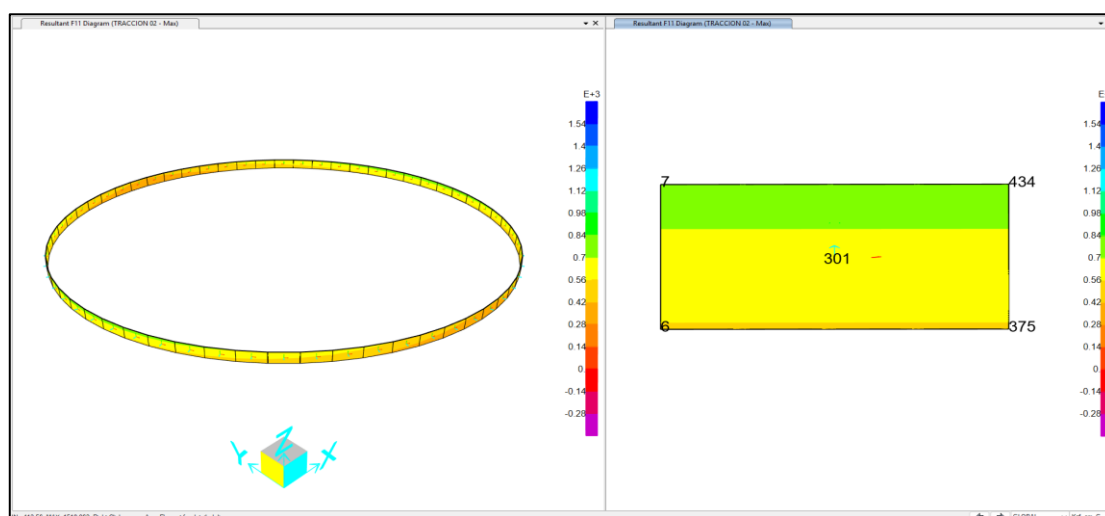
$$f_r = 2\sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 33,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 30 muestra los esfuerzos de la viga anillo superior bajo un rango de colores y en la Tabla 57 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por área y punto de cada arista.

Figura 30

Fuerza F11 de la viga anillo superior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 57*Fuerza F11 del área 301 de la viga anillo superior*

Área	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
301	Shell-Thick	7	TRACCION 02	Combination	Max	766,67
301	Shell-Thick	6	TRACCION 02	Combination	Max	550,2
301	Shell-Thick	375	TRACCION 02	Combination	Max	550,28
301	Shell-Thick	434	TRACCION 02	Combination	Max	766,75

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula la fuerza ultima T_u en la dirección local 1, considerando la fuerza F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza ultima

$$\frac{T_u}{h_s} = \frac{T_{375} + T_{434}}{2}$$

$$T_u = \left(658,515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (50 \text{ cm})$$

$$T_u = 32925,75 \text{ Kg}$$

Cálculo de relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{250998,008} = 8,37$$

Cálculo del área del concreto, considerando nula la contribución del acero de refuerzo

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s$$

$$A_c = \frac{32925,75 \text{ Kg}}{33,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} - (8,37 - 1) \cdot (0,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 983,84 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la base de la viga anillo superior

$$\frac{A_c}{h_s} = \frac{983,84 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm}}$$

$$b_s = 19,68 \text{ cm}$$

A pesar de un valor mínimo, se había previsto realizar una viga de 50 x 60 cm, para el anillo superior, por ende, se mantendrá la sección predimensionada, pues cumple con lo mínimo calculado.

$$h = 50,00 \text{ cm}$$

$$b = 60,00 \text{ cm}$$

4.5.2.2. Diseño de acero de refuerzo por tracción angular

El acero longitudinal se calcula considerando la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1. Los parámetros para el diseño se muestran en la Tabla 58.

Tabla 58

Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	6,00	cm
Peralte efectivo	d	44,00	cm
Altura de la sección	h	50,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	40,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	32925,75	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	$f'y$	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0044	
Cuantía del acero mínimo	ρ_{min}	0,0028	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	8,71	cm ²
Acero escogido	A_b	1,98	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la viga anillo superior

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{min} = 0,0028$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo superior

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'y \cdot b_s \cdot h}$$

$$\rho = \frac{32925,75 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40,00 \text{ cm} \cdot 50,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0044$$

Cálculo de área de acero de refuerzo por tracción para la viga anillo superior

$$A_s = (0,0044)(40 \text{ cm})(50 \text{ cm})$$

$$A_s = 8,71 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cantidad de barras de acero, usando barras de 5/8"

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

$$n = \frac{8,58 \text{ cm}^2}{1,98 \text{ cm}^2}$$

$$n = 4,40 \cong 6$$

Entonces el acero longitudinal, con distribución de acero de forma de anillos, es de $6 \varnothing \frac{5}{8}$ "

4.5.2.3. Diseño de acero transversal

El acero transversal se calcula considerando la fuerza de cortante F_{12} , asociada al eje local 2. Los parámetros para el diseño se muestran en la Tabla 59.

Tabla 59

Parámetros para el diseño de acero transversal

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm^2
Ancho de la sección de área	b_s	40,00	cm
Recubrimiento	r	6,00	cm
Altura de la sección	h	50,00	cm
Peralte efectivo	d	44,00	cm
Factor de reducción de resistencia por cortante	ϕ	0,75	

Cálculo de la capacidad cortante de la sección de concreto de la viga anillo superior

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{280,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40,00 \text{ cm} \cdot 44,00 \text{ cm}}$$

$$V_c = 15608,73 \text{ Kg}$$

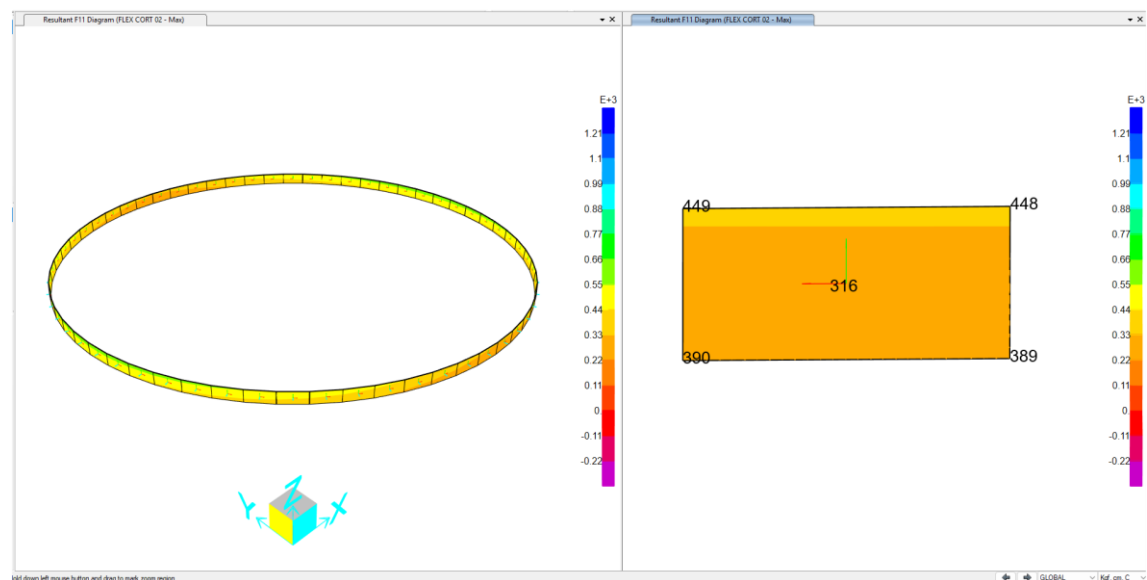
$$\emptyset V_c = 0,75 \cdot 15608,73 \text{ Kg}$$

$$\emptyset V_c = 11706,55 \text{ Kg}$$

La Figura 31 muestra los esfuerzos de la viga anillo superior bajo un rango de colores y en la Tabla 60 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por area y punto de cada arista.

Figura 31

Fuerza F12 en la viga anillo superior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 60

Fuerza F12 del área 316 de la viga anillo superior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
316	316	Shell-Thick	390	FLEX CORT 02	Combination	Max	41,82
316	316	Shell-Thick	389	FLEX CORT 02	Combination	Max	38,29
316	316	Shell-Thick	449	FLEX CORT 02	Combination	Max	35,98
316	316	Shell-Thick	448	FLEX CORT 02	Combination	Max	32,46

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de cortante y se calcula la fuerza ultima V_u en la dirección local 2, considerando la fuerza F_{12} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de cortante ultima

$$\frac{V_u}{h_s} = \frac{V_{390} + V_{449}}{2}$$

$$V_u = \left(38,90 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (50 \text{ cm})$$

$$V_u = 1945,00 \text{ Kg}$$

Comparación de cortante ultima con la capacidad cortante de la sección de concreto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$1945,00 \text{ Kg} \leq 11706,55 \text{ Kg}$$

Según el artículo 11,5,6,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), en la sección *refuerzo mínimo de cortante*, menciona que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, en todo el elemento de concreto armado, donde V_u exceda de $0,50 \phi V_c$, no siendo nuestro caso, y sin embargo se colocará refuerzo mínimo de cortante con finalidad de proceso constructivo para el armado del refuerzo longitudinal de la viga anillo superior.

Cálculo para separación máxima de acero transversal mínimo

En el artículo 11,5,5,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), en la sección límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo, ni de 600 mm.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{44 \text{ cm}}{2}$$

$$S_{\max} = 22 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Cálculo para acero transversal mínimo

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{f'c} \frac{b \cdot s}{f'y} \geq 3,50 \frac{b \cdot s}{f'y}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{40 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \geq 3,50 \frac{40 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,6375 \text{ cm}^2 \geq 0,6667 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,6667 \text{ cm}^2$$

Verificación usando barras de 3/8"

$$A_{v \text{ 3/8"} (02 \text{ ramas}) = 2 \cdot A_b$$

$$A_{v \text{ 3/8"} (02 \text{ ramas}) = 2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ 3/8"} (02 \text{ ramas}) = 1,42 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero transversal para la viga anillo superior, con distribución de estribos, es de 1 $\emptyset \frac{3}{8}$ " @ 20,00 cm

4.5.2.4. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 1,59 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 48,67 \text{ cm} \cong 50,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

$$\text{Empalme por traslape Clase A} = 1,00 \ell_d$$

$$\text{Empalme por traslape Clase B} = 1,30 \ell_d$$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene

una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 48,67 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 63,27 \cong 65,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 5/8" para la viga anillo superior será de 65,00 cm como longitud mínima.

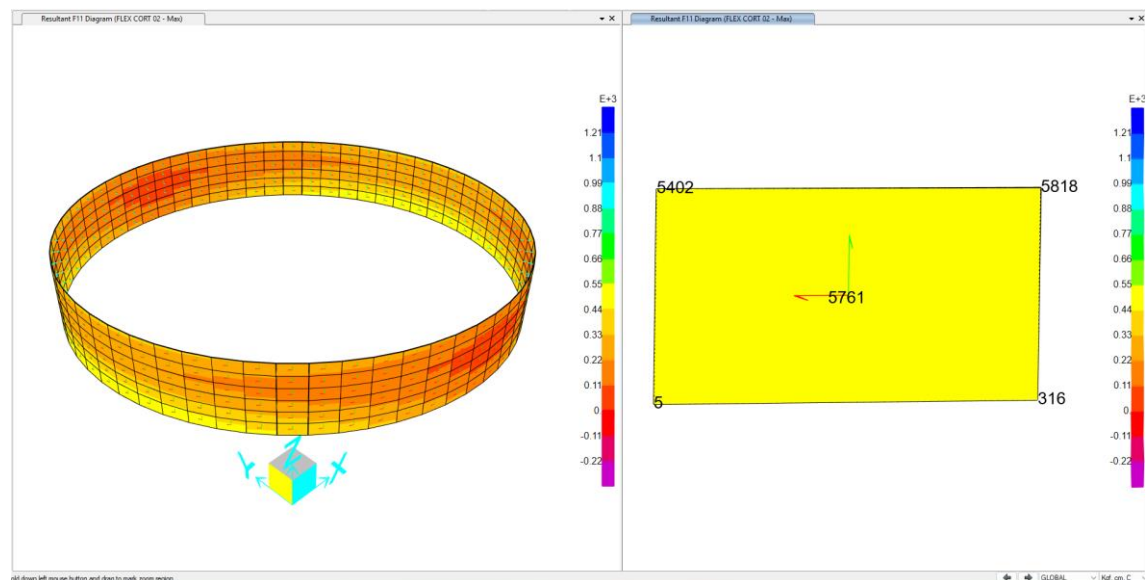
4.5.3. Diseño de Pared Cilíndrica

4.5.3.1. Verificación del espesor por cortante

El diseño del espesor del muro se basa en la fuerza cortante interna, que debe ser resistida por la capacidad nominal de corte del concreto con la contribución del acero. La Figura 32 muestra los esfuerzos cortantes de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 61 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por area y punto de cada arista.

Figura 32

Fuerza cortante V23 para la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 61*Fuerza cortante V23 del área 5761 del muro cilíndrico*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
5761	5761	Shell-Thick	5	Flex Cort 02	Combination	Max	54,01
5761	5761	Shell-Thick	5402	Flex Cort 02	Combination	Max	54,01
5761	5761	Shell-Thick	5818	Flex Cort 02	Combination	Max	54,01
5761	5761	Shell-Thick	316	Flex Cort 02	Combination	Max	54,01

Del elemento analizado se extraen los valores de cortante y se determina el cortante requerido V_u en la dirección 2, considerando el componente V_{23} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima

$$\frac{V_u}{b_s} = \frac{T_5 + T_{5402}}{2}$$

$$V_u = \left(54,01 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$V_u = 5401,00 \text{ Kg}$$

En la Tabla 62 se presentan los valores considerados para la verificación estructural del elemento frente a esfuerzos de corte en el plano del muro.

Tabla 62*Parámetros de verificación de espesor por cortante en el plano del muro*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Espesor de muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Altura de la sección de área	h_s	100,00	cm
Altura total del muro	H_m	3,07	m
Mitad de longitud de muro	L_m	30,88	m
Área del acero de refuerzo	A_s		cm^2
Cuántía nominal de refuerzo	ρ_n	0,0025	
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Cortante nominal en muro	V_n		Kg
Cortante requerido	V_u		Kg

Cálculo de capacidad nominal de cortante del concreto del fuste, considerando la cuantía mínima de refuerzo horizontal en muros

Según el artículo 11,10,7 de la sección *disposiciones especiales para muros*, refiere que la cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0020, siempre y cuando $V_u \leq 0,27 \sqrt{f'c} A_{cw}$, de no ser el caso aplicarse el siguiente artículo.

Según el artículo 11,10,10,2 de la sección *diseño del refuerzo para cortante en muros*, refiere que la cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025, considerando que su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.

Comprobación del cumplimiento del artículo 11,10,7

$$V_u \leq 0,27 \sqrt{f'c} A_{cw}$$

$$V_u \leq 0,27 \sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 3000 \text{ cm}^2$$

$$V_u \leq 15153,71 \text{ Kg}$$

$$5401,00 \text{ Kg} \leq 15153,71 \text{ Kg}$$

Por ende, la cuantía mínima es de 0,0020 para el acero de refuerzo horizontal para cortante.

Cálculo de la capacidad cortante nominal según el artículo 11,1,1. y 11,10,4.

$$V_n = V_c + V_s \leq 2,60 \sqrt{f'c} b_w \cdot d$$

$$V_n = A_{cw} (\lambda \cdot \alpha_c \sqrt{f'c}) + A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y \leq 2,60 \sqrt{f'c} b_w \cdot d$$

$$V_n = 3000 \text{ cm}^2 \left(1 \cdot 0,80 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right) + 3000 \text{ cm}^2 \cdot 0,0020 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 2,60 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$V_n = 70099,89 \text{ Kg} \leq 121603,87 \text{ Kg}$$

$$V_n = 70099,89 \text{ Kg}$$

Cálculo de la capacidad cortante nominal según el artículo 11,1,1., el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en el diseño por resistencia.

$$\phi V_n = \phi \cdot [V_c + V_s]$$

$$\phi V_n = \phi \cdot [V_n]$$

$$\phi V_n = 0,75[70099,89 \text{ Kg}]$$

$$\phi V_n = 52574,92 \text{ Kg}$$

Verificación del diseño por resistencia en la sección transversal según el artículo 11,1,1.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$52574,92 \text{ Kg} \geq 5401,00 \text{ Kg}$$

Entonces la cuantía de acero de refuerzo horizontal será de 0,0020, siendo el espesor final del fuste $e = 30 \text{ cm}$

Por tanto, el espesor de la pared cilíndrica es el adecuado, siendo su espesor final $e = 30 \text{ cm}$.

4.5.3.2. Diseño de acero por flexión

Definido el espesor por la verificación a cortante, el acero se calcula en función del momento flector derivado de la combinación envolvente de cargas.

Para una optimización de acero, se trabajará la flexión en dos tramos, el primero desde la base de la pared cilíndrica hasta 1,77 m de altura usando una configuración de acero longitudinal con bastón de refuerzo, mientras el segundo tramo es desde los 1,77 m subiendo 1,55 m adicional, es decir hasta el final de la pared cilíndrica.

a. *Diseño de acero por flexión en cara interna en el primer tramo*

Los parámetros para el diseño se muestran en la Tabla 62.

Tabla 63

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna en el primer tramo

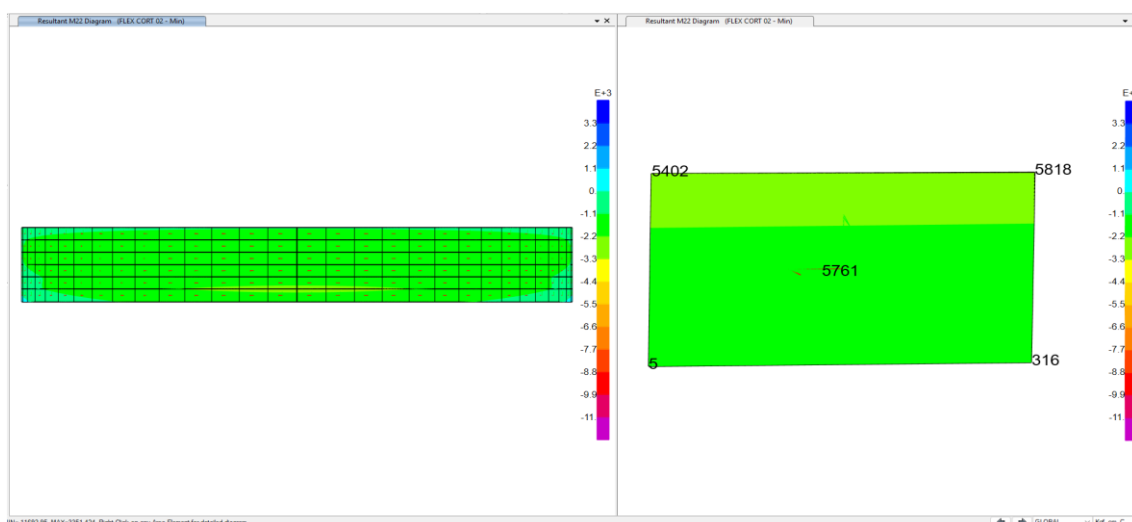
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor del muro	e	30,00	Cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	Cm
Peralte efectivo	d	25,00	Cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	Cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	241234,50	Kg. cm

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 33 muestra los esfuerzos cortantes de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 61 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por área y punto de cada arista.

Figura 33

Momento M22 en la cara interna para el primer tramo de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 64

Momento M22 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica en la cara interna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	Output Case	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
5761	5761	Shell-Thick	5402	Flex Cort 02	Combination	Min	-2416,91
5761	5761	Shell-Thick	5818	Flex Cort 02	Combination	Min	-2407,78
5761	5761	Shell-Thick	5	Flex Cort 02	Combination	Min	-1646,2
5761	5761	Shell-Thick	316	Flex Cort 02	Combination	Min	-1635,45

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{5402} + M_{5818}}{2}$$

$$M_u = \left(2412,345 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 241234,50 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 65 muestra se muestran los parámetros de cálculo y resultados derivados del diseño a flexión evaluado.

Tabla 65

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de primer tramo de pared cilíndrica en la cara interna

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	$f'c$	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	$f'y$	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	241234,50	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,363	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0010	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	3,75	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero vertical a flexión del primer tramo de pared cilíndrica.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b_s}}$$

$$a = 25 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm})^2 - \frac{2 (241234,50 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,363 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{241234,50 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(25 \text{ cm} - \frac{0,363 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0010$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{3,75 \text{ cm}^2}$$

$$S = 33,78 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal vertical es de 1 Ø ½" @ 30,00 cm

b. Diseño de acero por flexión en cara externa

En la Tabla 66 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo a flexión correspondiente a la cara externa del primer tramo analizado.

Tabla 66

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa en el primer tramo

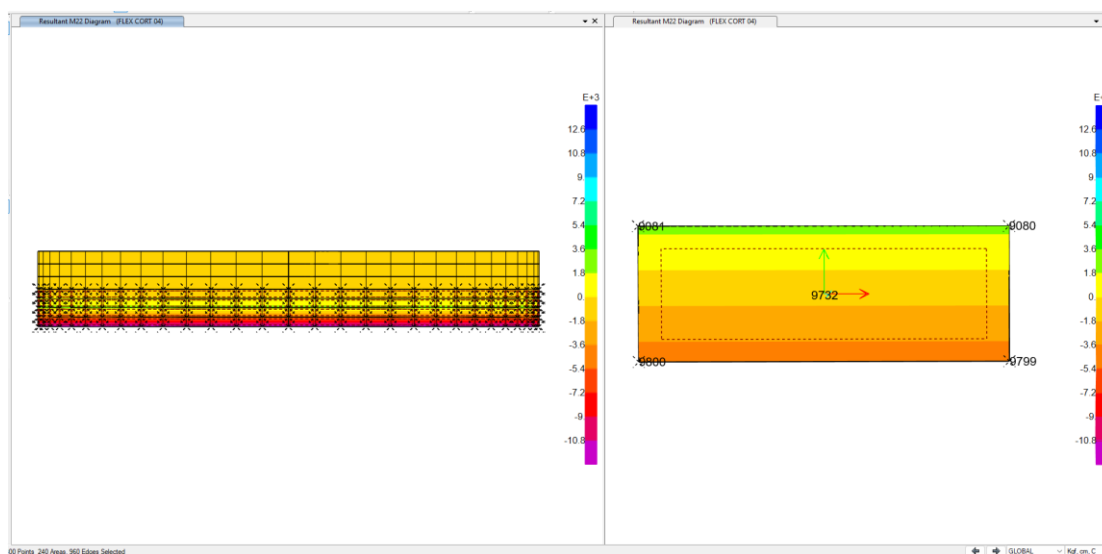
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	267279,50	Kg. cm

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 34 muestra los esfuerzos cortantes de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 67 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por área y punto de cada arista.

Figura 34

Momento M22 para el primer tramo de la cara externa de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 67

Momento M22 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica en la cara externa

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
5761	5761	Shell-Thick	5	Flex cort 02	Combination	Max	2678,17
5761	5761	Shell-Thick	5402	Flex cort 02	Combination	Max	1789,88
5761	5761	Shell-Thick	5818	Flex cort 02	Combination	Max	1780,75
5761	5761	Shell-Thick	316	Flex cort 02	Combination	Max	2667,42

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante última:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_5 + M_{316}}{2}$$

$$M_u = \left(2672,795 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 267279,50 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 68 muestra se muestran los parámetros de cálculo y resultados derivados del diseño a flexión evaluado.

Tabla 68

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de cara externa de pared cilíndrica

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	267279,50	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,40	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0011	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	3,75	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero vertical a flexión del primer tramo de pared cilíndrica.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 25 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm})^2 - \frac{2 (267279,50 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,40 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{267279,50 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(25 \text{ cm} - \frac{0,40 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0011$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0011 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{b_s (A_b \text{ longitudinal})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{3,75 \text{ cm}^2}$$

$$S = 33,78 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal vertical es de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 30,00 cm

4.5.3.3. Diseño de acero por tracción angular

El acero longitudinal se determina a partir de la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1.

Para optimizar el refuerzo, la tracción angular se divide en tres tramos, desde la base hasta 1,77 m con acero transversal; de 1,77 m a 2,42 m; y de 2,42 m a 3,32 m, hasta la parte superior del muro cilíndrico.

a. Diseño de acero por tracción angular en el primer tramo

En la Tabla 69 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo a tracción angular correspondiente a la cara externa del primer tramo analizado.

Tabla 69

Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el primer tramo de pared cilíndrica

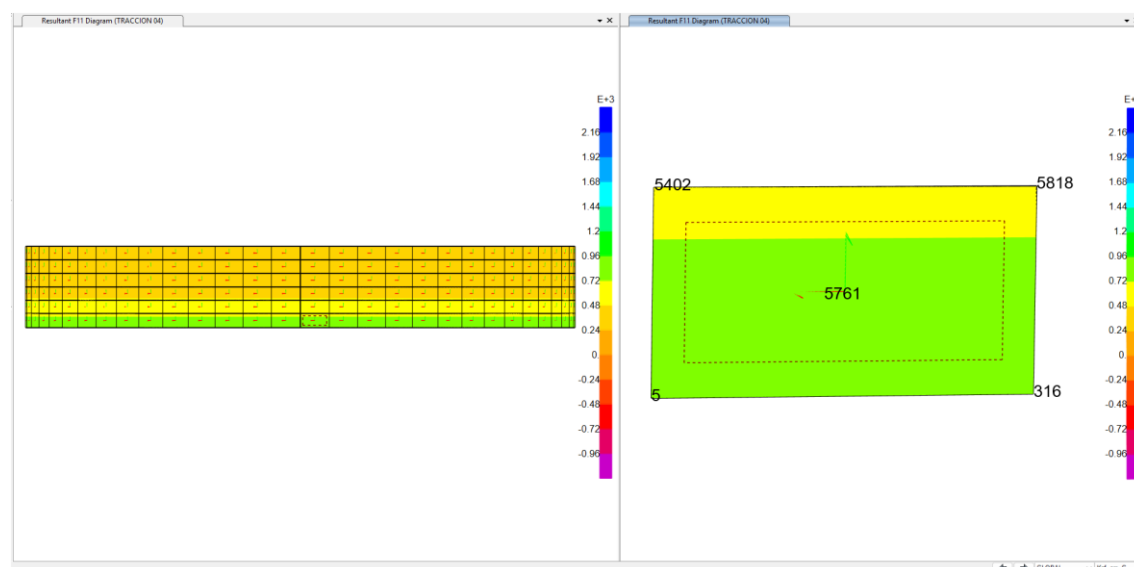
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	77446,50	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 35 muestra los esfuerzos en el primer tramo de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 70 presenta las fuerzas correspondientes del elemento por área y punto de cada arista.

Figura 35

Fuerza F11 del primer tramo de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 70

Fuerza F11 del área 5761 del primer tramo de la pared cilíndrica

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	Step Type	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
5761	5761	Shell-Thick	5	TRACCION 04	Combination	-	881,91
5761	5761	Shell-Thick	5402	TRACCION 04	Combination	-	667,02
5761	5761	Shell-Thick	5818	TRACCION 04	Combination	-	667,02
5761	5761	Shell-Thick	316	TRACCION 04	Combination	-	881,91

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_5 + T_{5402}}{2}$$

$$T_u = \left(774,465 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm}) = 77446,50 \text{ Kg}$$

En la Tabla 71 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo sometido a esfuerzos de tracción angular en el primer tramo de la pared cilíndrica.

Tabla 71

Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el primer tramo de pared cilíndrica

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Espesor del muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	77446,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuántía del acero	ρ	0,0082	
Cuántía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de cuántía	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	20,49	cm ²
Acero escogido	A_b	1,27	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo superior

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{77446,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 25,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0082$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0082 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 20,49 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{20,49 \text{ cm}^2}$$

$$S = 12,37 \text{ cm} \cong 10,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal transversal es doble malla de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 10,00 cm

b. Diseño de acero por tracción angular en el segundo tramo

En la Tabla 72 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo sometido a tracción angular en el segundo tramo de la pared cilíndrica.

Tabla 72

Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el segundo tramo de pared cilíndrica

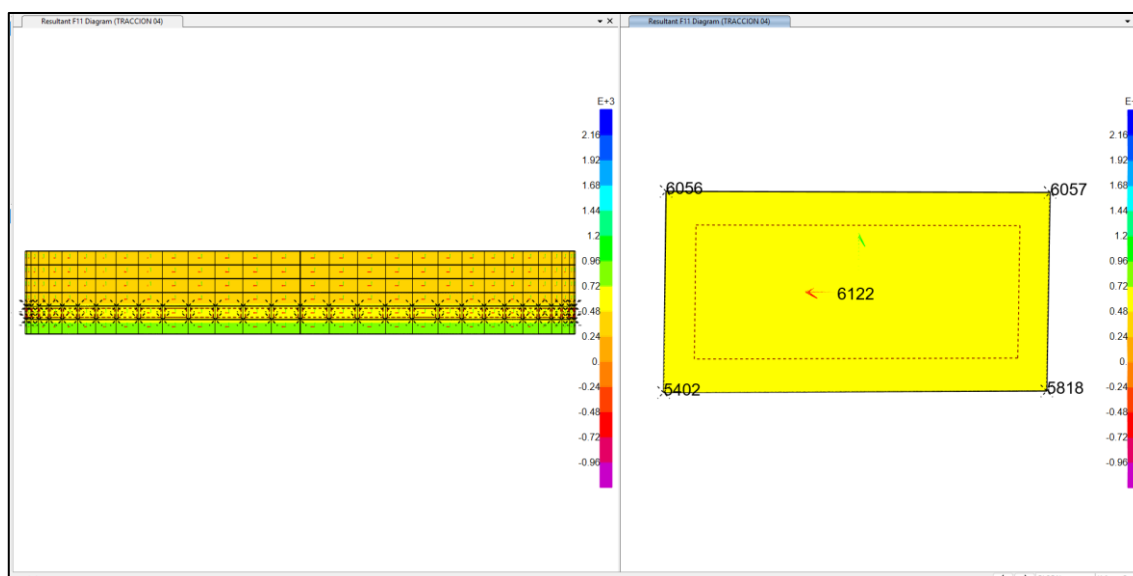
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	58707,50	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 36 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el segundo tramo de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 73 se presentan los valores numéricos correspondientes del elemento evaluado para el área analizada.

Figura 36

Fuerza F11 del segundo tramo de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 73

Fuerza F11 del área 6122 del segundo tramo de la pared cilíndrica

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
6122	6122	Shell-Thick	6056	Tracción 04	Combination	-	497,49
6122	6122	Shell-Thick	6057	Tracción 04	Combination	-	497,49
6122	6122	Shell-Thick	5818	Tracción 04	Combination	-	676,66
6122	6122	Shell-Thick	5402	Tracción 04	Combination	-	676,66

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{6057} + T_{5402}}{2}$$

$$T_u = \left(587,075 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 58707,50 \text{ Kg}$$

En la Tabla 74 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo estructural sometido a esfuerzos de tracción en el segundo tramo analizado.

Tabla 74

Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el segundo tramo de pared cilíndrica

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Espesor del muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	58707,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0062	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	

Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	15,53	cm ²
Acero escogido	A_b	1,27	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la pared cilíndrica

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{58707,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 25,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0062$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0062 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 15,53 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{15,53 \text{ cm}^2}$$

$$S = 16,31 \text{ cm} \cong 15,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal transversal es doble malla de 1 ϕ 1/2" @ 15,00 cm

c. Diseño de acero por tracción angular en el tercer tramo

Los valores adoptados para el diseño del refuerzo estructural en el tercer tramo de la pared cilíndrica se muestran en la Tabla 75.

Tabla 75

Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el tercer tramo de pared cilíndrica

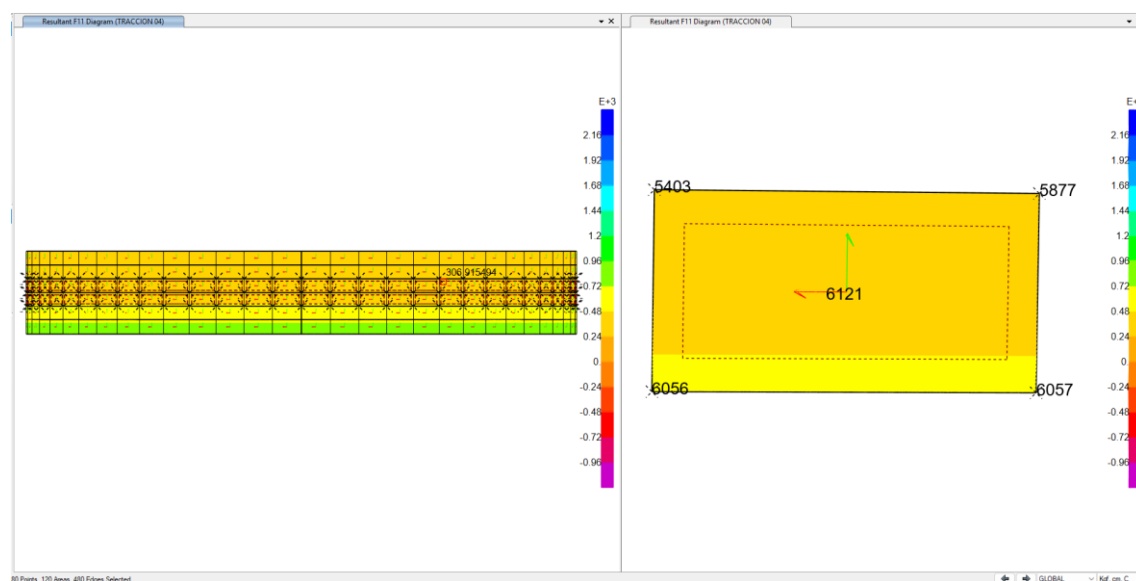
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	43649,00	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 37 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el tercer tramo de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 76 se presentan los valores numéricos correspondientes del elemento evaluado para el área analizada.

Figura 37

Fuerza F11 del tercer tramo de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 76*Fuerza F11 del área 6121 del tercer tramo de la pared cilíndrica*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
6121	6121	Shell-Thick	5403	Tracción 04	Combination	-	367,45
6121	6121	Shell-Thick	5877	Tracción 04	Combination	-	367,45
6121	6121	Shell-Thick	6057	tracción 04	Combination	-	505,53
6121	6121	Shell-Thick	6056	tracción 04	Combination	-	505,53

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{5877} + T_{6057}}{2}$$

$$T_u = \left(436,49 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 43649,00 \text{ Kg}$$

En la Tabla 77 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo estructural correspondiente al tercer tramo analizado.

Tabla 77*Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el tercer tramo de pared cilíndrica*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Espesor del muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	43649,00	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0046	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	11,55	cm ²
Acero escogido	A_b	1,27	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la pared cilíndrica

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{43649,00 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 25,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0046$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0046 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 11,55 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{11,55 \text{ cm}^2}$$

$$S = 21,94 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal transversal es doble malla de 1 Ø 1/2" @ 20,00 cm

d. Diseño de acero por tracción angular en el cuarto tramo

A continuación, en la Tabla 78, se resumen los parámetros empleados para el diseño del refuerzo estructural frente a las solicitaciones evaluadas en el cuarto tramo.

Tabla 78

Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el cuarto tramo de pared cilíndrica

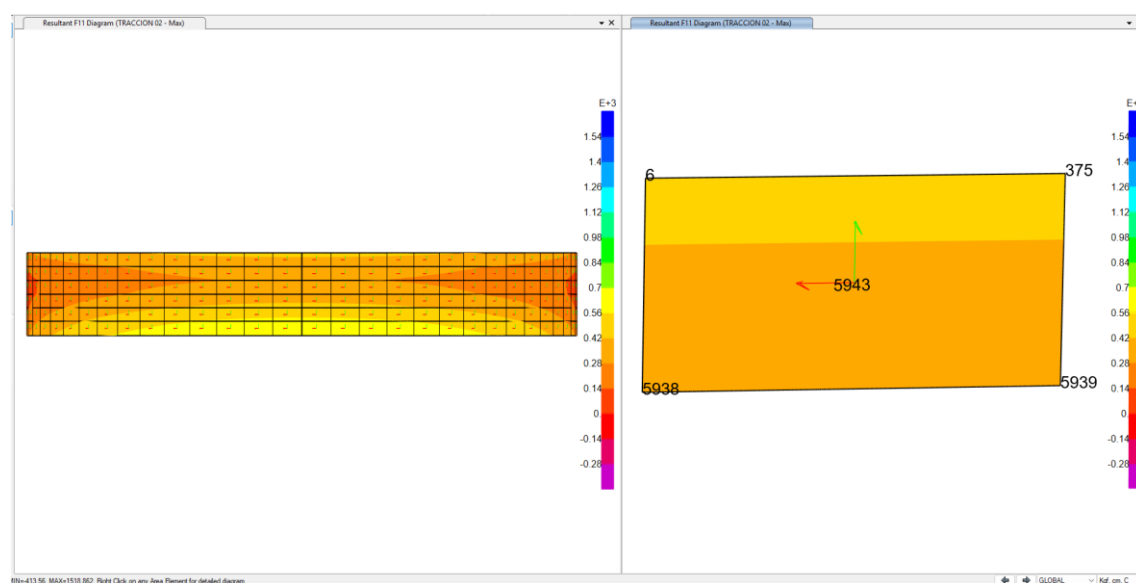
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	39385,50	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 38 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el cuarto tramo de la pared cilíndrica bajo un rango de colores y en la Tabla 79 se presentan los valores numéricos correspondientes del elemento evaluado para el área analizada.

Figura 38

Fuerza F11 del cuarto tramo de la pared cilíndrica



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 79

Fuerza F11 del área 5943 del cuarto tramo de la pared cilíndrica

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
5943	5943	Shell- Thick	5938	TRACCION 02	Combination	Max	324,63
5943	5943	Shell- Thick	6	TRACCION 02	Combination	Max	462,96
5943	5943	Shell- Thick	375	TRACCION 02	Combination	Max	463,02
5943	5943	Shell- Thick	5939	TRACCION 02	Combination	Max	324,69

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{375} + T_{5939}}{2}$$

$$T_u = \left(393,855 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 39385,50 \text{ Kg}$$

En la Tabla 80 se presentan los parámetros considerados para el diseño del refuerzo estructural correspondiente al cuarto tramo analizado.

Tabla 80

Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el cuarto tramo de pared cilíndrica

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Espesor del muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	39385,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0042	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	

Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	10,42	cm ²
Acero escogido	A_b	1,27	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la pared cilíndrica

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{39385,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 25,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0042$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0042 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 10,42 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{10,42 \text{ cm}^2}$$

$$S = 24,32 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal transversal es doble malla de 1 Ø 1/2" @ 22,50 cm

4.5.3.4. Empalme de barra corrugada a tracción para el refuerzo horizontal

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 1,27 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 34,77 \text{ cm} \cong 35,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

$$\text{Empalme por traslape Clase A} = 1,00 \ell_d$$

$$\text{Empalme por traslape Clase B} = 1,30 \ell_d$$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 34,77 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 45,20 \cong 50,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 1/2" para el refuerzo horizontal de la pared cilíndrica de almacenamiento, será de 50,00 cm como longitud mínima.

4.5.4. Diseño de Fondo Tronco Cónico

4.5.4.1. Verificación del espesor por cortante

El diseño del espesor del fondo tronco cónico se basa en la fuerza cortante interna, que debe ser resistida por la capacidad a corte del concreto. En la Tabla 81 se presentan los valores iniciales considerados para la verificación estructural del elemento frente a esfuerzos de corte en el fondo tronco cónico.

Tabla 81

Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante del fondo tronco cónico

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Espesor de muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Capacidad de cortante del concreto	ϕV_c	22309,63	Kg
Cortante requerido	V_u	18644,00	Kg

Cálculo de capacidad de cortante del concreto de pared cilíndrica

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d$$

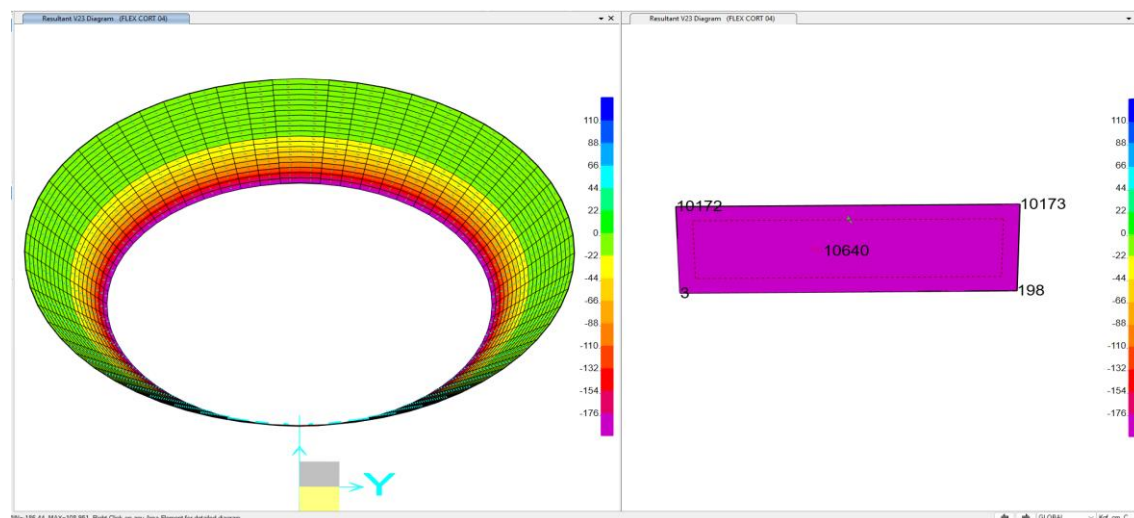
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 22309,63 \text{ Kg}$$

La Figura 39 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el fondo tronco cónico bajo un rango de colores y en la Tabla 82 se presentan los valores numéricos correspondientes del elemento evaluado para el área analizada.

Figura 39

Fuerza cortante V23 para el fondo tronco cónico



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 82*Fuerza cortante V23 del área 10640 del fondo tronco cónico*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
10640	10640	Shell-Thick	10172	FLEX CORT 04	Combination	-	- 186,44
10640	10640	Shell-Thick	10173	FLEX CORT 04	Combination	-	- 186,44
10640	10640	Shell-Thick	198	FLEX CORT 04	Combination	-	- 186,44
10640	10640	Shell-Thick	3	FLEX CORT 04	Combination	-	- 186,44

Del elemento analizado se extraen los valores de cortante y se determina el cortante requerido V_u en la dirección 2, considerando el componente V_{23} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima

$$\frac{V_u}{b_s} = \frac{V_{10172} + V_{198}}{2}$$

$$V_u = \left(186,44 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$V_u = 18644,00 \text{ Kg}$$

Verificación de fuerza cortante ultima con la capacidad de cortante del fondo tronco cónico

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$22309,63 \text{ Kg} \geq 18644,00 \text{ Kg}$$

Por tanto, el espesor del fondo tronco cónico es el adecuado, siendo su espesor final $e = 35 \text{ cm}$

a. Diseño de acero por flexión en cara externa

A continuación, en la Tabla 83, se resumen los parámetros empleados para el diseño del refuerzo estructural frente a las solicitaciones evaluadas en el fondo tronco cónico.

Tabla 83

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa del fondo tronco cónico

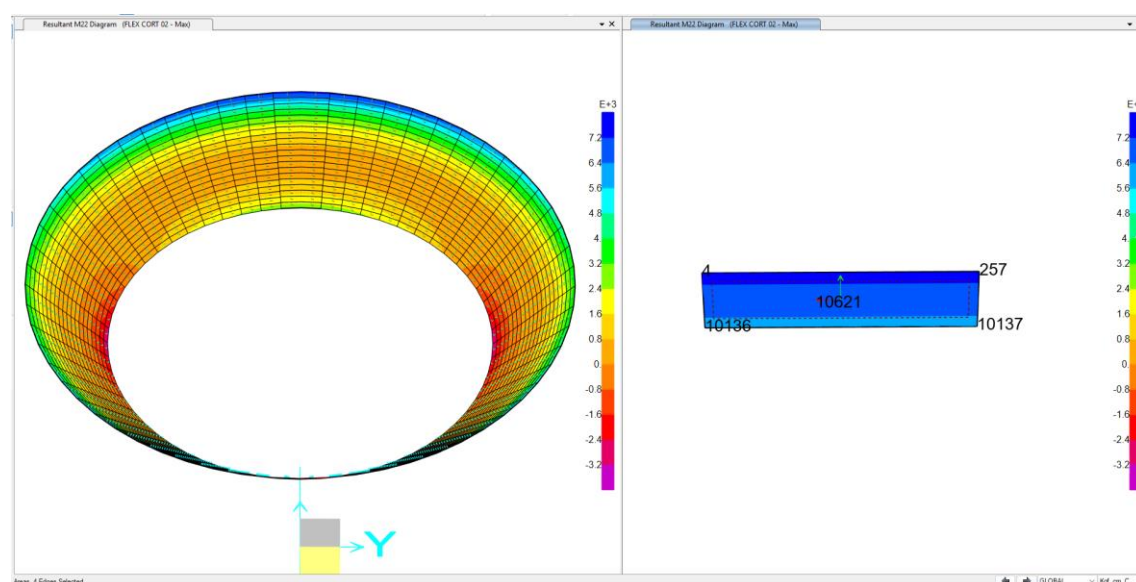
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	748439,00	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 40 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la cara externa del fondo tronco cónico bajo un rango de colores y en la Tabla 84 se presentan los valores numéricos correspondientes del elemento evaluado para el área analizada.

Figura 40

Momento M22 para la cara externa del fondo tronco cónico



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 84

Momento M22 del área 10621 del fondo tronco cónico en la cara externa

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
10621	10621	Shell-Thick	4	FLEX CORT 02	Combination	Max	7486,72
10621	10621	Shell-Thick	257	FLEX CORT 02	Combination	Max	7482,06
10621	10621	Shell-Thick	10137	FLEX CORT 02	Combination	Max	6143,7
10621	10621	Shell-Thick	10136	FLEX CORT 02	Combination	Max	6152,11

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_4 + M_{257}}{2}$$

$$M_u = \left(7484,39 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 748439,00 \text{ Kg. cm}$$

A continuación, en la Tabla 85, se resumen los parámetros empleados y los resultados obtenidos del diseño del refuerzo estructural en el fondo tronco cónico.

Tabla 85

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	748439,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,95	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0022	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	9,35	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	20,00	cm

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b_s}}$$

$$a = 30 \text{ cm} - \sqrt{(30 \text{ cm})^2 - \frac{2 (748439,00 \text{ Kg.cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,95 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

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

$$\rho = \frac{748439,00 \text{ Kg.cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(30 \text{ cm} - \frac{0,95 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0022$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0031 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 9,35 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales con distribución radial de 5/8"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,98 \text{ cm}^2)}{9,35 \text{ cm}^2}$$

$$S = 21,16 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución radial en la cara externa del fondo tronco cónico es de $1 \text{ } \phi \frac{5}{8} \text{ '' @ } 20,00 \text{ cm}$

b. Diseño de acero por flexión en cara interna

La Tabla 86 reúne los valores empleados en el proceso de diseño del refuerzo estructural correspondiente a la cara interna del fondo tronco cónico.

Tabla 86

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fondo tronco cónico

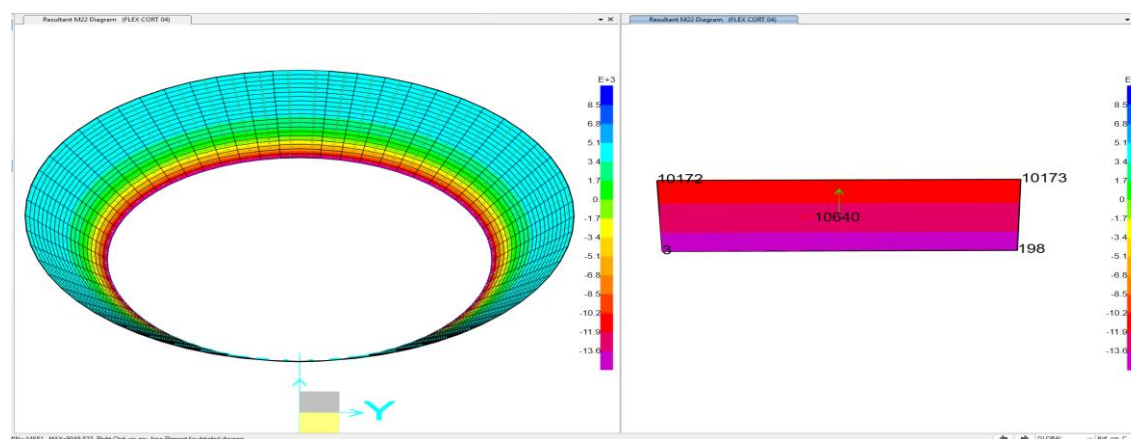
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	1468100,00	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La respuesta estructural de la cara interna del fondo tronco cónico se visualiza en la Figura 41, complementándose con los resultados cuantificados que se consignan en la Tabla 87 para el área evaluada.

Figura 41

Momento M22 para la cara interna del fondo tronco cónico



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 87

Momento M22 del área 10640 del fondo tronco cónico en la cara interna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	Step Type	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
10640	10640	Shell - Thick	10172	FLEX CORT 04	Combination	-	-10543,35
10640	10640	Shell - Thick	10173	FLEX CORT 04	Combination	-	-10543,35
10640	10640	Shell - Thick	198	FLEX CORT 04	Combination	-	-14681
10640	10640	Shell - Thick	3	FLEX CORT 04	Combination	-	-14681

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{198} + M_3}{2}$$

$$M_u = \left(14681,00 \text{ Kg} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 1468100,00 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El diseño estructural correspondiente a la cara externa del fondo tronco cónico se sustenta en los parámetros y resultados consignados en la Tabla 88.

Tabla 88

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²

Momento último	M_u	1468100,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	1,89	cm
Cuantía del acero	ρ	0,00446	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,00310	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	13,37	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	20,00	cm

Cálculo de cuantía mínima para la pared cilíndrica

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{Kg}{cm^2}}}{4200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\rho_{min} = 0,0031$$

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 30 \text{ cm} - \sqrt{(30 \text{ cm})^2 - \frac{2 (1468100,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 1,89 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1468100,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{Kg}{cm^2} \cdot \left(30 \text{ cm} - \frac{1,89 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,00446$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,00446 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 13,37 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales con distribución radial de 3/4"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{13,99 \text{ cm}^2}$$

$$S = 21,32 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución radial en la cara interna del fondo tronco cónico es de 1 $\emptyset$ 3/4" @ 20,00 cm.

c. **Diseño de acero por tracción angular**

La Tabla 89 presenta los valores adoptados para el diseño del refuerzo estructural sometido a las solicitaciones evaluadas en el fondo tronco cónico

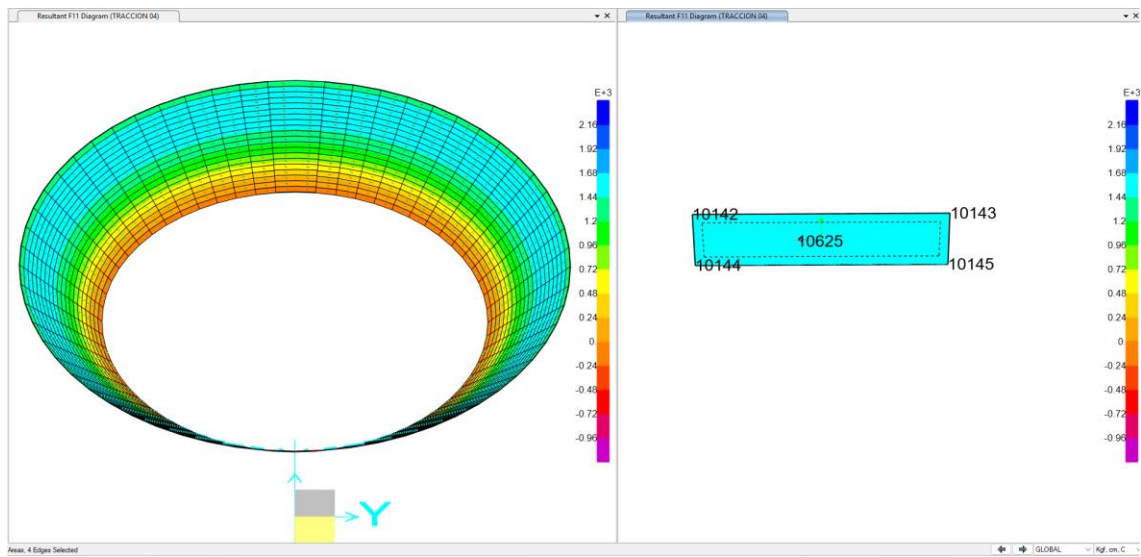
Tabla 89

Parámetros de diseño de acero por tracción angular en el fondo tronco cónico

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	$\emptyset$	0,90	
Fuerza última	T_u	156376,50	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 42 permite visualizar la respuesta estructural obtenida en el fondo tronco cónico mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 90 presenta los valores cuantificados correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 42*Fuerza F11 del fondo tronco cónico*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 90*Fuerza F11 del área 10625 del fondo tronco cónico*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
10625	10625	Shell-Thick	10142	tracción 04	Combination	-	1555,49
10625	10625	Shell-Thick	10143	tracción 04	Combination	-	1555,49
10625	10625	Shell-Thick	10145	tracción 04	Combination	-	1572,04
10625	10625	Shell-Thick	10144	tracción 04	Combination	-	1572,04

Del elemento analizado se extraen las solicitaciones y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción ultima:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{10143} + T_{10145}}{2}$$

$$T_u = \left(1563,765 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 156376,50 \text{ Kg}$$

La Tabla 91 reúne los valores considerados en el diseño del refuerzo estructural correspondiente al tercer tramo de la pared cilíndrica.

Tabla 91

Parámetros para diseño de acero a tracción angular para el tercer tramo de pared cilíndrica

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Espesor del muro	e	35,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	156376,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0118	
Cuantía del acero mínimo	ρ_{min}	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	41,37	cm ²
Acero escogido	A_b	2,85	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para el fondo tronco cónico

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para el fondo tronco cónico

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{156376,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 30,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0118$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0118 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 41,37 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando triple malla de barras longitudinales de 3/4"

$$S = \frac{3 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{3 \cdot 100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{41,37 \text{ cm}^2}$$

$$S = 20,67 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal anular es triple malla de 1 $\emptyset$ 3/4" @ 20,00 cm

4.5.4.2. Empalme de barra corrugada a tracción para el refuerzo horizontal

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 1,91 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 52,29 \text{ cm} \cong 55,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = $1,00 \ell_d$

Empalme por traslape Clase B = $1,30 \ell_d$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 52,29 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 67,98 \text{ cm} \cong 70,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/4" para el refuerzo horizontal del fondo tronco cónico, será de 70,00 cm como longitud mínima.

4.5.5. Diseño de Viga Anillo Inferior

4.5.5.1. Verificación de la sección por tensión

La sección de la viga se diseña en función de los esfuerzos de tracción y compresión, los cuales son resistidos por la capacidad del concreto. Como parte del proceso de comprobación estructural realizado, la Tabla 92 resume los valores adoptados para la evaluación resistente de la viga anillo inferior.

Tabla 92

Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	280602,304	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2100000	Kg/cm ²
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	37,42	Kg/cm ²
Fuerza última	T_u	165282,40	Kg/cm ²
Altura de la sección de área	h_s	80,00	cm

Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

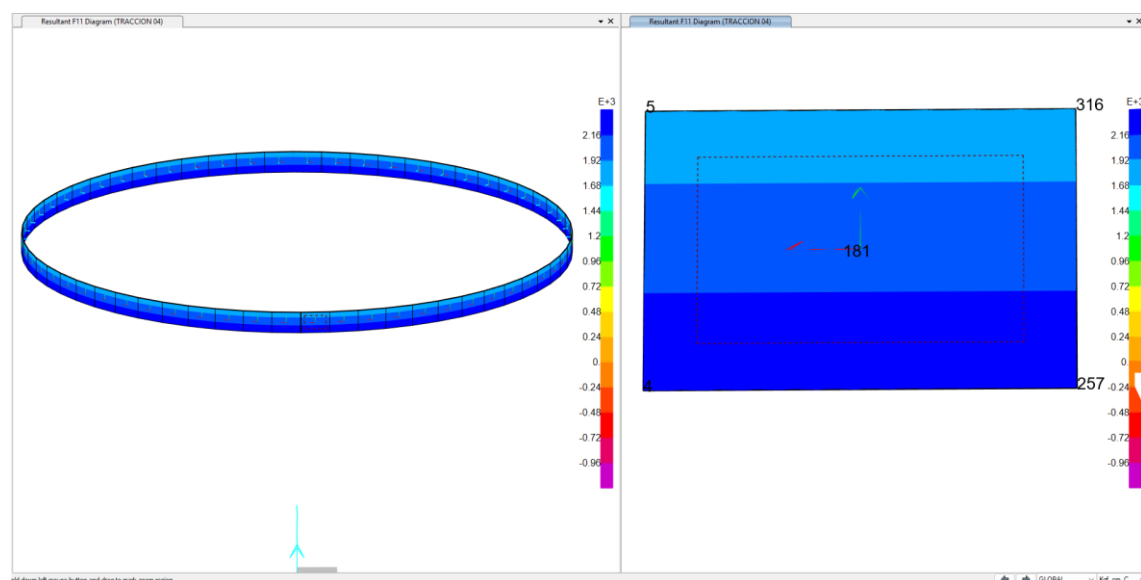
$$f_r = 2\sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 43 permite observar la respuesta estructural obtenida en la viga anillo inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 93 presenta los valores numéricos asociados al elemento evaluado para el área analizada

Figura 43

Fuerza F11 de la viga anillo inferior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 93

Fuerza F11 del área 181 de la viga anillo inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
181	181	Shell-Thick	5	Tracción 04	Combination	-	1759,21
181	181	Shell-Thick	316	Tracción 04	Combination	-	1759,21
181	181	Shell-Thick	257	Tracción 04	Combination	-	2372,85
181	181	Shell-Thick	4	Tracción 04	Combination	-	2372,85

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula la fuerza ultima T_u en la dirección local 1, considerando la fuerza F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza ultima

$$\frac{T_u}{h_s} = \frac{T_{316} + T_{257}}{2}$$

$$T_u = \left(2066,03 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (80 \text{ cm})$$

$$T_u = 165282,40 \text{ Kg}$$

Cálculo de relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{280602,304} = 7,13$$

Cálculo del área del concreto, considerando 44,29 cm² de contribución de acero a la sección

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s$$

$$A_c = \frac{165282,40 \text{ Kg}}{37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} - (7,13 - 1) \cdot (43,73 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4149,43 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la base de la viga anillo inferior

$$\frac{A_c}{h_s} = \frac{4149,43 \text{ cm}^2}{80 \text{ cm}}$$

$$b_s = 51,87 \text{ cm}$$

Se desarrollará una viga de 60 x 80 cm.

$$h = 80,00 \text{ cm}$$

$$b = 60,00 \text{ cm}$$

4.5.5.2. Diseño de acero de refuerzo por tracción angular

El acero longitudinal se calcula considerando la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1. Los valores adoptados para el dimensionamiento del refuerzo estructural evaluado en la viga anillo inferior se presentan en la Tabla 94.

Tabla 94

Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	6,00	cm
Peralte efectivo	d	74,00	cm
Altura de la sección	h	80,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	60,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	165282,40	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0098	
Cuantía del acero mínimo	ρ_{min}	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	43,73	cm ²
Acero escogido	A_b	5,07	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la viga anillo superior

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo superior

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{165282,40 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 60,00 \text{ cm} \cdot 74,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0098$$

Cálculo de área de acero de refuerzo por tracción para la viga anillo superior

$$A_s = (0,0098)(60 \text{ cm})(74 \text{ cm})$$

$$A_s = 43,73 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cantidad de barras de acero, usando barras de 5/8"

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

$$n = \frac{43,73 \text{ cm}^2}{5,07 \text{ cm}^2}$$

$$n = 8,63 \cong 10$$

Entonces el acero longitudinal, resulta 8,63 barras, aproximándolo al número par mayor cercano, con fines de geometría de disposición de acero, por ende, la distribución de acero de forma de anillos es de 10 Ø 1"

4.5.5.3. Diseño de acero transversal

El acero transversal se calcula considerando la fuerza de cortante F_{12} , asociada al eje local 2. La Tabla 95 presenta los valores considerados en el diseño del refuerzo transversal correspondiente a la viga anillo inferior.

Tabla 95

Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Ancho de la sección de área	b_s	60,00	cm
Recubrimiento	r	6,00	cm
Altura de la sección	h	80,00	cm
Peralte efectivo	d	74,00	cm
Factor de reducción de resistencia por cortante	ϕ	0,75	

Cálculo de la capacidad cortante de la sección de concreto de la viga anillo inferior

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 60,00 \text{ cm} \cdot 74,00 \text{ cm}$$

$$V_c = 44024,34 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 44024,34 \text{ Kg}$$

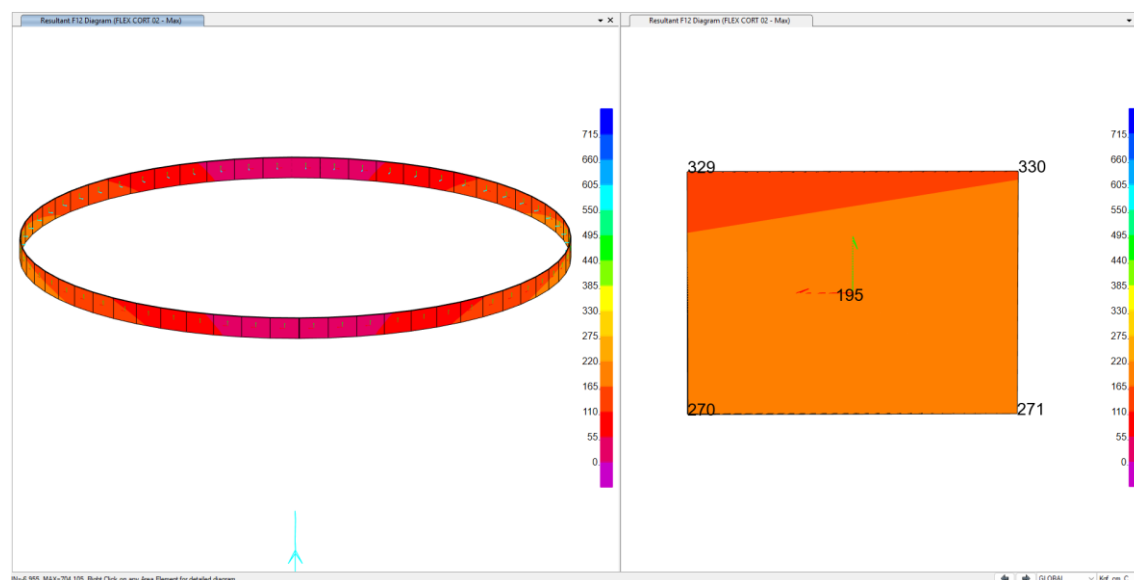
$$\phi V_c = 33018,26 \text{ Kg}$$

La Figura 44 permite apreciar la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que

la Tabla 96 presenta los valores cuantificados correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 44

Fuerza F_{12} en la viga anillo inferior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 96

Fuerza F_{12} del área 195 de la viga anillo inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
195	195	Shell-Thick	329	FLEX CORT 02	Combination	Max	155,92
195	195	Shell-Thick	330	FLEX CORT 02	Combination	Max	163,75
195	195	Shell-Thick	271	FLEX CORT 02	Combination	Max	199,98
195	195	Shell-Thick	270	FLEX CORT 02	Combination	Max	192,14

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de cortante y se calcula la fuerza ultima V_u en la dirección local 2, considerando la fuerza F_{12} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de cortante ultima

$$\frac{V_u}{h_s} = \frac{V_{330} + V_{271}}{2}$$

$$V_u = \left(181,865 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (80 \text{ cm})$$

$$V_u = 14549,20 \text{ Kg}$$

Comparación de cortante ultima con la capacidad cortante de la sección de concreto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$14549,20 \text{ Kg} \leq 33018,26 \text{ Kg}$$

Según el artículo 11,5,6,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), en la sección *refuerzo mínimo de cortante*, menciona que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, en todo el elemento de concreto armado, donde V_u exceda de $0,50 \phi V_c$, siendo nuestro caso.

Cálculo para separación máxima de acero transversal mínimo

En el artículo 11,5,5,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo, ni de 600 mm.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{74 \text{ cm}}{2}$$

$$S_{\max} = 37 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm}$$

Cálculo para acero transversal mínimo, usando la separación máxima de 35,00 cm

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{f'_c} \frac{b \cdot s}{f'_y} \geq 3,50 \frac{b \cdot s}{f'_y}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{60 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \geq 3,50 \frac{60 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 1,87 \text{ cm}^2 \geq 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 1,87 \text{ cm}^2$$

Verificación usando barras de 3/8"

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 2 \cdot A_b$$

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 1,42 \text{ cm}^2$$

La contribución del acero de 3/8" a separación de 35 cm, no es adecuado para el acero transversal mínimo solicitado, por ende, se reduce la separación a 25 cm.

Cálculo para acero transversal mínimo, usando la separación de 25 cm.

$$A_{v \min}(02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{f'_c} \frac{b \cdot s}{f'_y} \geq 3,50 \frac{b \cdot s}{f'_y}$$

$$A_{v \min}(02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{60 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \geq 3,50 \frac{60 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{v \min}(02 \text{ ramas}) = 1,34 \text{ cm}^2 \geq 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \min}(02 \text{ ramas}) = 1,34 \text{ cm}^2$$

Verificación usando barras de 3/8"

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 2 \cdot A_b$$

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \ 3/8"}(02 \text{ ramas}) = 1,42 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero transversal para la viga anillo inferior, con distribución de estribos, es de $1 \ \emptyset \frac{3}{8}" @ 25,00 \text{ cm}$

4.5.5.4. Empalme de barra corrugada a tracción para el refuerzo horizontal

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 2,54 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 69,54 \text{ cm} \cong 70,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = $1,00 \ell_d$

Empalme por traslape Clase B = $1,30 \ell_d$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 69,54 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 90,40 \text{ cm} \cong 95,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 1" para el refuerzo horizontal del fondo tronco cónico, será de 95,00 cm como longitud mínima.

4.5.6. Diseño de Losa de Fondo Cónico

4.5.6.1. Verificación del espesor por pandeo a tensión

El espesor de la cúpula superior se define en función del análisis estructural que considera los esfuerzos de tracción y compresión desarrollados en su superficie. Estos esfuerzos representan las tensiones internas generadas por las cargas actuantes y deben ser contrarrestados por la capacidad resistente del concreto, de manera que el material no exceda su esfuerzo crítico y se garantice un comportamiento estructural seguro y estable.

a. Por compresión

En el programa se evalúan los espesores para confirmar que el esfuerzo crítico de compresión del concreto sea superior al requerido. La Tabla 97 reúne los valores considerados en la evaluación estructural de la cúpula inferior frente a sollicitaciones de compresión.

Tabla 97*Parámetros para verificación de espesor por pandeo a compresión de cúpula inferior*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	280624,304	Kg/cm ²
Espesor de losa	e	35,00	cm
Radio de cúpula	r	1016,23	cm
Módulo de poisson del concreto	ν_c	0,15	
Esfuerzo crítico a compresión del concreto	Q_{cr}	5643,94	Kg/cm ²
Esfuerzo admisible a compresión del concreto	$Q_{cr adm}$	1410,98	Kg/cm ²
Factor de seguridad	F.S.	4,00	
Esfuerzo requerido	Q_u		Kg/cm ²

Cálculo de esfuerzo crítico a compresión del concreto:

$$Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R\sqrt{3(1 - \nu_c^2)}}$$

$$Q_{cr} = \frac{280624,304 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 35 \text{ cm}}{1016,23 \text{ cm} \sqrt{3(1 - 0,15^2)}}$$

$$Q_{cr} = 5643,94 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de esfuerzo crítico admisible a compresión del concreto:

$$Q_{cr adm} = \frac{Q_{cr}}{F.S.}$$

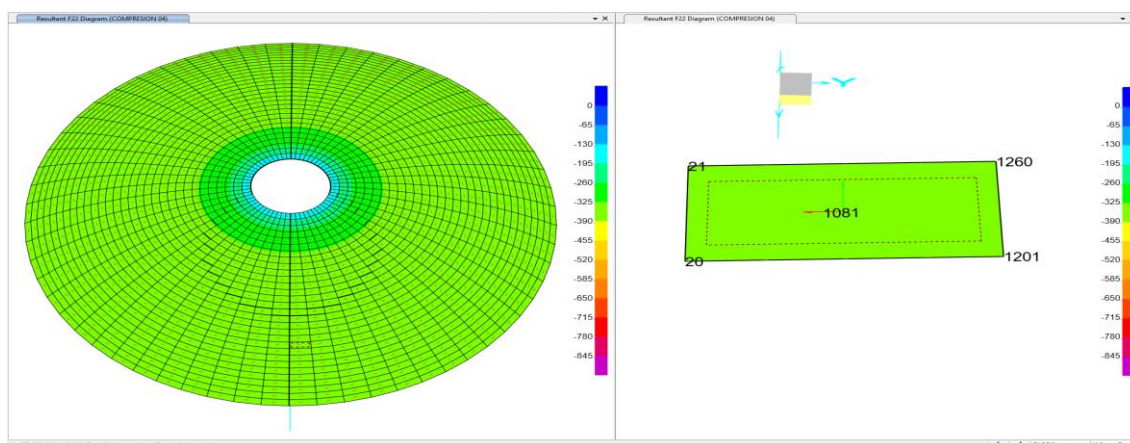
$$Q_{cr adm} = \frac{5643,94 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$Q_{cr adm} = 1410,98 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 45 permite visualizar la respuesta estructural obtenida en la cúpula inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 98 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento analizado.

Figura 45

Fuerza F22 de la cúpula inferior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 98

Fuerza F22 de la cúpula inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
1081	1081	Shell-Thick	20	Compresión 04	Combination	-	375,69
1081	1081	Shell-Thick	21	Compresión 04	Combination	-	382,11
1081	1081	Shell-Thick	1260	Compresión 04	Combination	-	382,11
1081	1081	Shell-Thick	1201	Compresión 04	Combination	-	375,69

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de compresión y se determina el esfuerzo requerido Q_u en la dirección 2, considerando el esfuerzo cortante F_{22} promediado en los lados perpendiculares a dicha dirección.

Cálculo de esfuerzo requerido por compresión y se verifica $Q_{cr adm} \geq Q_u$

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{21} + T_{1260}}{2}$$

$$\frac{T_u}{b_s \cdot e} = \frac{382,11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{35 \text{ cm}}$$

$$Q_u = 10,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq Q_{cr adm} = 1410,98 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el espesor de la cúpula inferior es el adecuado, siendo su espesor final $e = 35 \text{ cm}$

b. Por tracción

En el programa se analizan los diferentes espesores para confirmar que el esfuerzo máximo admisible a tracción del concreto sea mayor que el esfuerzo requerido. La Tabla 99 presenta los valores considerados en la evaluación estructural de la cúpula inferior frente a solicitaciones de tracción.

Tabla 99

Parámetros para verificación de espesor por pandeo a tracción de cúpula inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	280624,304	Kg/cm^2
Espesor de losa	e	35	cm
Radio de cúpula	r	973,72	cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	37,42	Kg/cm^2
Esfuerzo requerido	Q_u	24,96	Kg/cm^2

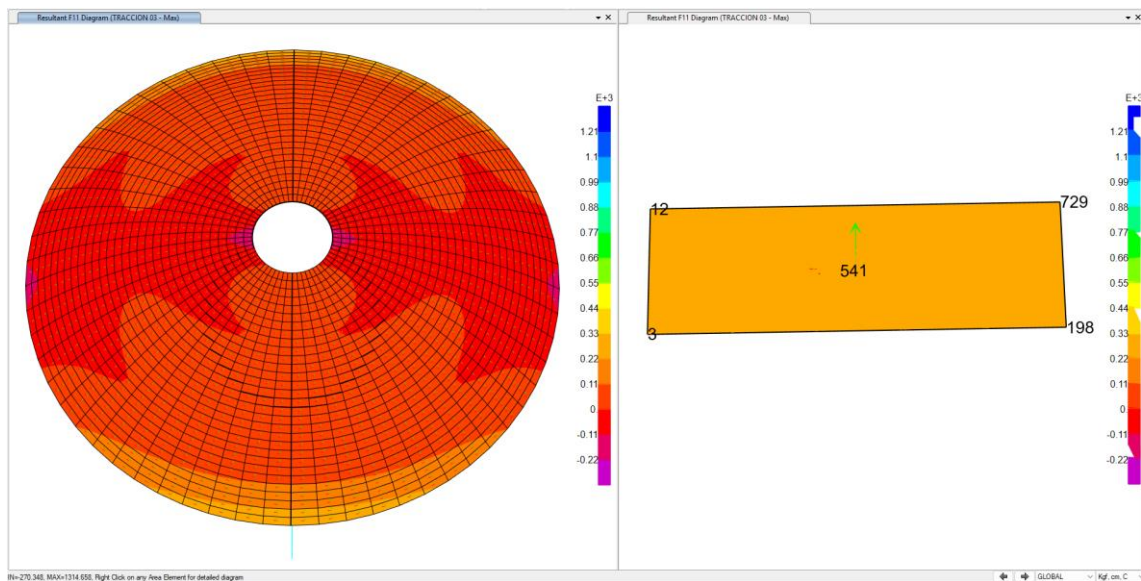
Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2\sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 46 ilustra la distribución de esfuerzos obtenidos en la cúpula inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 100 reúne los valores numéricos correspondientes al elemento estructural evaluado.

Figura 46*Fuerza F11 de la cúpula inferior*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 100*Fuerza F11 de la cúpula inferior*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
541	541	Shell-Thick	3	TRACCION 03	Combination	Max	294,63
541	541	Shell-Thick	12	TRACCION 03	Combination	Max	258,37
541	541	Shell-Thick	729	TRACCION 03	Combination	Max	258,31
541	541	Shell-Thick	198	TRACCION 03	Combination	Max	294,64

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula el esfuerzo requerido Q_u en la dirección 1, considerando el cortante F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de esfuerzo requerido por compresión y se verifica $Q_{cr adm} \geq Q_u$

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_3 + T_{12}}{2}$$

$$\frac{T_u}{b_s \cdot e} = \frac{276,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{35 \text{ cm}}$$

$$Q_u = 7,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el espesor de la cúpula inferior es el adecuado, siendo su espesor final $e = 35 \text{ cm}$

c. Diseño de acero por flexión en cara externa

Como parte del proceso de diseño estructural desarrollado, la Tabla 101 resume los criterios y valores empleados para el refuerzo del elemento analizado.

Tabla 101

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fondo tronco cónico

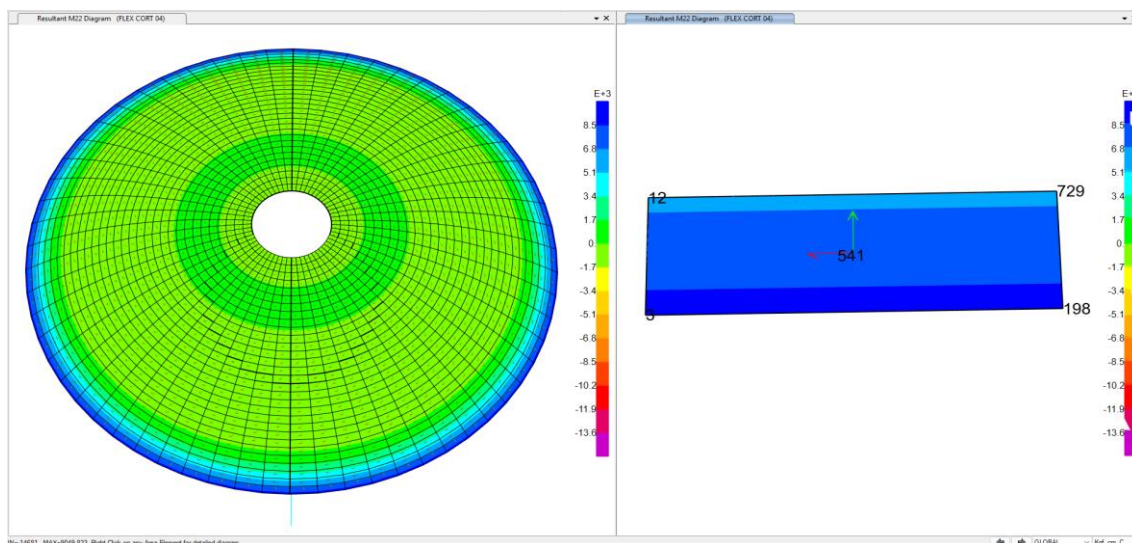
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor del muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	904982,00	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 47 permite apreciar la distribución de esfuerzos obtenidos en la zona superior de la cara externa de la cúpula inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 102 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 47

Momento M22 para la cara externa (superior) de la cúpula inferior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 102

Momento M22 del área 541 para la cara externa (superior) de la cúpula inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
541	541	Shell-Thick	3	FLEX CORT 04	Combination	Max	9049,82
541	541	Shell-Thick	198	FLEX CORT 04	Combination	Max	9049,82
541	541	Shell-Thick	12	FLEX CORT 04	Combination	Max	6473,03
541	541	Shell-Thick	729	FLEX CORT 04	Combination	Max	6473,03

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_3 + M_{198}}{2}$$

$$M_u = \left(9049,82 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 904982,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 103 integra los parámetros considerados y los resultados obtenidos del diseño del refuerzo estructural correspondiente a la cara externa del fondo tronco cónico.

Tabla 103

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	$f'c$	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	$f'y$	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	904982,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	1,15	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0027	
Cuantía mínima	ρ_{min}	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	8,14	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	20,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero radial a flexión del fondo tronco cónico.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b_s}}$$

$$a = 30 \text{ cm} - \sqrt{(30 \text{ cm})^2 - \frac{2 (904982,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 1,15 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{904982,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(30 \text{ cm} - \frac{1,15 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0027$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0027 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 8,14 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales con distribución radial de 1/2" adicionando bastones de refuerzo de 3/8"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}} + A_{b \text{ bastón refuerzo}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2 + 0,71 \text{ cm}^2)}{8,14 \text{ cm}^2}$$

$$S = 24,33 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución radial en la cara interna de la cúpula inferior es de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 22,50 cm adicionando bastón de refuerzo de 1 $\emptyset$ 3/8" @ 22,50 cm en sus primeros 1,20 m, con la finalidad de garantizar un buen desarrollo de esfuerzos a la viga de fondo.

d. Diseño de acero por flexión en cara interna (inferior)

Como parte del proceso de diseño estructural desarrollado, la Tabla 104 resume los criterios y valores empleados para el refuerzo del elemento analizado.

Tabla 104

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de la cúpula inferior

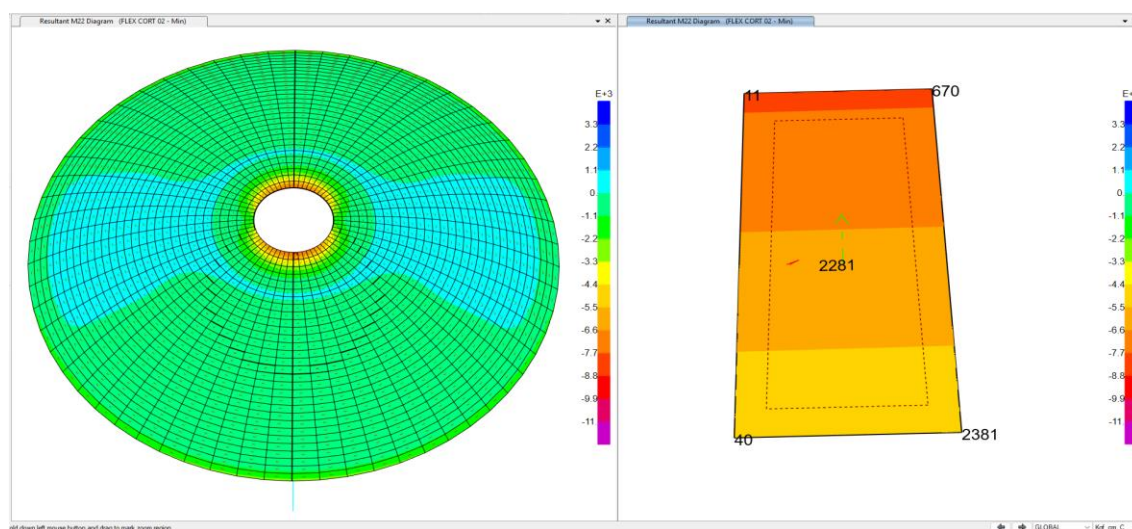
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	$f'c$	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f'y$	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Espesor del muro	e	35,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	$\emptyset$	0,90	
Momento último	M_u	787394,50	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 48 permite visualizar la respuesta estructural obtenida en la zona inferior de la cara interna de la cúpula inferior mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 105 presenta los valores cuantificados correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 48

Momento M22 para la cara interna (inferior) de la cúpula inferior



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 105

Momento M22 del área 2281 para la cara inferior (interior) de la cúpula inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
2281	2281	Shell-Thick	40	FLEX CORT 02	Combination	Min	-4707,11
2281	2281	Shell-Thick	11	FLEX CORT 02	Combination	Min	-7877,7
2281	2281	Shell-Thick	670	FLEX CORT 02	Combination	Min	-7870,19
2281	2281	Shell-Thick	2381	FLEX CORT 02	Combination	Min	-4697,73

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante última:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{11} + M_{670}}{2}$$

$$M_u = \left(7873,945 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 787394,50 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 106 compila los parámetros considerados y los resultados obtenidos del diseño del refuerzo estructural correspondiente a la cara externa del fondo tronco cónico.

Tabla 106

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	787394,50	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	1,00	cm
Cuantía del acero	ρ	0,00235	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,00150	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	7,06	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	20,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero radial a flexión del fondo tronco cónico.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 30 \text{ cm} - \sqrt{(30 \text{ cm})^2 - \frac{2 (787394,50 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 1,00 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{787394,50 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(30 \text{ cm} - \frac{1,15 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,00235$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,00235 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 7,06 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales con distribución radial de 1/2" adicionando barras de 3/8".

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}} + A_{b \text{ extra}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2 + 0,71 \text{ cm}^2)}{7,06 \text{ cm}^2}$$

$$S = 28,03 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución radial en la cara interna de la cúpula inferior es de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 22,50 cm + 1 $\emptyset$ 3/8" @ 22,50 cm

4.5.6.2. Diseño de acero por pandeo a compresión

La Tabla 107 presenta los valores considerados para el diseño del refuerzo estructural de la cúpula inferior frente a solicitaciones de compresión.

Tabla 107

Parámetros de diseño de acero por pandeo a compresión de cúpula inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
-------------	---------	-------	--------

Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	280624,304	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor de la losa	e	35,00	cm
Distancia a centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100	cm
Esfuerzo requerido	Q_u	10,92	Kg/cm ²
Esfuerzo admisible a compresión del concreto	$Q_{cr adm}$	1410,98	Kg/cm ²

Se emplea el acero mínimo, ya que los esfuerzos no exceden al esfuerzo admisible a compresión del concreto. Conforme a la norma técnica E.060 2018, se adopta $\rho_{min} = 0,0035$ con separación máxima de tres veces el espesor o 400 mm. La Tabla 108 reúne los valores adoptados para el diseño del refuerzo estructural considerando los criterios mínimos establecidos para la cúpula inferior.

Tabla 108

Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía mínima del acero	ρ_{min}	0,0035	
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200	Kg/cm ²
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Área del acero de refuerzo	$A_{s min}$	10,50	cm ²

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s min} = \rho_{min} \cdot b_s \cdot d$$

$$A_{s min} = 0,0035 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_{s min} = 10,50 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras de 1/2"

$$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s}$$

$$S = 2 \frac{100 \text{ cm} \cdot 1,27 \text{ cm}^2}{10,50 \text{ cm}^2}$$

$$S = 24,13 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces el acero transversal, con distribución de acero de forma radial es de $1 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}'' @ 22,50 \text{ cm}$

4.5.6.3. Diseño de acero por pandeo a tracción

Como parte del análisis estructural desarrollado, la Tabla 109 resume los criterios y valores empleados para el diseño del refuerzo correspondiente a la cúpula inferior.

Tabla 109

Parámetros de diseño de acero por pandeo a tracción de cúpula inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor de cúpula superior	e	35,00	Kg/cm^2
Distancia al centroide de refuerzo a tracción	d_c	5,00	Kg/cm^2
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100	cm
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	37,42	Kg/cm^2
Esfuerzo requerido	Q_u	7,90	Kg/cm^2

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 2 se verifica que $f_r \geq Q_u$, por ende, se considera cuantía mínima, conforme a la norma técnica E.060 2018, cuyo valor es $\rho_{\min} = 0,0035$ con separación máxima de tres veces el espesor. La Tabla 110 presenta los valores adoptados para el diseño del refuerzo estructural considerando los requerimientos mínimos establecidos para la cúpula inferior.

Tabla 110

Parámetros de diseño de acero por cuantía mínima por pandeo a compresión en cúpula inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Cuantía mínima del acero	$\rho_{\min}$	0,0035	
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200	Kg/cm^2
Peralte efectivo	d	30,00	cm
Área del acero de refuerzo	$A_{s \min}$	12,25	cm^2

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b_s \cdot d$$

$$A_{s \min} = 0,0035 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 10,50 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras de 1/2"

$$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s}$$

$$S = 2 \frac{100 \text{ cm} \cdot 1,27 \text{ cm}^2}{10,50 \text{ cm}^2}$$

$$S = 24,13 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces el acero transversal, con distribución de acero de forma de anillos, es de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 22,50 cm

4.5.6.4. Desarrollo de gancho estándar en tracción

Según el artículo 12,5,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar, la longitud de desarrollo del gancho estándar se debe calcular con la fórmula brindada en el artículo 12,5,2. siendo la siguiente:

$$\ell_{dg} = \frac{0,075 \times \psi_e \times \lambda \times f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\ell_{dg} = \frac{0,075 \times 1 \times 1 \times 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\ell_{dg} = 16,84 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Teniendo en consideración que no debe ser menor que 8 db y 150 mm

$$\ell_{dg \min} = 8 \text{ db} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \min} = 8 \times (1,27 \text{ cm}) \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \min} = 10,16 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dg \min} = 15 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de desarrollo de gancho estándar en tracción usando fierro corrugado de 1/2" para la cúpula inferior es de 20,00 cm

4.5.6.5. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: “Concreto armado”, la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 1,27 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 34,77 \text{ cm} \cong 35,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: “Concreto armado”, la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

$$\text{Empalme por traslape Clase A} = 1,00 \ell_d$$

$$\text{Empalme por traslape Clase B} = 1,30 \ell_d$$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 34,77 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 45,20 \cong 50,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 1/2” para la cúpula inferior será de 50,00 cm como longitud mínima.

4.5.7. Diseño de Viga de Fondo

4.5.7.1. Verificación de la sección por tensión

La sección de la viga se diseña en función de los esfuerzos de tracción y compresión, los cuales son resistidos por la capacidad del concreto. La Tabla 111 presenta los valores considerados en la evaluación estructural de la sección correspondiente a la viga anillo fondo.

Tabla 111*Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo fondo*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	280602,304	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2100000	Kg/cm ²
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	37,42	Kg/cm ²
Fuerza última	T_u	37887,50	Kg/cm ²
Altura de la sección de área	h_s	70,00	cm

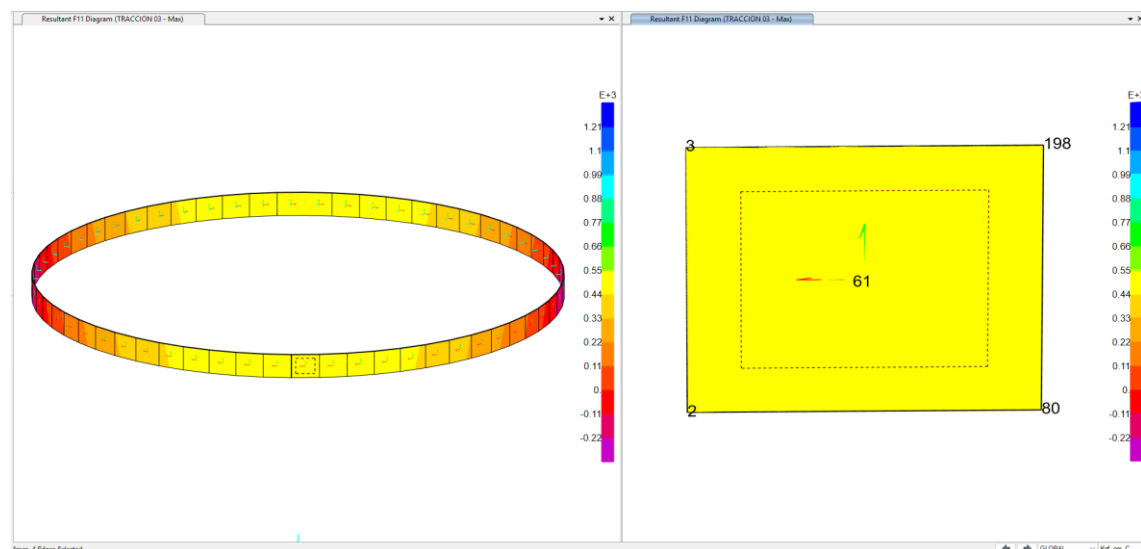
Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2\sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 49 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo fondo mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 112 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 49*Fuerza F11 de la viga anillo fondo*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 112*Fuerza F11 del área 61 de la viga anillo fondo*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
61	61	Shell-Thick	2	TRACCION 03	Combination	Max	539,09
61	61	Shell-Thick	3	TRACCION 03	Combination	Max	543,41
61	61	Shell-Thick	198	TRACCION 03	Combination	Max	543,18
61	61	Shell-Thick	80	TRACCION 03	Combination	Max	538,86

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula la fuerza ultima T_u en la dirección local 1, considerando la fuerza F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza ultima

$$\frac{T_u}{h_s} = \frac{T_2 + T_3}{2}$$

$$T_u = \left(541,25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (70 \text{ cm})$$

$$T_u = 37887,50 \text{ Kg}$$

Cálculo de relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{280602,304} = 7,13$$

Cálculo del área del concreto, considerando $0,00 \text{ cm}^2$ de contribución de acero a la sección

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s$$

$$A_c = \frac{37887,50 \text{ Kg}}{37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} - (7,13 - 1) \cdot (0,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 1012,59 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la base de la viga anillo inferior

$$\frac{A_c}{h_s} = \frac{1012,59 \text{ cm}^2}{70 \text{ cm}}$$

$$b_s = 14,47 \text{ cm} \cong 40,00 \text{ cm}$$

Inicialmente se había considerado una viga de 40 x 70 cm, manteniéndose la sección igual, habiéndose verificado la sección.

$$h = 70,00 \text{ cm}$$

$$b = 40,00 \text{ cm}$$

4.5.7.2. Diseño de acero de refuerzo por tracción angular

El acero longitudinal se calcula considerando la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1. La Tabla 113 reúne los parámetros considerados en el diseño del refuerzo estructural correspondiente a la viga anillo fondo.

Tabla 113

Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo fondo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	6,00	cm
Peralte efectivo	d	64,00	cm
Altura de la sección	h	70,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	40,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	37887,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0039	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	10,02	cm ²
Acero escogido	A_b	1,98	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la viga anillo fondo

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo fondo

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{37887,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40,00 \text{ cm} \cdot 64,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0039$$

Cálculo de área de acero de refuerzo por tracción para la viga anillo fondo

$$A_s = (0,0039)(40 \text{ cm})(64 \text{ cm})$$

$$A_s = 10,02 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cantidad de barras de acero, usando barras de 5/8"

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

$$n = \frac{10,02 \text{ cm}^2}{1,98 \text{ cm}^2}$$

$$n = 5,06 \cong 6$$

Entonces el acero longitudinal, resulta 5,06 barras, aproximándolo al número par mayor cercano, con fines de geometría de disposición de acero, por ende, la distribución de acero de forma de anillos es de $6 \phi \frac{5}{8}$ "

4.5.7.3. Diseño de acero transversal

El acero transversal se calcula considerando la fuerza de cortante F_{12} , asociada al eje local 2. La Tabla 114 presenta los parámetros considerados para el diseño del refuerzo transversal de la viga anillo fondo.

Tabla 114

Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo fondo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Ancho de la sección de área	b_s	40,00	cm
Recubrimiento	r	6,00	cm
Altura de la sección	h	70,00	cm
Peralte efectivo	d	64,00	cm
Factor de reducción de resistencia por cortante	ϕ	0,75	

Cálculo de la capacidad cortante de la sección de concreto de la viga anillo fondo

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 40,00 \text{ cm} \cdot 64,00 \text{ cm}$$

$$V_c = 25383,40 \text{ Kg}$$

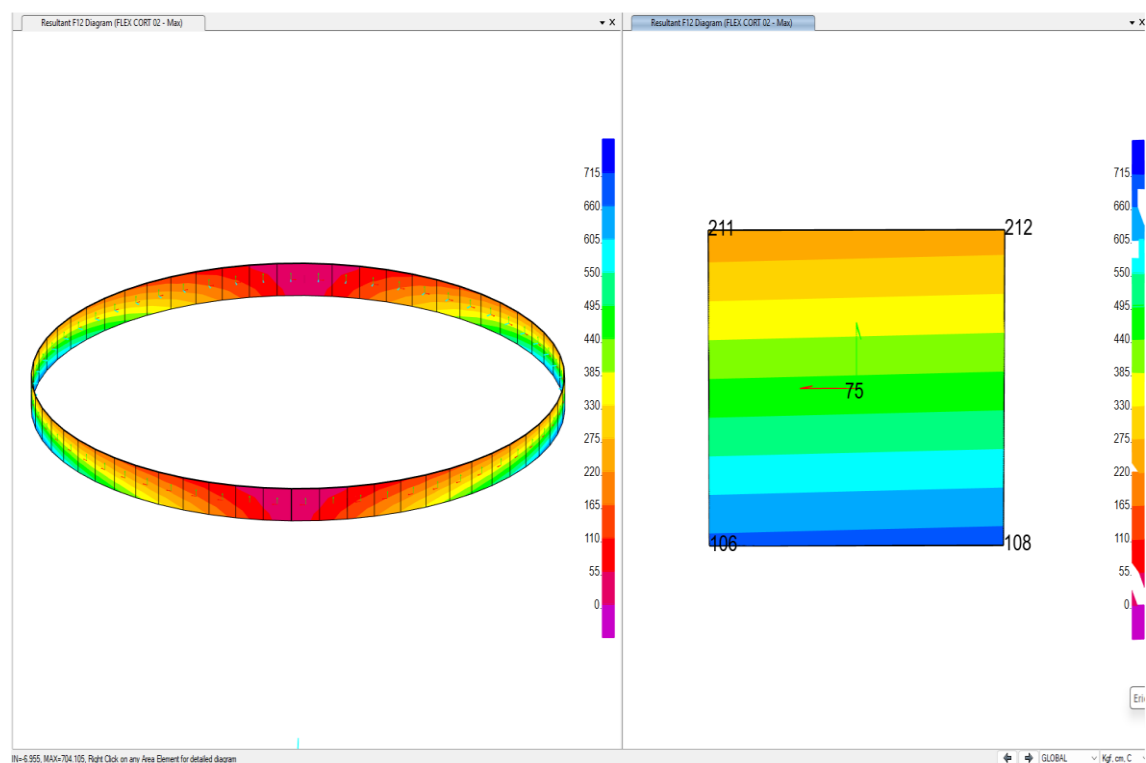
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 25383,40 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 19037,55 \text{ Kg}$$

La Figura 50 presenta la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo fondo mediante la representación gráfica del análisis estructural, mientras que la Tabla 115 reúne los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 50

Fuerza F12 en la viga anillo fondo



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 115*Fuerza F12 del área 75 de la viga anillo fondo*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
75	75	Shell-Thick	106	Flex cort 02	Combination	Max	677,60
75	75	Shell-Thick	211	Flex cort 02	Combination	Max	229,68
75	75	Shell-Thick	212	Flex cort 02	Combination	Max	239,72
75	75	Shell-Thick	108	Flex cort 02	Combination	Max	687,64

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de cortante y se calcula la fuerza ultima V_u en la dirección local 2, considerando la fuerza F_{12} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de cortante ultima

$$\frac{V_u}{h_s} = \frac{V_{212} + V_{108}}{2}$$

$$V_u = \left(463,68 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (70 \text{ cm})$$

$$V_u = 32457,60 \text{ Kg}$$

Comparación de cortante ultima con la capacidad cortante de la sección de concreto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$32457,60 \text{ Kg} \leq 19037,55 \text{ Kg}$$

Cálculo para la contribución del acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{32457,60 \text{ Kg}}{0,75} - 25383,40 \text{ Kg}$$

$$V_s = 17893,396 \text{ Kg}$$

Cálculo para separación máxima de acero transversal mínimo

En el artículo 11,5,5,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), en la sección *límites para el*

espaciamiento del refuerzo de cortante, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo, ni de 600 mm.

En el artículo 11,5,5,3. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección *límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante*, donde V_s sobrepase $0,33\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad.

$$V_s \leq 1,10 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s \leq 1,10 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}, 40 \text{ cm}, 64 \text{ cm}$$

$$17893,396 \text{ Kg} \leq 52682,536 \text{ Kg}$$

Entonces, la separación máxima es $\frac{d}{4}$ o en su defecto 300 mm.

$$S_{\max} = \frac{d}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{64 \text{ cm}}{4}$$

$$S_{\max} = 16,00 \text{ cm}$$

Cálculo para la separación, usando 01 estribos de 3/8", es decir, 02 ramas de 3/8"

$$S = \frac{A_v (02 \text{ ramas } 3/8") \cdot f'y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 64,00 \text{ cm}}{17\,893,396 \text{ Kg}}$$

$$S = 21,33 \text{ cm} \cong 16,00 \text{ cm}$$

Entonces el acero transversal para la viga anillo fondo, con distribución de estribos, es de 1 estribos $\emptyset \frac{3}{8}" @ 16,00 \text{ cm}$ debido a que su separación máxima es 16,00 cm según el artículo 11,5,5,3.

4.5.7.4. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 2,54 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 69,54 \text{ cm} \cong 70,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = 1,00 ℓ_d

Empalme por traslape Clase B = 1,30 ℓ_d

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 69,54 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 90,40 \cong 95,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 1" para la viga anillo fondo será de 95,00 cm como longitud mínima.

4.5.8. Anillo de Chimenea

4.5.8.1. Verificación de la sección por tensión

La sección de la viga se diseña en función de los esfuerzos de tracción y compresión, los cuales son resistidos por la capacidad del concreto. La Tabla 116 presenta los parámetros considerados para la verificación estructural de la sección sometida a esfuerzos de tensión en la viga anillo chimenea.

Tabla 116*Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo chimenea*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	28602,304	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2100000	Kg/cm ²
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	33,47	Kg/cm ²
Fuerza última	T_u	7689,50	Kg/cm ²
Altura de la sección de área	h_s	50,00	cm

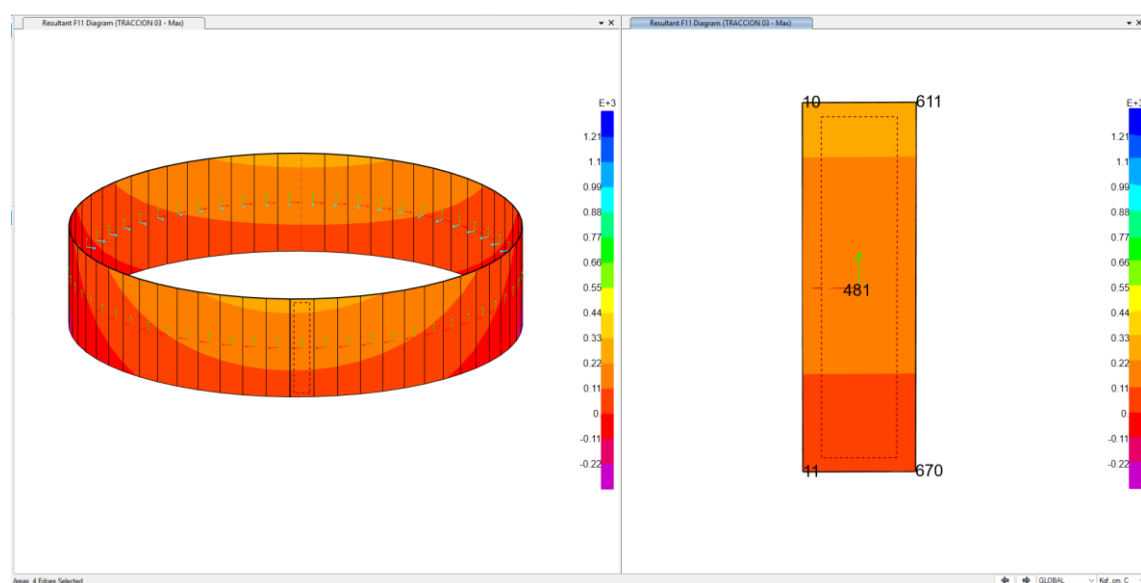
Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2\sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 51 ilustra la respuesta estructural obtenida en la viga anillo chimenea mediante la representación gráfica de esfuerzos, mientras que la Tabla 117 reúne los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 51*Fuerza F11 de la viga anillo chimenea*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 117*Fuerza F11 del área 481 de la viga anillo chimenea*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
481	481	Shell-Thick	10	TRACCION 03	Combination	Max	247,56
481	481	Shell-Thick	611	TRACCION 03	Combination	Max	247,39
481	481	Shell-Thick	670	TRACCION 03	Combination	Max	59,85
481	481	Shell-Thick	11	TRACCION 03	Combination	Max	60,02

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula la fuerza ultima T_u en la dirección local 1, considerando la fuerza F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza ultima

$$\frac{T_u}{h_s} = \frac{T_{10} + T_{11}}{2}$$

$$T_u = \left(153,79 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (50 \text{ cm})$$

$$T_u = 7689,50 \text{ Kg}$$

Cálculo de relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{280624,304} = 7,48$$

Cálculo del área del concreto, considerando $0,00 \text{ cm}^2$ de contribución de acero a la sección

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s$$

$$A_c = \frac{7689,50 \text{ Kg}}{32,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} - (7,13 - 1) \cdot (0,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 205,51 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la base de la viga anillo chimenea

$$\frac{A_c}{h_s} = \frac{205,51 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm}}$$

$$b_s = 4,11 \text{ cm}$$

Inicialmente se había considerado una viga de 30 x 50 cm, habiéndose verificado que la sección es adecuada, por ende, la sección final se mantiene como la inicial.

$$h = 50,00 \text{ cm}$$

$$b = 30,00 \text{ cm}$$

4.5.8.2. Diseño de acero de refuerzo por tracción angular

El acero longitudinal se calcula considerando la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1. La Tabla 118 presenta los parámetros considerados para el diseño del refuerzo estructural correspondiente a la viga anillo chimenea.

Tabla 118

Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	6,00	cm
Peralte efectivo	d	44,00	cm
Altura de la sección	h	50,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	30,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	7689,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0015	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	4,12	cm ²
Acero escogido	A_b	0,71	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la viga anillo chimenea

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo chimenea

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7689,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30,00 \text{ cm} \cdot 44,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0015$$

Cálculo de área de acero de refuerzo por tracción para la viga anillo chimenea

$$A_s = (0,0031)(30 \text{ cm})(44 \text{ cm})$$

$$A_s = 4,12 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cantidad de barras de acero, usando barras de 3/8"

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

$$n = \frac{4,12 \text{ cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2}$$

$$n = 5,776 \cong 6$$

Entonces el acero longitudinal, resulta 5,776 barras, aproximándolo al número par mayor cercano, con fines de geometría de disposición de acero, por ende, la distribución de acero de forma de anillos es de $6 \phi \frac{3}{8}$ "

4.5.8.3. Diseño de acero transversal

El acero transversal se calcula considerando la fuerza de cortante F_{12} , asociada al eje local 2. La Tabla 119 contiene los parámetros adoptados para el diseño del refuerzo transversal correspondiente a la viga anillo chimenea.

Tabla 119

Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Ancho de la sección de área	b_s	30,00	cm
Recubrimiento	r	6,00	cm
Altura de la sección	h	50,00	cm
Peralte efectivo	d	44,00	cm
Factor de reducción de resistencia por cortante	ϕ	0,75	

Cálculo de la capacidad cortante de la sección de concreto de la viga anillo inferior

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 30,00 \text{ cm} \cdot 54,00 \text{ cm}$$

$$V_c = 13088,32 \text{ Kg}$$

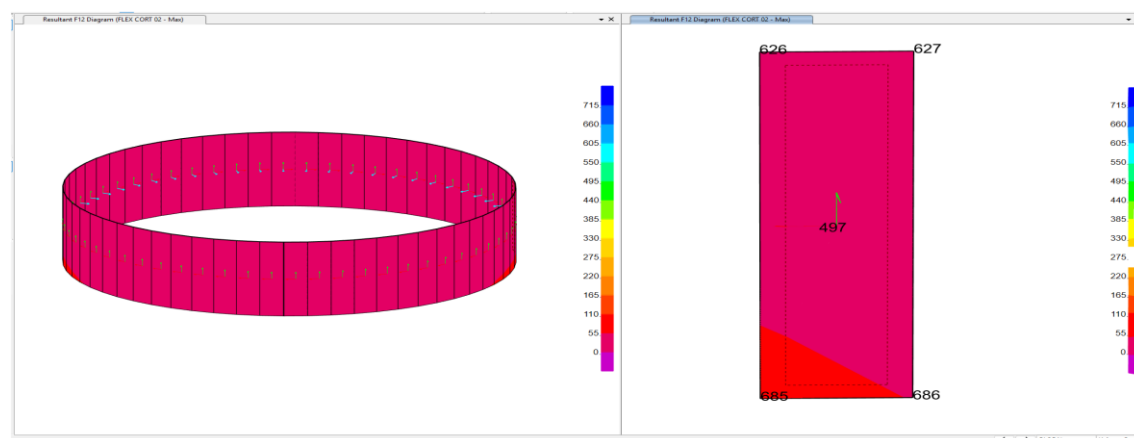
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 13088,32 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 9816,24 \text{ Kg}$$

La Figura 52 presenta la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo chimenea mediante una representación gráfica, mientras que la Tabla 120 complementa la información con los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 52

Fuerza F12 en la viga anillo chimenea



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 120*Fuerza F12 del área 497 de la viga anillo chimenea*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
497	497	Shell- Thick	626	Flex cort 02	Combination	Max	14,51
497	497	Shell- Thick	627	Flex cort 02	Combination	Max	6,21
497	497	Shell- Thick	686	Flex cort 02	Combination	Max	54,36
497	497	Shell- Thick	685	Flex cort 02	Combination	Max	65,96

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de cortante y se calcula la fuerza ultima V_u en la dirección local 2, considerando la fuerza F_{12} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de cortante ultima

$$\frac{V_u}{h_s} = \frac{V_{626} + V_{685}}{2}$$

$$V_u = \left(40,235 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (50 \text{ cm})$$

$$V_u = 2011,75 \text{ Kg}$$

Comparación de cortante ultima con la capacidad cortante de la sección de concreto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$2011,75 \text{ Kg} \leq 9816,24 \text{ Kg}$$

Según el artículo 11,5,6,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección *refuerzo mínimo de cortante*, menciona que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, en todo el elemento de concreto armado, donde V_u exceda de $0,50 \phi V_c$, siendo nuestro caso.

Cálculo para separación máxima de acero transversal mínimo

En el artículo 11,5,5,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección *límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante*, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo, ni de 600 mm.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{44 \text{ cm}}{2}$$

$$S_{\max} = 22 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Cálculo para acero transversal mínimo, usando la separación máxima de 20 cm

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{f'c} \frac{b \cdot s}{f'y} \geq 3,50 \frac{b \cdot s}{f'y}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,20 \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{30 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \geq 3,50 \frac{30 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,5345 \text{ cm}^2 \geq 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \min} (02 \text{ ramas}) = 0,5345 \text{ cm}^2$$

Verificación usando estribo de 3/8"

$$A_{v \text{ 3/8" }} (02 \text{ ramas}) = 2 \cdot A_b$$

$$A_{v \text{ 3/8" }} (02 \text{ ramas}) = 2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ 3/8" }} (02 \text{ ramas}) = 1,42 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero transversal para la viga anillo chimenea, con distribución de estribos, es de $1 \text{ } \phi \frac{3}{8} \text{ " @ } 20,00 \text{ cm}$.

4.5.8.4. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 0,95 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 26,01 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = $1,00 \ell_d$

Empalme por traslape Clase B = $1,30 \ell_d$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 26,01 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 33,81 \cong 35,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/8" para la viga anillo chimenea será de 35,00 cm como longitud mínima.

4.5.9. Diseño de Chimenea

4.5.9.1. Verificación del espesor por cortante

El diseño del espesor del fondo tronco cónico se basa en la fuerza cortante interna, que debe ser resistida por la capacidad a corte del concreto. La Tabla 121 presenta los parámetros adoptados como base para la verificación del espesor estructural frente a esfuerzos cortantes en la chimenea.

Tabla 121

Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante de la chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Espesor de muro	e	20,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Ancho de sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Capacidad de cortante del concreto	ϕV_c	11154,82	Kg
Cortante requerido	V_u	2295,00	Kg

Cálculo de capacidad de cortante del concreto de la chimenea

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d$$

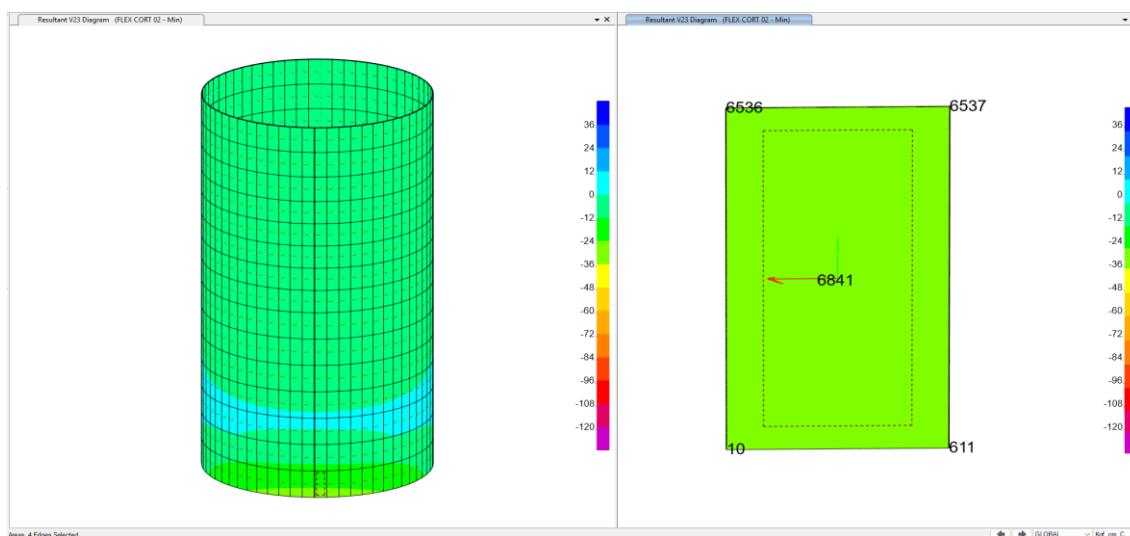
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_c = 11154,82 \text{ Kg}$$

La Figura 53 ilustra la distribución de esfuerzos obtenidos en la chimenea mediante una representación gráfica, mientras que la Tabla 122 reúne los valores cuantificados correspondientes al área evaluada.

Figura 53

Fuerza cortante V23 para la chimenea



Nota. Adaptado del software SAP 2000.

Tabla 122

Fuerza cortante V23 del área 6841 del fondo tronco cónico

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
6841	6841	Shell-Thick	10	FLEX CORT 02	Combination	Min	-28,55
6841	6841	Shell-Thick	6536	FLEX CORT 02	Combination	Min	-28,55
6841	6841	Shell-Thick	6537	FLEX CORT 02	Combination	Min	-28,55
6841	6841	Shell-Thick	611	FLEX CORT 02	Combination	Min	-28,55

Del elemento analizado se extraen los valores de cortante y se determina el cortante requerido V_u en la dirección 2, considerando el componente V_{23} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima

$$\frac{V_u}{b_s} = \frac{V_{10} + V_{611}}{2}$$

$$V_u = \left(28,55 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$V_u = 2855,00 \text{ Kg}$$

Verificación de fuerza cortante ultima con la capacidad de cortante del fondo tronco cónico

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$11154,82 \text{ Kg} \geq 2855,00 \text{ Kg}$$

Por tanto, el espesor del fondo tronco cónico es el adecuado, siendo su espesor final $e = 20 \text{ cm}$

a. Diseño de acero por flexión en cara interna

La Tabla 123 presenta los parámetros empleados para el dimensionamiento del refuerzo estructural correspondiente al elemento analizado.

Tabla 123

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de la chimenea

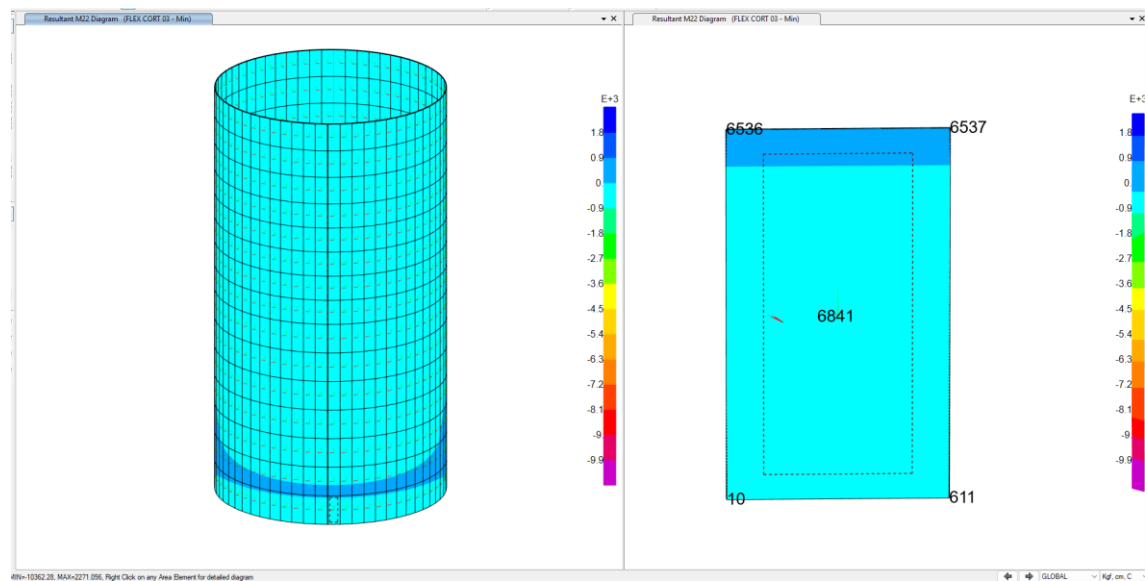
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor del muro	e	20,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	69622,50	Kg.cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 54 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la chimenea mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 124 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 54

Momento M22 para la cara interna de la chimenea



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 124

Momento M22 del área 6821 de la chimenea en la cara interna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
6841	6841	Shell-Thick	10	FLEX CORT 03	Combination	Min	-695,8
6841	6841	Shell-Thick	6536	FLEX CORT 03	Combination	Min	77,15
6841	6841	Shell-Thick	6537	FLEX CORT 03	Combination	Min	77,7
6841	6841	Shell-Thick	611	FLEX CORT 03	Combination	Min	-696,65

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{10} + M_{611}}{2}$$

$$M_u = \left(696,225 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 69622,50 \text{ Kg. cm}$$

El diseño del refuerzo estructural correspondiente a la zona interna de la chimenea se desarrolla a partir de los parámetros y resultados consignados en la Tabla 125.

Tabla 125

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la chimenea en la cara interna

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	69622,50	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,17	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0008	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	2,25	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo Muros, en la sección refuerzo mínimo, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero vertical a flexión de la chimenea.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 15 \text{ cm} - \sqrt{(15 \text{ cm})^2 - \frac{2 (69622,50 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,17 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{69622,50 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(15 \text{ cm} - \frac{0,17 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0008$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales verticales de 3/8"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (0,71 \text{ cm}^2)}{2,25 \text{ cm}^2}$$

$$S = 31,67 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución vertical en la cara interna de la chimenea es de $1 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}'' @ 30,00 \text{ cm}$

b. Diseño de acero por flexión en cara externa

Los valores adoptados para el diseño del refuerzo estructural correspondiente a la cara externa de la chimenea se detallan en la Tabla 126

Tabla 126

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa de la chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor del muro	e	20,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	75746,00	Kg. cm

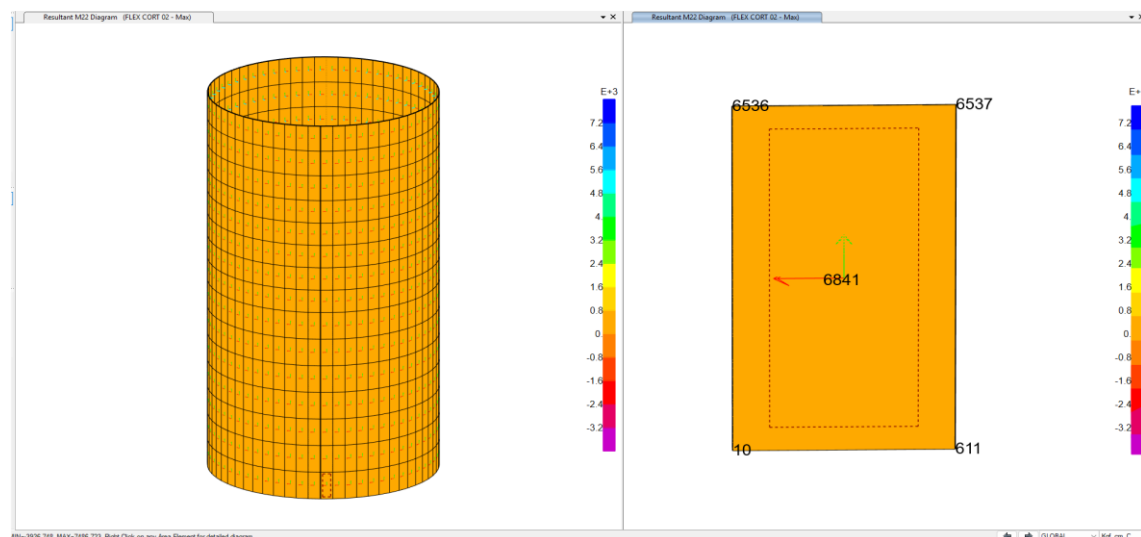
El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 55 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la cara externa de la chimenea mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras

que la Tabla 127 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 55

Momento M22 para la cara externa de la chimenea



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 127

Momento M22 del área 8821 de la chimenea en la cara externa

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
6841	6841	Shell-Thick	10	FLEX CORT 02	Combination	Max	757,04
6841	6841	Shell-Thick	6536	FLEX CORT 02	Combination	Max	135,72
6841	6841	Shell-Thick	6537	FLEX CORT 02	Combination	Max	135,17
6841	6841	Shell-Thick	611	FLEX CORT 02	Combination	Max	757,88

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{10} + M_{611}}{2}$$

$$M_u = \left(757,46 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 75746,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 128 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie exterior del fondo tronco cónico, considerando las solicitaciones evaluadas.

Tabla 128

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión del fondo tronco cónico en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	75746,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,19	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0009	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	2,25	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero longitudinal vertical de la chimenea.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 15 \text{ cm} - \sqrt{(15 \text{ cm})^2 - \frac{2 (75746,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,19 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{75746,00 \text{ Kg. cm}}{0,90,4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(15 \text{ cm} - \frac{0,19 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0009$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales verticales de 3/8"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (0,71 \text{ cm}^2)}{2,25 \text{ cm}^2}$$

$$S = 31,67 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal vertical de la chimenea es de
 $1 \varnothing \frac{3}{8}'' @ 30,00 \text{ cm}$

c. **Diseño de acero por tracción angular**

La Tabla 129 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural asociado a los esfuerzos de tracción desarrollados en la chimenea

Tabla 129

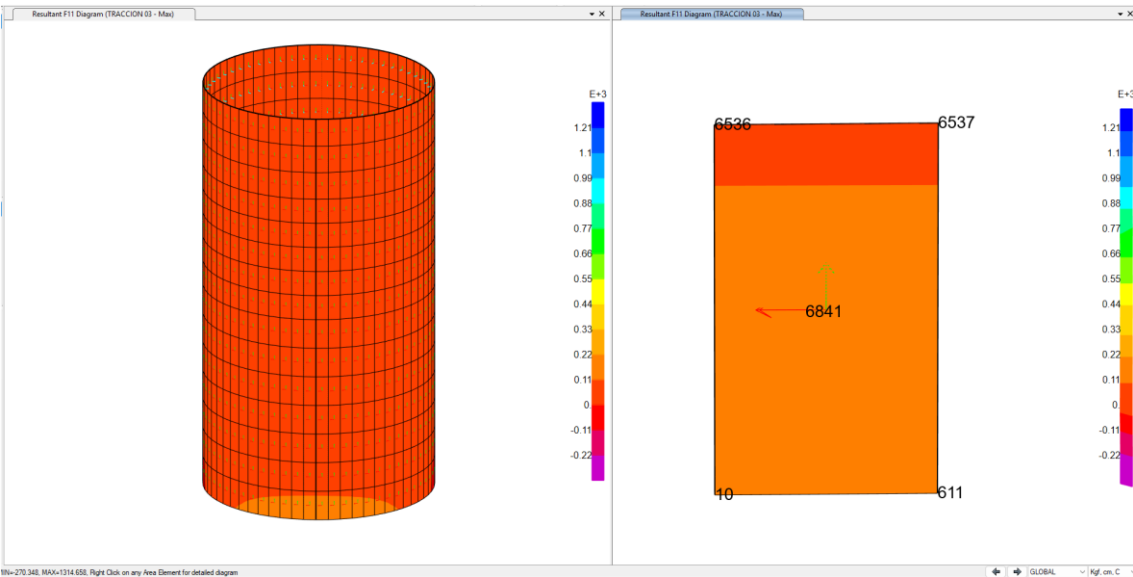
Parámetros de diseño de acero por tracción angular en la chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm^2
Espesor del muro	e	20,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	13674,00	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 56 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la chimenea mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 130 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 56
Fuerza F11 de la chimenea



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 130
Fuerza F11 del área 6841 de la chimenea

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
6841	6841	Shell-Thick	10	TRACCION 03	Combination	Max	176,54
6841	6841	Shell-Thick	6536	TRACCION 03	Combination	Max	96,94
6841	6841	Shell-Thick	6537	TRACCION 03	Combination	Max	96,74
6841	6841	Shell-Thick	611	TRACCION 03	Combination	Max	176,34

Del elemento analizado se extraen las solicitaciones y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{10} + T_{6536}}{2}$$

$$T_u = \left(136,74 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 13674,00 \text{ Kg}$$

La Tabla 131 reúne los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural asociado a las solicitaciones de tracción en la chimenea.

Tabla 131

Parámetros para diseño de acero a tracción angular para la chimenea

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Espesor del muro	e	20,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	13674,00	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0018	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0031	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	6,24	cm ²
Acero escogido	A_b	0,71	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la chimenea

$$\rho_{\min} = \frac{0,70\sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70\sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0031$$

Cálculo de cuantía calculada para la chimenea

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'_y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{13674,00 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 15,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0018$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0031 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 6,24 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 3/8"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (0,71 \text{ cm}^2)}{6,24 \text{ cm}^2}$$

$$S = 22,85 \text{ cm} \cong 22,50 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal anular es doble malla de $1 \text{ } \phi \frac{3}{8}'' @ 22,50 \text{ cm}$

4.5.9.2. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 0,95 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 26,01 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = $1,00 \ell_d$

Empalme por traslape Clase B = $1,30 \ell_d$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 26,01 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 33,81 \cong 35,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/8" para la chimenea será de 35,00 cm como longitud mínima.

4.5.10. Diseño de viga anillo de linterna

4.5.10.1. Verificación de la sección por tensión

La sección de la viga se diseña en función de los esfuerzos de tracción y compresión, los cuales son resistidos por la capacidad del concreto. La Tabla 132 presenta los parámetros considerados para la evaluación estructural de la sección sometida a esfuerzos de tensión en la viga anillo linterna

Tabla 132

Parámetros para la verificación de sección a tensión de viga anillo linterna

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998,008	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2100000	Kg/cm ²
Esfuerzo límite a tracción del concreto	f_r	33,47	Kg/cm ²
Fuerza última	T_u	699,00 Kg	Kg/cm ²
Altura de la sección de área	h_s	20,00	cm

Cálculo de esfuerzo límite a tracción del concreto

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

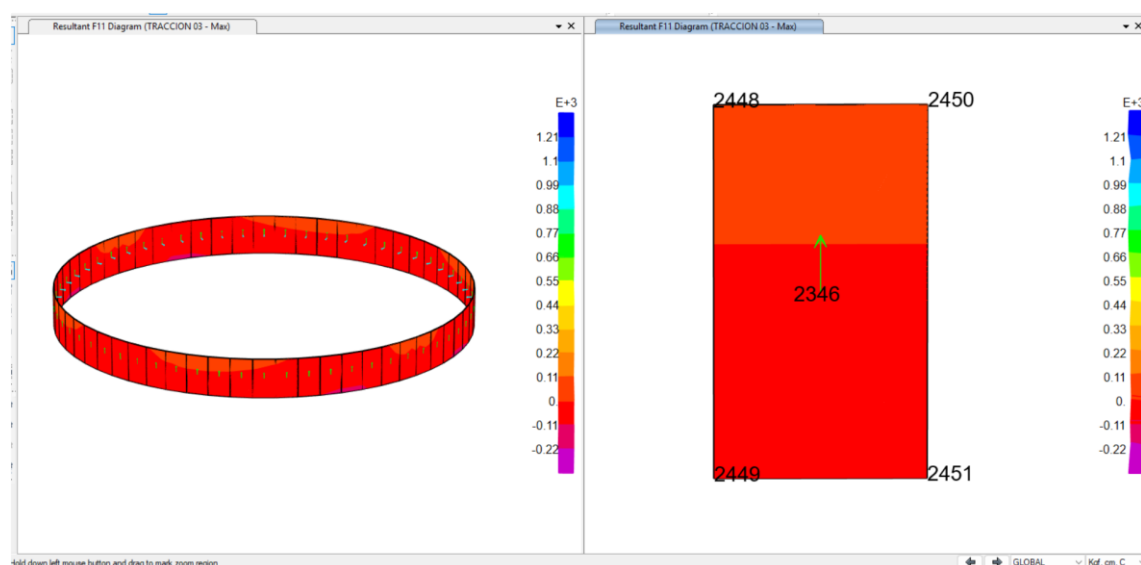
$$f_r = 2 \sqrt{350,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_r = 37,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La Figura 57 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo linterna mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 133 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 57

Fuerza F11 de la viga anillo linterna



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 133

Fuerza F11 del área 3255 de la viga anillo linterna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
3255	3255	Shell-Thick	3658	TRACCION 03	Combination	Max	97,39
3255	3255	Shell-Thick	3659	TRACCION 03	Combination	Max	61,93
3255	3255	Shell-Thick	2198	TRACCION 03	Combination	Max	-3,14
3255	3255	Shell-Thick	2196	TRACCION 03	Combination	Max	-27,49

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de tracción angular y se calcula la fuerza ultima T_u en la dirección local 1, considerando la fuerza F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza ultima

$$\frac{T_u}{h_s} = \frac{T_{3658} + T_{2196}}{2}$$

$$T_u = \left(34,95 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (20 \text{ cm})$$

$$T_u = 699,00 \text{ Kg}$$

Cálculo de relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{250998,008} = 8,37$$

Cálculo del área del concreto, considerando 0,00 cm² de contribución de acero a la sección

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1) \cdot A_s$$

$$A_c = \frac{699,00 \text{ Kg}}{33,47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} - (7,13 - 1) \cdot (0,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 20,89 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la base de la viga anillo chimenea

$$\frac{A_c}{h_s} = \frac{20,89 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}}$$

$$b_s = 1,04 \text{ cm}$$

Inicialmente se había considerado una viga de 20 x 20 cm, habiéndose verificado que la sección es adecuada, por ende, la sección final se mantiene como la inicial.

$$h = 20,00 \text{ cm}$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

4.5.10.2. Diseño de acero de refuerzo por tracción angular

El acero longitudinal se calcula considerando la fuerza de tracción angular F_{11} , asociada al eje local 1. La Tabla 134 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural asociado a las solicitaciones de tracción en la viga anillo linterna.

Tabla 134

Parámetros para el diseño de acero de refuerzo por tracción angular de la viga anillo linterna

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	6,00	cm
Peralte efectivo	d	14,00	cm
Altura de la sección	h	20,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	20,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	699,00 Kg	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	$f'y$	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	$f'c$	280,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0022	
Cuantía del acero mínimo	ρ_{min}	0,0028	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	0,87	cm ²
Acero escogido	A_b	0,71	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para la viga anillo linterna

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,70 \sqrt{280 \frac{Kg}{cm^2}}}{4200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\rho_{min} = 0,0028$$

Cálculo de cuantía calculada para la viga anillo linterna

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{699,00 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 20,00 \text{ cm} \cdot 14,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0022$$

Cálculo de área de acero de refuerzo por tracción para la viga anillo linterna

$$A_s = (0,0028)(20 \text{ cm})(14 \text{ cm})$$

$$A_s = 0,78 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cantidad de barras de acero, usando barras de 3/8"

$$n = \frac{A_s}{A_b}$$

$$n = \frac{0,78 \text{ cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2}$$

$$n = 1,096 \cong 4$$

Entonces el acero longitudinal, resulta 1,096 barras, aproximándolo al número par mayor cercano, con fines de geometría de disposición de acero y proceso constructivo para el armado del estribo, por ende, la distribución de acero de forma de anillos es de $4 \varnothing \frac{3}{8}$ "

4.5.10.3. Diseño de acero transversal

El acero transversal se calcula considerando la fuerza de cortante F_{12} , asociada al eje local 2. La Tabla 135 reúne los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo transversal correspondiente a la viga anillo linterna.

Tabla 135

Parámetros para el diseño de acero transversal de la viga anillo linterna

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Ancho de la sección de área	b_s	20,00	cm
Recubrimiento	r	6,00	cm
Altura de la sección	h	20,00	cm
Peralte efectivo	d	14,00	cm
Factor de reducción de resistencia por cortante	ϕ	0,75	

Cálculo de la capacidad cortante de la sección de concreto de la viga anillo inferior

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{280,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 20,00 \text{ cm} \cdot 14,00 \text{ cm}$$

$$V_c = 2483,21 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 2483,21 \text{ Kg}$$

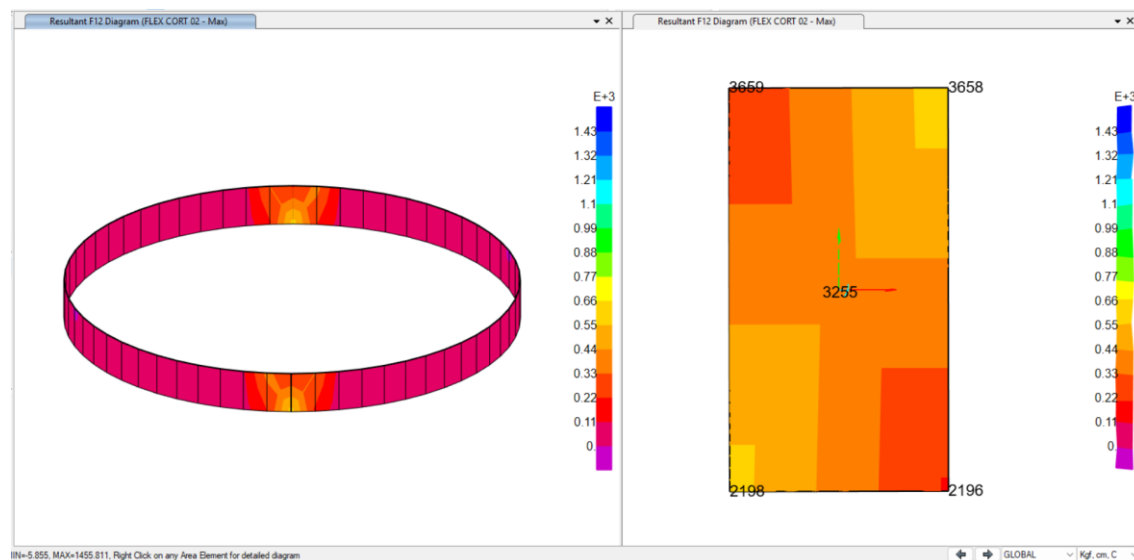
$$\phi V_c = 1862,41 \text{ Kg}$$

La Figura 58 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la viga anillo linterna mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la

Tabla 136 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 58

Fuerza F12 en la viga anillo linterna



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 136

Fuerza F12 del área 3255 de la viga anillo linterna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
3255	3255	Shell-Thick	2196	FLEX CORT 02	Combination	Max	206,38
3255	3255	Shell-Thick	3658	FLEX CORT 02	Combination	Max	610,79
3255	3255	Shell-Thick	3659	FLEX CORT 02	Combination	Max	223,91
3255	3255	Shell-Thick	2198	FLEX CORT 02	Combination	Max	592,79

Del elemento analizado se extraen las fuerzas de cortante y se calcula la fuerza ultima V_u en la dirección local 2, considerando la fuerza F_{12} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de cortante ultima

$$\frac{V_u}{h_s} = \frac{V_{2196} + V_{3658}}{2}$$

$$V_u = \left(408,59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (20 \text{ cm})$$

$$V_u = 8171,70 \text{ Kg}$$

Comparación de cortante ultima con la capacidad cortante de la sección de concreto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$8171,70 \text{ Kg} \leq 1862,41 \text{ Kg}$$

Cálculo para la contribución del acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{8171,70 \text{ Kg}}{0,75} - 2483,21 \text{ Kg}$$

$$V_s = 8412,39 \text{ Kg}$$

Cálculo para separación máxima de acero transversal mínimo

En el artículo 11,5,5,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección *límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante*, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo, ni de 600 mm.

En el artículo 11,5,5,3. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en la sección *límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante*, donde V_s sobrepase $1,10\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad.

$$V_s \leq 1,10 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s \leq 1,10 \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}, 20 \text{ cm}, 14 \text{ cm}$$

$$8412,39 \text{ Kg} \leq 5153,82 \text{ Kg}$$

Entonces, la separación máxima es $\frac{d}{4}$ o en su defecto 300 mm.

$$S_{\max} = \frac{d}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{14 \text{ cm}}{4}$$

$$S_{\max} = 3,50 \text{ cm} \cong 5,00 \text{ cm}$$

Cálculo para la separación, usando 01 estribos de 3/8", es decir, 02 ramas de 3/8"

$$S = \frac{A_v (02 \text{ ramas } 3/8") \cdot f'y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 14,00 \text{ cm}}{8412,39 \text{ Kg}}$$

$$S = 9,925 \text{ cm} \cong 5,00 \text{ cm}$$

Entonces el acero transversal para la viga anillo linterna, con distribución de estribos, es de 2 estribos $\emptyset \frac{3}{8}" @ 5,00 \text{ cm}$

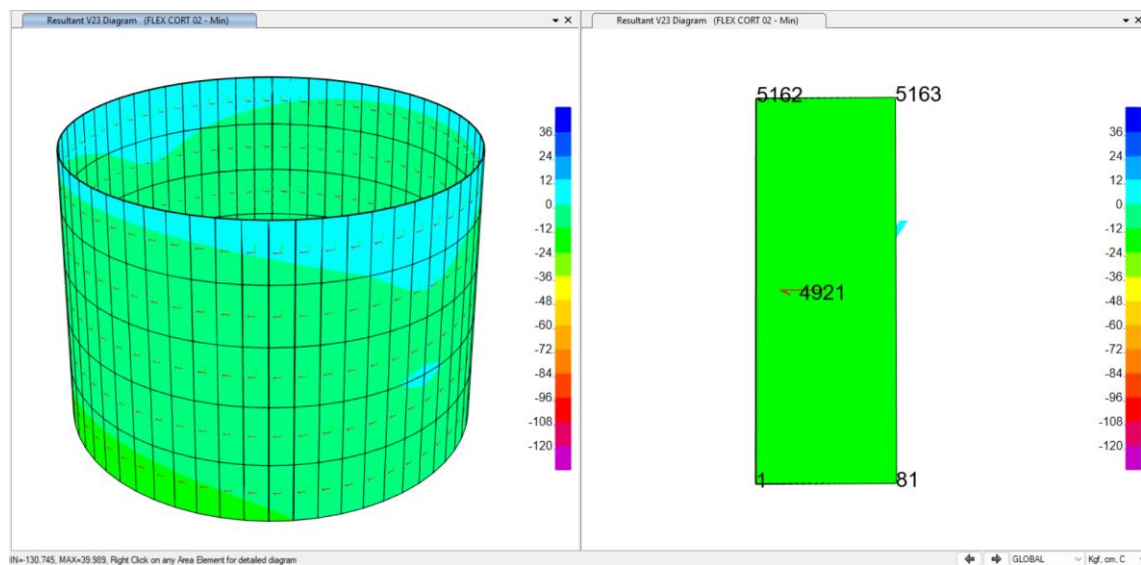
4.5.11. Diseño de Fuste

4.5.11.1. Verificación de espesor por cortante en el plano y diseño de acero transversal

La Figura 59 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el fuste mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 137 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada

Figura 59

Fuerza cortante V23 para el fuste



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 137*Fuerza cortante V23 del área 4921 del fuste*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
4921	4921	Shell-Thick	1	Flex cort 02	Combination	Min	-18,52
4921	4921	Shell-Thick	5162	Flex cort 02	Combination	Min	-18,52
4921	4921	Shell-Thick	5163	Flex cort 02	Combination	Min	-18,52
4921	4921	Shell-Thick	81	Flex cort 02	Combination	Min	-18,52

Del elemento analizado se extraen los valores de cortante y se determina el cortante requerido V_u en la dirección 2, considerando el componente V_{23} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima

$$\frac{V_u}{b_s} = \frac{V_1 + V_{81}}{2}$$

$$V_u = \left(18,52 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$V_u = 1852,00 \text{ Kg}$$

La Tabla 138 presenta los parámetros considerados para la evaluación del espesor estructural del fuste frente a las solicitaciones de corte en su plano resistente.

Tabla 138*Parámetros de verificación de espesor por cortante en el plano del fuste*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Espesor de muro	e	30,00	Cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	Cm
Altura de la sección de área	h_s	100,00	Cm
Altura total del muro	H_m	10,1525	M
Mitad de longitud de muro	L_m	22,93	M
Área del acero de refuerzo	A_s		cm ²
Cuantía nominal de refuerzo	ρ_n	0,0030	
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Cortante nominal en muro	V_n		Kg
Cortante requerido	V_u		Kg

Cálculo de capacidad nominal de cortante del concreto del fuste, considerando la cuantía mínima de refuerzo horizontal en muros

Según el artículo 11,10,7 de la sección *disposiciones especiales para muros*, refiere que la cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0020, siempre y cuando $V_u \leq 0,27 \sqrt{f'c} A_{cw}$, de no ser el caso aplicarse el siguiente artículo.

Según el artículo 11,10,10,2 de la sección *diseño del refuerzo para cortante en muros*, refiere que la cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025, considerando que su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.

Comprobación del cumplimiento del artículo 11,10,7

$$V_u \leq 0,27 \sqrt{f'c} A_{cw}$$

$$V_u \leq 0,27 \sqrt{280,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 3000 \text{ cm}^2$$

$$1852,00 \text{ Kg} \leq 13553,89 \text{ Kg}$$

Por ende, la cuantía mínima es de 0,0020 para el acero de refuerzo horizontal para cortante.

Cálculo de la capacidad cortante nominal según el artículo 11,1,1.

$$\phi V_n = \phi \cdot [V_c + V_s]$$

$$\phi V_n = \phi \cdot [A_{cw}(\lambda \cdot \alpha_c \sqrt{f'c}) + A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y]$$

$$\phi V_n = 0,75 \left[3000 \text{ cm}^2 \left(1 \cdot 0,80 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right) + 3000 \text{ cm}^2 \cdot 0,0020 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\phi V_n = 49019,76 \text{ Kg}$$

Verificación del diseño por resistencia en la sección transversal según el artículo 11,1,1.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$49019,76 \text{ Kg} \geq 1852,00 \text{ Kg}$$

Entonces la cuantía de acero de refuerzo horizontal será de 0,0020, siendo el espesor final del fuste $e = 30 \text{ cm}$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0020 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 5,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 3/8"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (0,71 \text{ cm}^2)}{5,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 28,50 \text{ cm} \cong 27,50 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal anular es doble malla de $1 \varnothing \frac{3}{8}" @ 27,50 \text{ cm}$.

4.5.11.2. Diseño de acero por flexión

Definido el espesor por la verificación a cortante, el acero se calcula en función del momento flector derivado de la combinación envolvente de cargas.

a. *Diseño de acero por flexión en cara interna del fuste*

La Tabla 139 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie interna del fuste, de acuerdo con las solicitaciones evaluadas.

Tabla 139

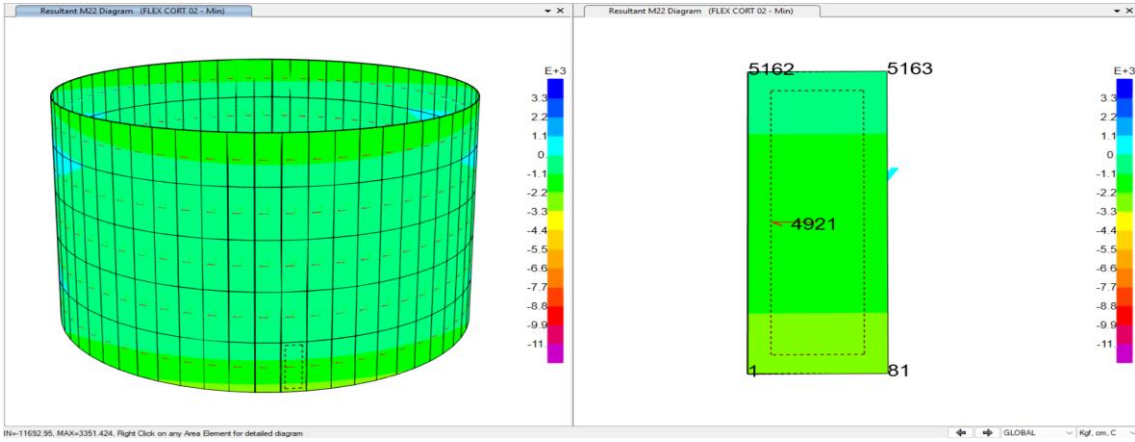
Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna del fuste

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	256121,00	Kg. cm

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 60 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la cara interna del fuste mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 140 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 60
Momento M22 en la cara interna del fuste



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 140
Momento M22 del área 4921 del fuste en la cara interna

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
4921	4921	Shell-Thick	1	FLEX CORT 02	Combination	Min	-2568,09
4921	4921	Shell-Thick	5162	FLEX CORT 02	Combination	Min	-716,4
4921	4921	Shell-Thick	5163	FLEX CORT 02	Combination	Min	-715,42
4921	4921	Shell-Thick	81	FLEX CORT 02	Combination	Min	-2568,33

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_1 + M_{81}}{2}$$

$$M_u = \left(2568,21 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 256121,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 141 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie interna del fuste, considerando las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 141

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara interna del fuste

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	256121,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,48	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0011	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	3,75	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo Muros, en la sección refuerzo mínimo, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero vertical a flexión del primer tramo de pared cilíndrica.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 25 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm})^2 - \frac{2 (256121,000 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,48 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{256121,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(25 \text{ cm} - \frac{0,48 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0011$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando barras longitudinales de 1/2"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{3,75 \text{ cm}^2}$$

$$S = 33,78 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal vertical es de 1 Ø ½" @ 30,00 cm

b. Diseño de acero por flexión en cara externa del fuste

La Tabla 142 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie externa del fuste, en función de las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 142

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa del fuste

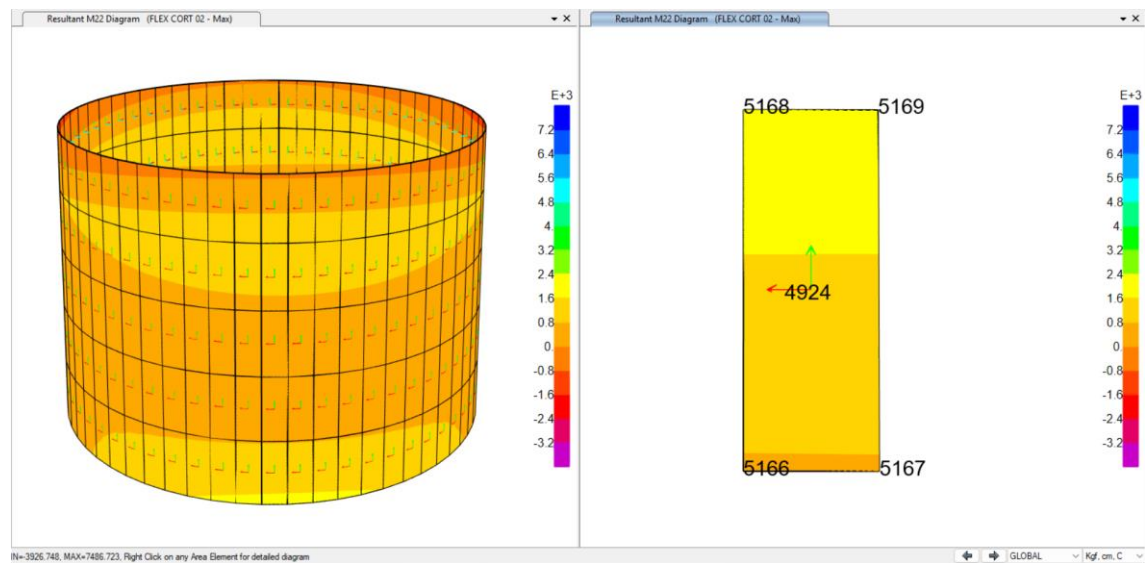
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	218441,00	Kg. cm

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 61 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la cara externa del fuste mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 143 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 61

Momento M22 en la cara externa del fuste



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 143

Momento M22 del área 4924 de la cara externa del fuste

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
4924	4924	Shell-Thick	5166	Flex cort 02	Combination	Max	727,13
4924	4924	Shell-Thick	5168	Flex cort 02	Combination	Max	2188,58
4924	4924	Shell-Thick	5169	Flex cort 02	Combination	Max	2180,24
4924	4924	Shell-Thick	5167	Flex cort 02	Combination	Max	733,86

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante última:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{5168} + M_{5169}}{2}$$

$$M_u = \left(2184,41 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 218441,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 144 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie externa del fuste, considerando las solicitaciones de flexión analizadas.

Tabla 144

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara externa del fuste.

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Momento último	M_u	218441,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,41	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0009	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0015	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	3,75	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	30,00	cm

Del artículo 14,3,1. de la norma técnica E,060: Concreto Armado, en el capítulo *Muros*, en la sección *refuerzo mínimo*, se adopta el valor de 0,0015 como cuantía mínima para el refuerzo de acero vertical a flexión del primer tramo de pared cilíndrica.

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 25 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm})^2 - \frac{2 (218441,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,41 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{218441,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(25 \text{ cm} - \frac{0,41 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0009$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales de 1/2" del primer tramo.

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (1,27 \text{ cm}^2)}{3,75 \text{ cm}^2}$$

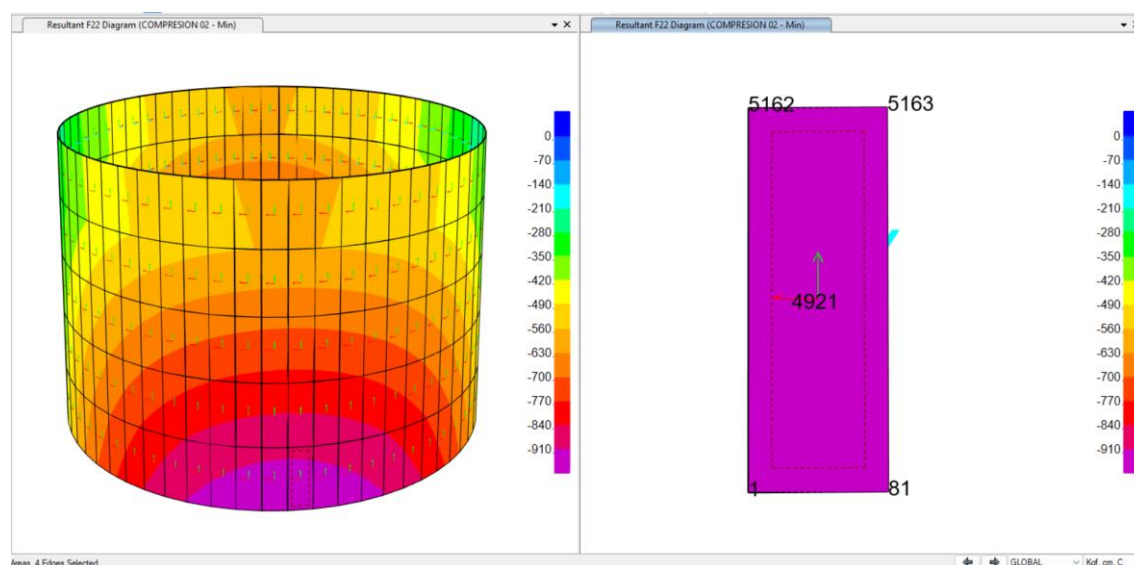
$$S = 33,78 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal vertical es de 1 $\emptyset$ 1/2" @ 30,00 cm

4.5.11.3. Diseño de acero por compresión pura

Definido el espesor por la verificación a cortante, el acero se calcula en función del momento flector derivado de la combinación envolvente de cargas.

La Figura 62 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el fuste mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 145 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 62*Fuerza F22 del fuste*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 145*Fuerza F22 del área 4921 del fuste*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
4921	4921	Shell-Thick	1	Compresión 02	Combination	Min	-972,34
4921	4921	Shell-Thick	5162	Compresión 02	Combination	Min	-940,73
4921	4921	Shell-Thick	5163	Compresión 02	Combination	Min	-937,07
4921	4921	Shell-Thick	81	Compresión 02	Combination	Min	-968,68

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último P_u en la dirección 2, considerando el componente P_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{P_u}{b_s} = \frac{P_1 + P_{81}}{2}$$

$$P_u = \left(970,51 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$P_u = 97051,00 \text{ Kg}$$

Según el artículo 10,3,4. de la sección *principios y requisitos generales* del capítulo flexión y carga axial:

Cálculo de acero mínimo

$$A_{s \min} = (\rho_{\min})(A_g)$$

$$A_{s \min} = (0,01)(3000 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \min} = 30 \text{ cm}^2$$

Cálculo de resistencia de diseño de elementos en compresión máximo usando la cuantía mínima

$$\phi P_{n \max} = 0,80 \phi [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s) + f'_y \cdot A_s]$$

$$\phi P_{n \max} = 0,80 \cdot 0,75 \left[0,85 \cdot 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot (3000 \text{ cm}^2 - 30 \text{ cm}^2) + 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm}^2 \right]$$

$$\phi P_{n \max} = 499716,00 \text{ Kg}$$

Verificación del artículo 10,3,4.

$$P_u \leq \phi P_{n \max}$$

$$97051,00 \text{ Kg} \leq 499716,00 \text{ Kg}$$

Cálculo de la separación de acero, usando doble malla de acero de $\phi \frac{3}{4}$ "

$$S = 2 \cdot \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = 2 \cdot \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{30 \text{ cm}^2}$$

$$S = 19,00 \text{ cm} \cong 17,50 \text{ cm}$$

a. Diseño de acero por tracción anular del fuste

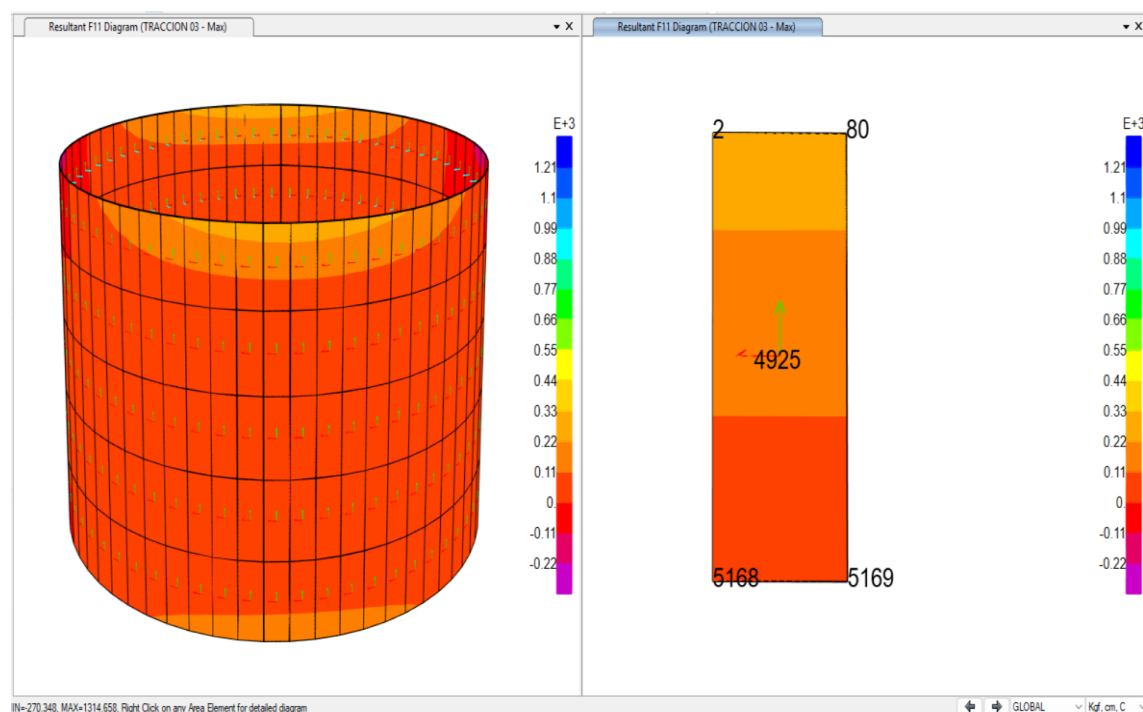
La Tabla 146 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural asociado a las solicitaciones de tracción anular en el fuste.

Tabla 146*Parámetros de diseño de acero por tracción anular en el fuste*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Espesor del muro	e	30,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	14556,50	Kg. cm

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 1.

La Figura 63 muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en el fuste mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 147 presenta los valores numéricos correspondientes al elemento evaluado para el área analizada.

Figura 63*Fuerza F11 del fuste*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 147*Fuerza F11 del área 4925 del fuste*

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
4925	4925	Shell-Thick	5168	Tracción 03	Combination	Max	13,05
4925	4925	Shell-Thick	2	Tracción 03	Combination	Max	278,08
4925	4925	Shell-Thick	80	Tracción 03	Combination	Max	277,59
4925	4925	Shell-Thick	5169	Tracción 03	Combination	Max	13,16

Del elemento analizado se extraen las solicitaciones y se determina la fuerza última T_u en la dirección 1, considerando el componente F_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza de tracción última:

$$\frac{T_u}{b_s} = \frac{T_{5168} + T_2}{2}$$

$$T_u = \left(145,565 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$T_u = 14556,50 \text{ Kg}$$

La Tabla 148 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural asociado a las solicitaciones de tracción angular horizontal en el fuste.

Tabla 148*Parámetros para diseño de acero a tracción angular horizontal para el fuste*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Distancia al centroide de refuerzo de tracción	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	25,00	cm
Espesor del muro	e	30,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Fuerza última	T_u	14556,50	Kg
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'_c	280,00	Kg/cm ²
Cuantía del acero	ρ	0,0015	
Cuantía del acero mínimo	$\rho_{\min}$	0,0028	
Verificación de cuantía	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	6,97	cm ²
Acero escogido	A_b	0,71	cm ²

Cálculo de cuantía mínima para el fuste

$$\rho_{\min} = \frac{0,70\sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,70\sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\rho_{\min} = 0,0028$$

Cálculo de cuantía calculada para el fuste

$$\rho = \frac{T_u}{\phi \cdot f'y \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{14556,50 \text{ Kg}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 25,00 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0015$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0028 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 6,97 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, usando doble malla de barras longitudinales de 3/8"

$$S = \frac{2 \cdot b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{2 \cdot 100 \text{ cm} (0,71 \text{ cm}^2)}{6,97 \text{ cm}^2}$$

$$S = 20,44 \text{ cm} \cong 20,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal anular es doble malla de $1 \phi \frac{3}{8}$ " @ 20,00 cm en los primeros 1,80 m de cada extremo del fuste.

4.5.11.4. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 0,95 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 29,08 \text{ cm} \cong 30,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = 1,00 ℓ_d

Empalme por traslape Clase B = 1,30 ℓ_d

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 29,08 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 37,80 \cong 40,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/8" para el refuerzo horizontal del fuste será de 40,00 cm como longitud mínima.

4.6. Diseño de Cimentación

4.6.1. Capacidad admisible del suelo del reservorio elevado

Para el diseño de la cimentación del reservorio elevado es necesario determinar la capacidad admisible del suelo que recibirá las cargas de la estructura. Según los criterios planteados por Braja M. Das (2012), la capacidad portante se evalúa considerando la resistencia al corte del terreno, la geometría de la cimentación y las condiciones de carga, obteniéndose la capacidad neta y posteriormente la capacidad admisible mediante un factor de seguridad. Este parámetro asegura que las presiones transmitidas al terreno no generen fallas ni asentamientos excesivos

Cálculo de factor de capacidad de carga por cohesión:

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{26^\circ}{2} \right)$$

$$N_c = 32,80$$

Cálculo de factor de capacidad de carga por presión vertical:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{26^\circ}{2} \right)$$

$$N_q = 16,80$$

Cálculo de factor de capacidad de carga por peso propio del suelo:

$$N_\gamma = N_q + 1$$

$$N_\gamma = 16,80 + 1$$

$$N_\gamma = 17,80$$

Considerando un nivel de desplante de 2,50 m, se calcula la sobrecarga vertical en la base de la cimentación

$$q = D_f \cdot \gamma_s$$

$$q = 2,50 \text{ m} \cdot 2163 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$q = 5407,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \cong 0,54075 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cohesión efectiva del suelo

$$c' = 1,254 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Considerando de diámetro de la platea de 20,00 m, se calcula → Ecuación de capacidad portante modificada de Hansen

$$q_u = 1,30 c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,30 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$\begin{aligned} q_u = 1,30 \left(1,254 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot (32,80) + \left(0,54075 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot (16,80) \\ + 0,30 \cdot \left(0,002163 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \right) \cdot (2000 \text{ cm}) \cdot (17,80) \end{aligned}$$

$$q_u = 85,66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Corrección de la capacidad de carga por calidad de roca

$$q'_u = (q_u)(\text{RQD})^2$$

$$q'_u = \left(85,66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)(0,43)^2$$

$$q'_u = 15,838 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El valor obtenido de $\text{RQD} = 0,43$ indica que la roca presenta un alto grado de fracturamiento y meteorización, ya que se encuentra por debajo del umbral del 50% establecido por Deere para clasificar la calidad del macizo rocoso. Este tipo de roca se considera mala a muy pobre, con baja continuidad y resistencia reducida debido a la presencia de juntas, fisuras y bloques sueltos.

Por esta razón, las recomendaciones geotécnicas para cimentaciones sobre roca fracturada establecen el uso de un factor de seguridad elevado, generalmente en el rango de $\text{FS} = 3,5$ a $4,0$.

En este proyecto se adopta:

$$q_{\text{adm}} = \frac{q'_u}{\text{F.S.}}$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{15,838 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$q_{\text{adm}} = 3,96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La capacidad de carga neta admisible se obtiene a partir de la capacidad de carga última, aplicando las correcciones por sobrecarga del suelo, peso de la cimentación y la relación de asentamiento permisible, siguiendo las recomendaciones de Braja M. Das y Harmsen (2002)

$$q_{\text{neta-adm}} = \frac{q_u - \gamma_{\text{prom}} \cdot D_f - \gamma_{\text{cs}} \cdot h_c - \frac{S}{C}}{\text{F.S.}}$$

$$q_{\text{neta-adm}} = \frac{15,838 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 0,54075 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 0,0022 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \cdot 10 \text{ cm} - 0,040 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$q_{\text{neta-adm}} = 3,81 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La capacidad de carga neta admisible en condición sísmica se determina incrementando la capacidad de carga última en un factor de $\frac{4}{3}$, tal como proponen Braja M. Das y Harmsen (2002), para representar la reducción temporal de la resistencia efectiva del suelo durante un evento sísmico.

$$q_{\text{neta-adm sismico}} = \frac{\frac{4}{3} q_u - \gamma_{\text{prom}} \cdot D_f - \gamma_{\text{cs}} \cdot h_c - \frac{S}{C}}{F.S.}$$

$$q_{\text{neta-adm sismico}} = \frac{\frac{4}{3} \left(15,838 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) - 0,54075 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 0,0022 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \cdot 10 \text{ cm} - 0,040 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$q_{\text{neta-adm sismico}} = 5,13 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculamos el coeficiente de balasto vertical, bajo la premisa de:

$$k_v = \frac{q_{\text{adm}}}{\Delta_{\text{adm}}}$$

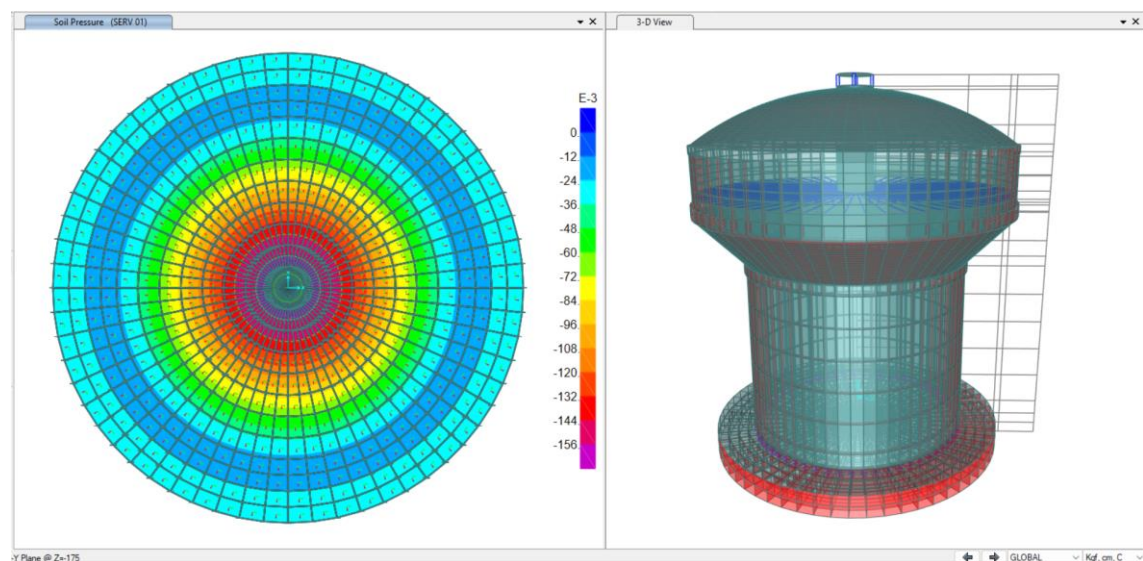
$$k_v = 7,60 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

Verificación de capacidad de servicio 01 contra capacidad de carga neta admisible

Las Figuras 64 y 65 presentan la distribución de presiones desarrolladas en el terreno de cimentación bajo las condiciones de carga de servicio evaluadas, mediante representaciones gráficas por rangos de colores que permiten identificar el comportamiento de las presiones transmitidas al suelo de fundación.

Figura 64

Presión máxima en el suelo por carga de servicio 1



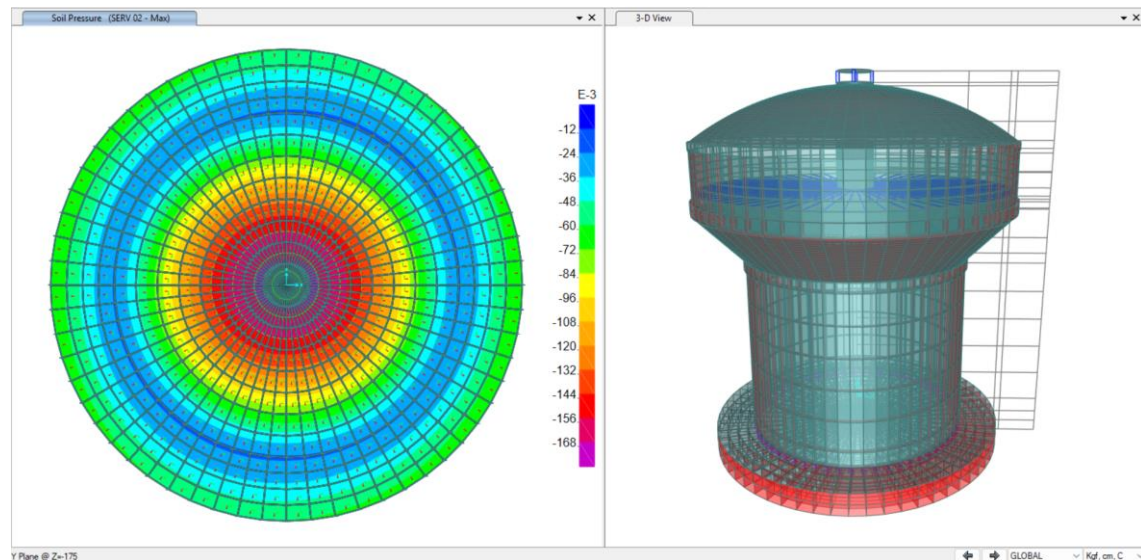
Nota. Adaptado del software SAP 2000

$$q_{S01} \leq q_{\text{neta-adm}}$$

$$0,17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 3,81 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Figura 65

Presión máxima en el suelo por carga de servicio 2



Nota. Adaptado del software SAP 2000

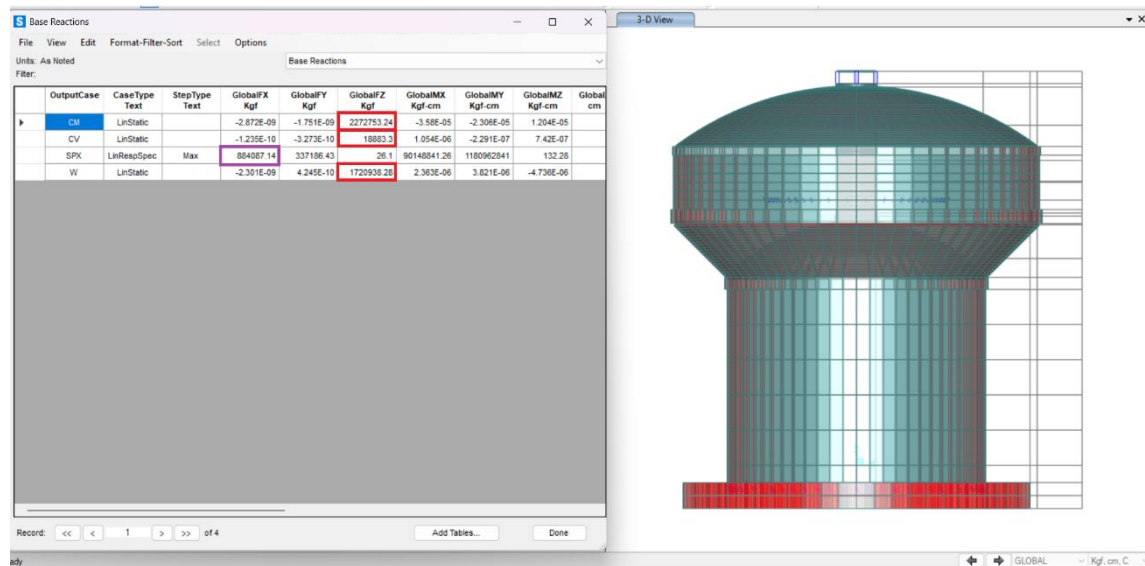
$$q_{S02} \leq q_{\text{neta-adm sismo}}$$

$$0,17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 5,13 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

4.6.1.1. Verificación de volteo

La estabilidad por volteo se revisa que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes, comparada con el momento resistente no ocasione un volcamiento de la estructura. En la Figura 66 muestra la relación entre las acciones horizontales actuantes y la capacidad resistente del sistema estructural, mediante una representación gráfica que permite evaluar su comportamiento frente a dichas solicitaciones

$$F.S.v = \frac{M_R}{M_v} \geq 1,50$$

Figura 66*Fuerzas horizontales y fuerza resistente*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Cálculo de fuerza cortante del agua:

a. Cortante de masa de agua impulsiva

$$C_{s-i} = \frac{ZUC_i S}{R_i}$$

$$C_{s-i} = \frac{(0,45)(1,50)(2,50)(1,00)}{2,25}$$

$$C_{s-i} = 0,75$$

$$V_i = C_{s-i} m_i \cdot g$$

$$V_i = (0,75)(441,44 \text{ Ton})$$

$$V_i = 331,08 \text{ Ton}$$

b. Cortante de masa de agua convectiva

$$C_{s-c} = \frac{ZUC_c S}{R_c}$$

$$C_{s-c} = \frac{(0,45)(1,50)(0,12)(1,00)}{1,00}$$

$$C_{s-c} = 0,0793$$

$$V_c = C_{s-c} m_c \cdot g$$

$$V_c = (0,0793)(998,52)(9,81)$$

$$V_c = 87,11 \text{ Ton}$$

c. Cortante del agua

$$V_{T\text{-agua}} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

$$V_{T\text{-agua}} = \sqrt{(331,08 \text{ Ton})^2 + (87,11 \text{ Ton})^2}$$

$$V_{T\text{-agua}} = 418,19 \text{ Ton}$$

d. Cota de acción de la cortante de agua

$$H_{V_{T\text{-agua}}} = \frac{H_{\text{impulsiva}} + H_{\text{convectiva}}}{2}$$

$$H_{V_{T\text{-agua}}} = \frac{14,56 + 15,31}{2}$$

e. Cálculo de factor de volteo

$$F.S.v = \frac{M_R}{M_V} \geq 1,50$$

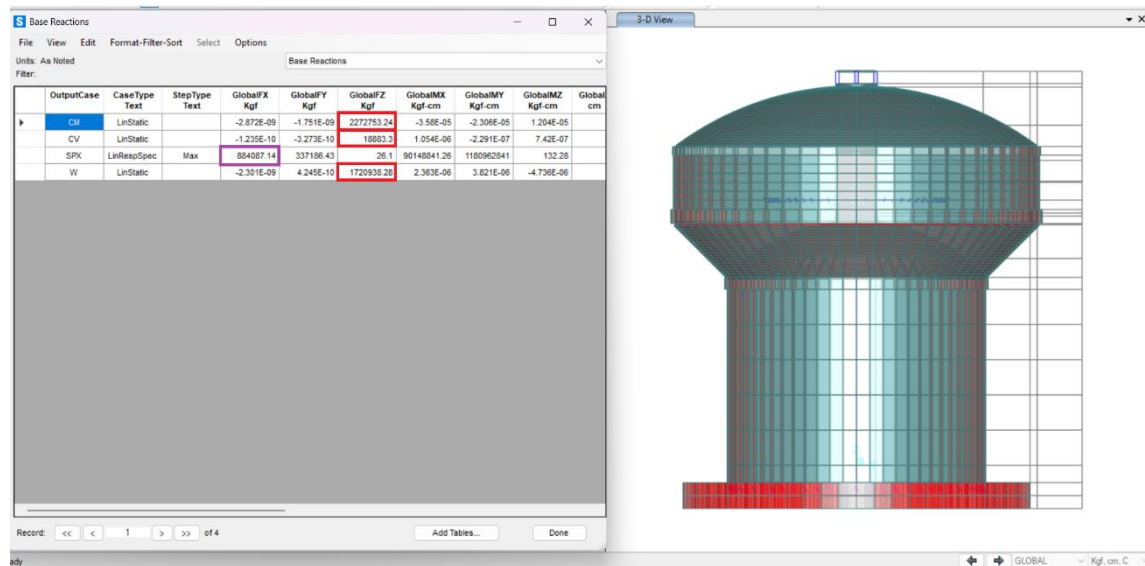
$$F.S.v = \frac{(2\,272\,753,24 \text{ Kg} + 18\,883,30 \text{ Kg} + 1\,720\,938,28 \text{ Kg})(10,00 \text{ m})}{(884087,14 \text{ Kg})(1,50 \text{ m}) + (342349,01 \text{ Kg})(14,935 \text{ m})} \geq 1,50$$

$$F.S.v = 6.23 \geq 1,50$$

4.6.1.2. Verificación de deslizamiento

La estabilidad por deslizamiento se evalúa comprobando que la suma de las fuerzas horizontales actuantes sobre la cimentación no exceda la resistencia al deslizamiento proporcionada por el peso propio de la estructura y los coeficientes de fricción suelo–cimentación. Para garantizar la estabilidad, se verifica que las fuerzas resistentes sean mayores que las fuerzas deslizantes actuantes, de modo que no se produzca un desplazamiento horizontal indeseado de la estructura. La Figura 67 presenta la las acciones horizontales actuantes y la capacidad resistente del sistema estructural,

$$F.S.D = \frac{F_R}{F_D} \geq 1,25$$

Figura 67*Fuerzas horizontales y fuerza resistente*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

$$F.S.D = \frac{\tan(26^\circ) \times (2\,272\,753,24 \text{ Kg} + 18\,883,30 \text{ Kg} + 1\,720\,938,28 \text{ Kg})}{884087,14 \text{ Kg} + 342349,01 \text{ Kg}} \geq 1,25$$

$$F.S.D = 1,59 \geq 1,25$$

4.6.1.3. Verificación del espesor por cortante

El diseño del espesor de la platea de cimentación se basa en la fuerza cortante interna, que debe ser resistida por la capacidad a corte del concreto. La Tabla 149 presenta los parámetros iniciales considerados para la verificación del espesor estructural de la platea de cimentación frente a esfuerzos cortantes.

Tabla 149

Parámetros iniciales de diseño para el espesor por cortante de la platea de cimentación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	Kg/cm ²
Espesor de muro	e	150,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	145,00	cm
Ancho de sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Capacidad de cortante del concreto	ϕV_c	107829,90	Kg
Cortante requerido	V_u	4712,00	Kg

Cálculo de capacidad de cortante del concreto de la platea de cimentación

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_s \cdot d$$

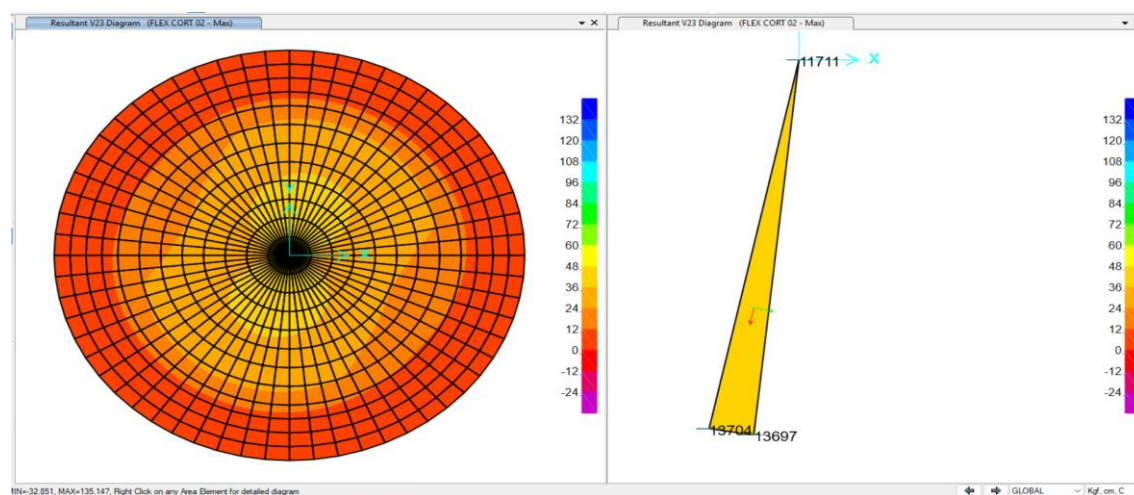
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 107829,90 \text{ Kg}$$

La Figura 68 muestra la distribución de esfuerzos cortantes obtenidos en la platea de cimentación mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 150 presenta los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 68

Fuerza cortante V23 para la platea de cimentación



Nota. Adaptado del software SAP 2000.

Tabla 150

Fuerza cortante V23 del área 12724 de la platea de cimentación

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg/cm
12724	12724	Shell-Thick	13704	Flex Cort 02	Combination	Max	47,12
12724	12724	Shell-Thick	13697	Flex Cort 02	Combination	Max	47,12
12724	12724	Shell-Thick	11711	Flex Cort 02	Combination	Max	47,12

Del elemento analizado se extraen los valores de cortante y se determina el cortante requerido V_u en la dirección 2, considerando el componente V_{23} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima

$$\frac{V_u}{b_s} = V_{11711}$$

$$V_u = \left(47,12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) (100 \text{ cm})$$

$$V_u = 4712,00 \text{ Kg}$$

Verificación de fuerza cortante ultima con la capacidad de cortante de la platea de cimentación

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$107829,90 \text{ Kg} \geq 4712,00 \text{ Kg}$$

Por tanto, el espesor de la platea de cimentación es el adecuado, siendo su espesor final $e = 150,00 \text{ cm}$

a. **Diseño de acero por flexión en cara inferior**

La Tabla 151 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la superficie inferior de la platea de cimentación, en función de las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 151

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara inferior de la platea de cimentación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Espesor del muro	e	150,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	145,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	3433932,00	Kg. cm

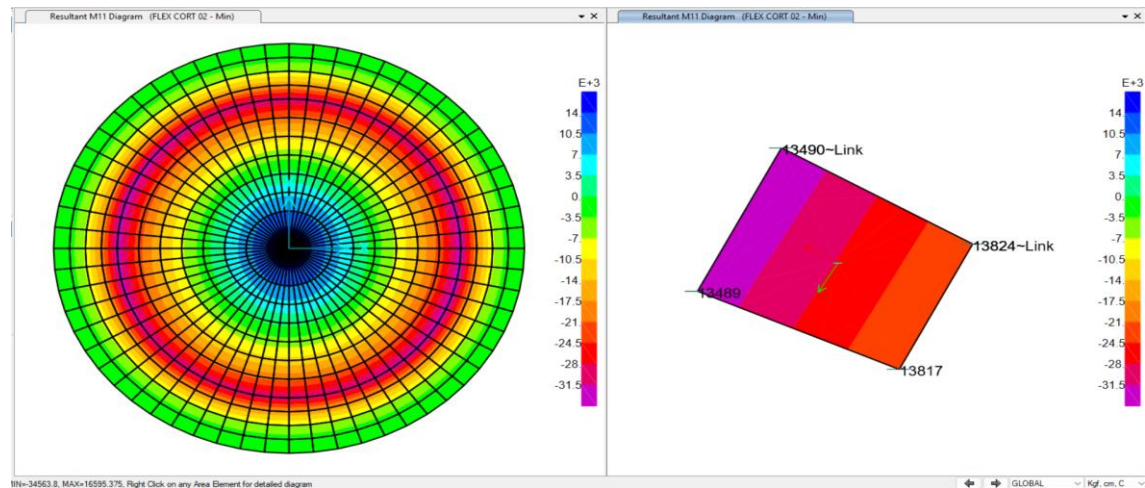
El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M_{11} que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 69 muestra la distribución de momentos obtenidos en la cara inferior de la platea de cimentación mediante una representación gráfica por rangos de colores,

mientras que la Tabla 152 presenta los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 69

Momento M11 para la cara inferior de la platea de cimentación



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 152

Momento M11 del área 12861 de la platea de cimentación en la cara inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
12861	12861	Shell-Thick	13490	Flex cort 02	Combination	Min	-34563,8
12861	12861	Shell-Thick	13489	Flex cort 02	Combination	Min	-34114,84
12861	12861	Shell-Thick	13817	Flex cort 02	Combination	Min	-21228,75
12861	12861	Shell-Thick	13824	Flex cort 02	Combination	Min	-21480,36

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{13490} + M_{13489}}{2}$$

$$M_u = \left(34339,32 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 3433932,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 153 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara inferior de la platea de cimentación, considerando las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 153

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la cara inferior de la platea de cimentación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	$f'c$	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de acero	$f'y$	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Momento último	M_u	3433932,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,89	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0004	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0018	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	27,00	cm^2
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	10,00	cm

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b_s}}$$

$$a = 145 \text{ cm} - \sqrt{(145 \text{ cm})^2 - \frac{2 (3433932,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,89 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{3433932,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(15 \text{ cm} - \frac{0,89 \text{ cm}}{2} \right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0004$$

Cuantía mínima de platea de cimentación:

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot H_z$$

$$A_s = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm}$$

$$A_s = 27,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales radiales de 3/4"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{27,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 10,56 \cong 10,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal con distribución radial en la cara inferior de la platea de cimentación es de 1 $\emptyset \frac{3}{4}$ " @ 10,00 cm 1 $\emptyset \frac{3}{4}$ " @ 10,00 cm

b. Diseño de acero por flexión en cara superior

La Tabla 154 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara superior de la platea de cimentación, en función de las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 154

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara superior de la platea de cimentación

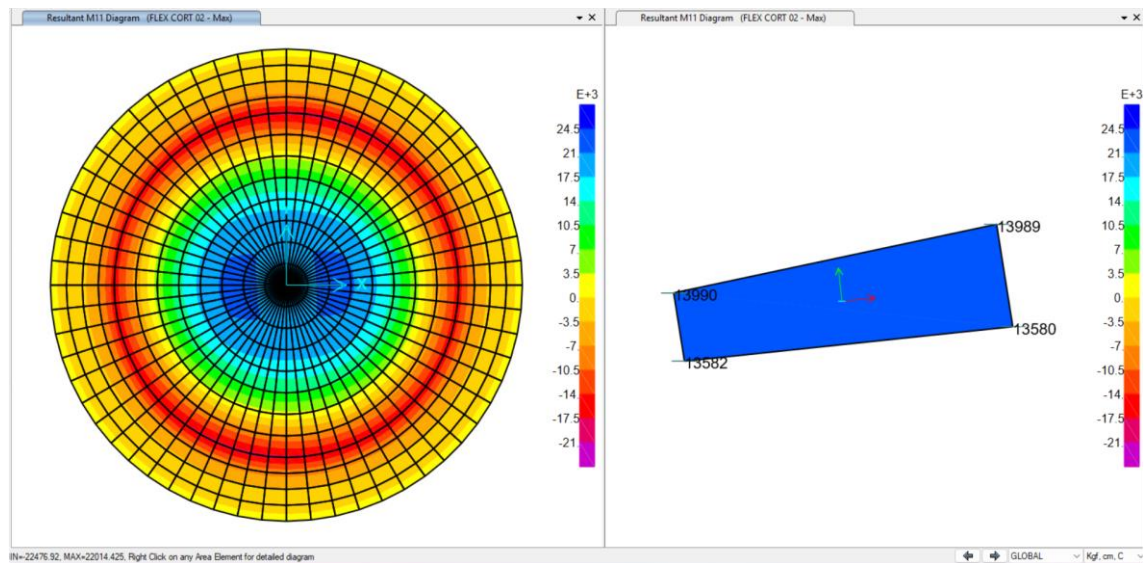
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Espesor del muro	e	20,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	15,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	$\emptyset$	0,90	
Momento último	M_u	2199010,00	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M11 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 70 muestra la distribución de momentos obtenidos en la cara superior de la platea de cimentación mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 155 presenta los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 70

Momento M11 para la cara superior de la platea de cimentación



Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 155

Momento M11 del área 13058 de la platea de cimentación en la cara superior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
13058	13058	Shell-Thick	13582	Flex cort 02	Combination	Max	22014,43
13058	13058	Shell-Thick	13990	Flex cort 02	Combination	Max	21965,76
13058	13058	Shell-Thick	13580	Flex cort 02	Combination	Max	21161,53
13058	13058	Shell-Thick	13989	Flex cort 02	Combination	Max	21068,31

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 1, considerando el componente M_{11} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{13582} + M_{13990}}{2}$$

$$M_u = \left(21990,10 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 2199010,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 156 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara superior de la platea de cimentación, considerando las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 156

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara superior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Momento último	M_u	2199010,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,5675	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0003	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0018	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	27,00	cm^2
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	10,00	cm

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 145 \text{ cm} - \sqrt{(145 \text{ cm})^2 - \frac{2 (2199010,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,5675 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{2199010,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(145 \text{ cm} - \frac{0,5675 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0003$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}$$

$$A_s = 27,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras longitudinales verticales de 3/4"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{27,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 10,56 \cong 10,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero longitudinal de la platea de cimentación es de
 1 $\emptyset \frac{3}{4}$ " @ 10,00 cm 1 $\emptyset \frac{3}{4}$ " @ 10,00 cm

c. ***Diseño de acero transversal por flexión en cara inferior***

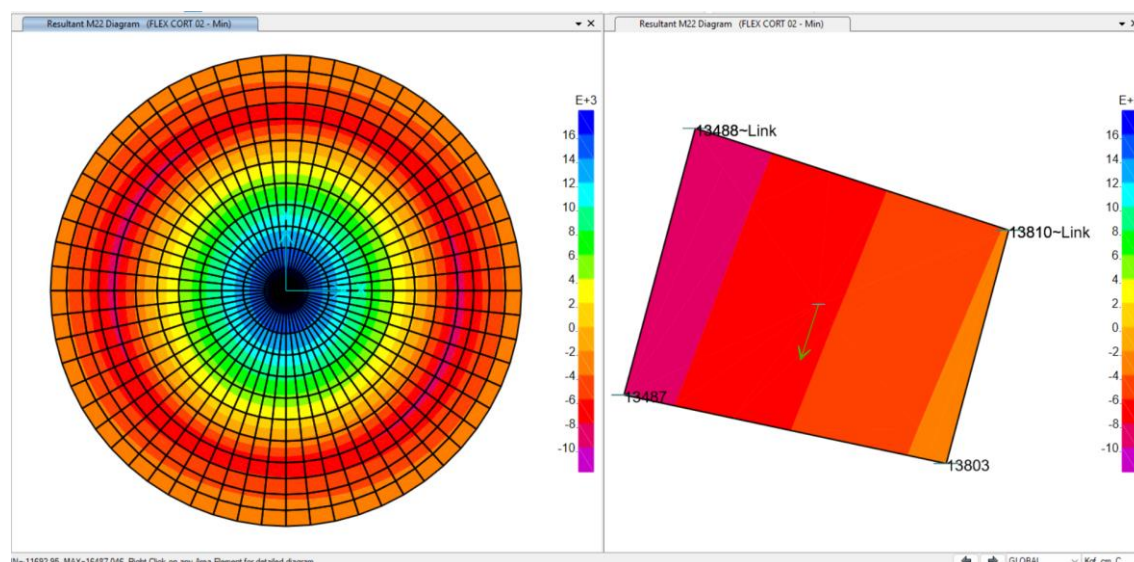
La Tabla 157 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara interna de la platea de cimentación, en función de las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 157*Parámetros de diseño de acero por flexión en cara interna de platea de cimentación*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Espesor del muro	e	150,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	145,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	909931,00	Kg. cm

El acero de refuerzo anular será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 71 muestra la distribución de momentos obtenidos en la cara interna de la platea de cimentación mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 158 presenta los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 71*Momento M22 para la cara interna de la platea de cimentación*

Nota. Adaptado del software SAP 2000

Tabla 158

Momento M22 del área 12861 de la platea de cimentación en la cara inferior

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
12845	12845	Shell-Thick	13488	FLEX CORT 02	Combination	Min	-9333,28
12845	12845	Shell-Thick	13487	FLEX CORT 02	Combination	Min	-8865,34
12845	12845	Shell-Thick	13803	FLEX CORT 02	Combination	Min	-3336,67
12845	12845	Shell-Thick	13810	FLEX CORT 02	Combination	Min	-3886,47

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{13488} + M_{13487}}{2}$$

$$M_u = \left(9099,31 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 909931,00 \text{ Kg. cm}$$

La Tabla 159 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara inferior de la platea de cimentación, considerando las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 159

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara inferior

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Momento último	M_u	909931,00	Kg. cm
Altura de bloque de compresión	a	0,23	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0001	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0018	
Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{\min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	27,00	cm^2
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	10,00	cm

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b_s}}$$

$$a = 145 \text{ cm} - \sqrt{(145 \text{ cm})^2 - \frac{2 (909931,00 \text{ Kg. cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,23 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{3433932,00 \text{ Kg. cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(15 \text{ cm} - \frac{0,23 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0001$$

Cuantía mínima de platea de cimentación:

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot H_z$$

$$A_s = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm}$$

$$A_s = 27,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de acero, solo usando barras transversales anulares de 3/4"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{27,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 10,56 \cong 10,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero transversal anular de la platea de cimentación es de 1 $\emptyset$ 3/4" @ 10,00 cm 1 $\emptyset$ 3/4" @ 10,00 cm

d. Diseño de acero por flexión en cara superior

La Tabla 160 presenta los parámetros considerados para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara externa de la platea de cimentación, en función de las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 160

Parámetros de diseño de acero por flexión en cara externa de la platea de cimentación

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Espesor de la platea de cimentación	e	150,00	cm
Distancia al centroide de refuerzo de flexión	d_c	5,00	cm
Peralte efectivo	d	145,00	cm
Ancho de la sección de área	b_s	100,00	cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,90	
Momento último	M_u	1976852,00	Kg. cm

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M22 que está de acuerdo con la dirección del eje local 2.

La Figura 72 muestra la distribución de momentos obtenidos en la cara externa de la platea de cimentación mediante una representación gráfica por rangos de colores, mientras que la Tabla 161 presenta los valores numéricos correspondientes al área evaluada.

Figura 72

Momento M22 para la cara externa de la platea de cimentación

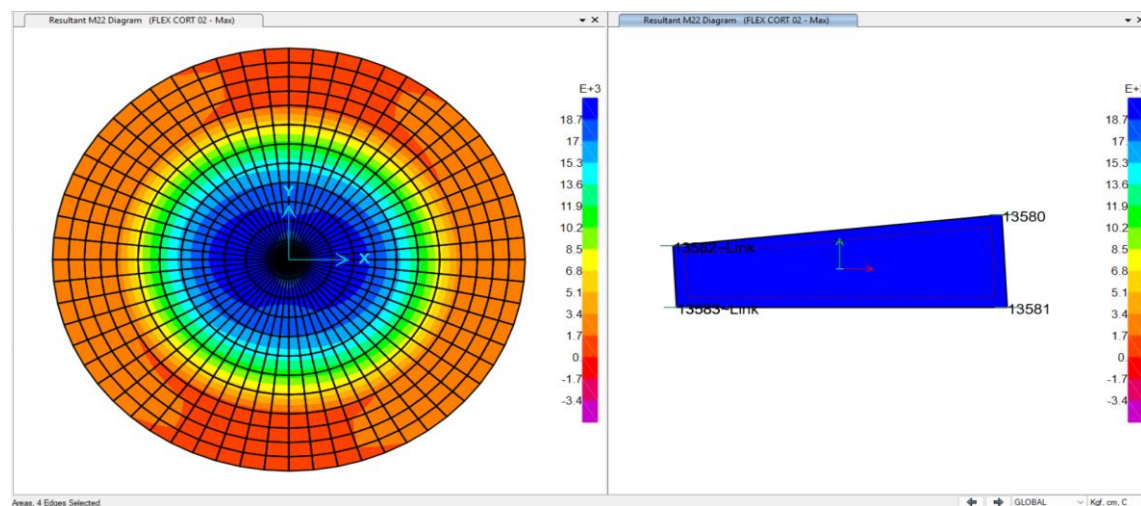


Tabla 161

Momento M22 del área 12586 de la platea de cimentación en la cara externa

Área	Área Elem	Shell Type	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kg.cm/cm
12586	12586	Shell-Thick	13581	Flex cort 02	Combination	Max	19682,77
12586	12586	Shell-Thick	13580	Flex cort 02	Combination	Max	19421,25
12586	12586	Shell-Thick	13582	Flex cort 02	Combination	Max	19704,23
12586	12586	Shell-Thick	13583	Flex cort 02	Combination	Max	19832,8

Del elemento analizado se extraen los momentos y se determina el momento último M_u en la dirección 2, considerando el componente M_{22} promedio en los lados perpendiculares.

Cálculo de fuerza cortante ultima:

$$\frac{M_u}{b_s} = \frac{M_{13582} + M_{13583}}{2}$$

$$M_u = \left(19768,52 \text{ Kg.} \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \right) (100 \text{ cm})$$

$$M_u = 1976852,00 \text{ Kg.cm}$$

La Tabla 162 resume los parámetros y resultados obtenidos para el dimensionamiento del refuerzo estructural en la cara externa de la platea de cimentación, considerando las solicitaciones de flexión evaluadas.

Tabla 162

Parámetros y resultados para el diseño de acero a flexión de la platea de cimentación en la cara externa

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia de concreto	f'_c	350,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de acero	f'_y	4200,00	$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Momento último	M_u	1976852,00	Kg.cm
Altura de bloque de compresión	a	0,5101	cm
Cuantía del acero	ρ	0,0002	
Cuantía mínima	$\rho_{\min}$	0,0018	

Verificación de la cuantía de acero	$\rho \geq \rho_{min}$	NO OK	
Área del acero de refuerzo	A_s	27,00	cm ²
Factor de reducción por flexión	ϕ	0,90	
Espaciamiento del acero	S	10,00	cm

Cálculo de altura de bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_s}}$$

$$a = 145 \text{ cm} - \sqrt{(145 \text{ cm})^2 - \frac{2 (1976852,00 \text{ Kg.cm})}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}}$$

$$a = 0,5101 \text{ cm}$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot b_s \cdot d}$$

$$\rho = \frac{2199010,00 \text{ Kg.cm}}{0,90 \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(145 \text{ cm} - \frac{0,5101 \text{ cm}}{2}\right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0002$$

Cálculo de acero calculado:

$$A_s = \rho \cdot b_s \cdot d$$

$$A_s = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 145 \text{ cm}$$

$$A_s = 27,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciado de acero, solo usando barras transversales anulares de 3/4"

$$S = \frac{b_s (A_{b \text{ longitudinal}})}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} (2,85 \text{ cm}^2)}{27,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 10,56 \cong 10,00 \text{ cm}$$

Entonces la distribución de acero transversal anular de la platea de cimentación es de 1 $\phi \frac{3}{4}$ " @ 10,00 cm

4.6.1.4. Empalme de barra corrugada a tracción

Según el artículo 12,2,2. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\ell_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \lambda}{8,20 \times \sqrt{f'_c}} \times db$$

$$\ell_d = \frac{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00}{8,20 \times \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} \times 1,91 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 52,29 \text{ cm} \cong 55,00 \text{ cm}$$

Según el artículo 12,15,1. de la norma técnica E,060: "Concreto armado", la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape clases A o B, pero no menor que 30,00 cm, donde:

Empalme por traslape Clase A = $1,00 \ell_d$

Empalme por traslape Clase B = $1,30 \ell_d$

Se considerará un empalme por traslape de clase B, ya que la relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme puede variar dependiendo de la dirección del sismo. En este caso, dado que el reservorio tiene una estructura simétrica en todos sus lados, esta variabilidad se toma en cuenta para garantizar un adecuado desempeño sísmico.

$$\ell_t = 1,30 \times 52,29 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 67,98 \cong 70,00 \text{ cm}$$

Por ende, la longitud de empalme por traslape para el acero corrugado de 3/4" para la platea de cimentación será de 70,00 cm como longitud mínima.

4.7. Resumen del diseño de elementos estructurales

Se presenta en la Tabla 163 el resumen del diseño de elementos estructurales, pertenecientes al reservorio elevado tipo Intze

Tabla 163

Resumen de diseño de elementos estructurales

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección						Diseño de acero					
Cuba	Pared cilíndrica	Por cortante						Por flexión					
		bs	e	d	f'c	Vu	∅Vc	Mu	a	p	As	Tramo	Distribución de
		(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm2)	(kg)	(kg)	(kg.m)	(cm)		(cm2)	(m)	acero
								-241234.50	0.363	0.0010	3.75		1/2" @ 30 cm
								Acero Vertical doble malla (Cara interna)					
								Acero Vertical doble malla (Cara externa)					
								267279.50	0.403	0.0011	3.75		1/2" @ 30 cm
								Por Tracción Angular					
		100	30.00	25.00	350	5401.00	18591.36	Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de
								(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero
								Acero longitudinal doble malla					
								77446.50	4200.00	0.0082	20.49	0.00 - 0.66 M	1/2" @ 10 cm
								58707.50	4200.00	0.0062	15.53	0.66 - 1.26 M	1/2" @ 15 cm
								43649.00	4200.00	0.0046	11.55	1.26 - 2.46 M	1/2" @ 20 cm
								39385.50	4200.00	0.0042	10.42	2.46 - 3.24 M	1/2" @ 22.5 cm
	Fondo Tronco Cónico	Por cortante						Por flexión					
		bs	e	d	f'c	Vu	∅Vc	Mu	a	p	As	Tramo	Distribución de
		(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm2)	(kg)	(kg)	(kg.m)	(cm)		(cm2)	(m)	acero
								1468100	1.89	0.0045	13.37		3/4" @ 20 cm
								Acero Vertical (Cara inferior)					
								Acero Vertical (Cara superior)					
								748439	0.95	0.0022	9.35		5/8" @ 20 cm
								Por Tracción Angular					
		100	35.00	30.00	350	18644.00	22309.63	Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de
								(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero
								Acero radial triple malla					
								156376.50	4200	0.0118	41.37		3/4" @ 20 cm

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección						Diseño de acero					
	Chimenea	Por cortante						Por flexión					
		bs	e	d	f'c	Vu	ØVc	Mu	a	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm2)	(kg)	(kg)	(kg.m)	(cm)		(cm2)	(m)	(cm)
								75746	0.19	Acero Vertical (Cara interna)			3/8" @ 30 cm
								-69622.5	0.17	Acero Vertical (Cara externa)			3/8" @ 30 cm
		100.00	20.00	15.00	350	2855.00	11154.82	Por Tracción Angular					
								Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de acero
								(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	(cm)
								13674	4200	Acero Longitudinal doble malla			3/8" @ 22.5 cm
										Acero Longitudinal doble malla			
Cuba	Fondo cónico	Por pandeo a tensión - compresión						Por pandeo a tensión - compresión					
		Ec	e	R	vc	Qu	Q cr adm	b	e	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(Kg/cm2)	(cm)	(cm)		(kg/cm2)	(kg/cm2)	(cm)	(cm)		(cm2)	(m)	(cm)
								Acero transversal doble malla					
		280624.3	35	1016.23	0.15	10.92	1410.98	100.00	35.00	0.0035	10.50		1/2" @ 22.5 cm
								Acero radial doble malla					
								100.00	35.00	0.0035	10.50		1/2" @ 22.5 cm
		Por pandeo a tensión - compresión						Por pandeo a tensión - compresión					
		Ec	e	R	vc	Qu	Q cr adm	b	e	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(Kg/cm2)	(cm)	(cm)		(kg/cm2)	(kg/cm2)	(cm)	(cm)		(cm2)	(m)	(cm)
Cúpula		250998	10.00	1735.00	0.15	5.42	211.20	100.00	10.00	Acero transversal doble malla			3/8" @ 20 cm
		Por pandeo a tensión - tracción						Por pandeo a tensión - tracción					
		f'c	e			Qu	fr	b	e	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(Kg/cm2)	(cm)			(kg/cm2)	(kg/cm2)	(cm)	(cm)		(cm2)	(m)	(cm)
								Acero radial doble malla					
		250998	10.00			17.37	33.47	100.00	10.00	0.0035	3.50		3/8" @ 20 cm

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección					Diseño de acero						
Cuba	Viga Anular Inferior	Por Tracción Pura					Por tracción anular						
		f'c	n	As	fr	Tu	Ac	Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(Kg/cm2)		(cm2)	(kg/cm2)	(kg)	(cm2)	(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	(cm)
							Acero Longitudinal a doble cara lateral						
							165282.40	4200	0.0098	43.73	10 barras de 1"		
		350	7.13	43.73	37.42	#####	4149.43	Por Cortante					
						h	S max	Distribución de acero					
						(cm)	(cm)	(cm2)					
	Seccion de 60 x 80 cm					80.00	25	3/8" @ 25 cm					
	Viga Anular Superior	Por Tracción Pura					Por tracción anular						
		f'c	n	As	fr	Tu	Ac	Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de acero
		(Kg/cm2)		(cm2)	(kg/cm2)	(kg)	(cm2)	(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	(cm)
					Acero Longitudinal a doble cara lateral								
					32925.75	4200	0.0044	8.71	6 barras de 5/8"				
280		8.37	0.00	33.47	32925.75	983.84	Por Cortante						
					h	S max	Distribución de acero						
					(cm)	(cm)	(cm2)						
Seccion de 40 x 50 cm					50.00	20	3/8" @ 20 cm						
Viga Anular de Chimenea	Por Tracción Pura					Por tracción anular							
	f'c	n	As	fr	Tu	Ac	Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de acero	
	(Kg/cm2)		(cm2)	(kg/cm2)	(kg)	(cm2)	(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	(cm)	
						Acero Longitudinal a doble cara lateral							
						7689.50	4200	0.0015	4.12	6 barras de 3/8"			
	350	7.48	0.00	37.42	7689.50	205.51	Por Cortante						
					h	S max	Distribución de acero						
					(cm)	(cm)	(cm2)						
Seccion de 30 x 50 cm					50.00	20	3/8" @ 20 cm						

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección						Diseño de acero					
Cuba	Viga Anular de Fondo	Por cortante						Por flexión					
		f'c	n	As	fr	Tu	Ac	Mu	Ru	p	As	Tramo	Distribución de
		(Kg/cm2)		(cm2)	(kg/cm2)	(kg)	(cm2)	(kg.cm)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero
		Acero longitudinal doble cara superior e inferior											
								Por tracción anular					
								Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de
								(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero
								Acero Longitudinal					(cm)
								37887.50	4200	0.004	10.02		6 barras de 5/8"
								Por Cortante					
						h	S max	Distribución de acero					
						(cm)	(cm)	(cm2)					
						Seccion de 40 x 70 cm						3/8" @ 16 cm	
						70.00	16.00						
Fuste	Fuste Cilíndrico	Por cortante en el plano						Por flexión					
		bs	e	d	f'c	Vu	Vn	Mu	a	p	As	Tramo	Distribución de
		(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm2)	(kg)	(kg)	(kg.cm)	(cm)		(cm2)	(m)	acero
								Acero Vertical (Cara interna)					
								-256821	0.48	0.0011	3.75		1/2" @ 30 cm
								Acero Vertical (Cara externa)					
								218441	0.41	0.0009	3.75		1/2" @ 30 cm
								Por compresión pura					
								Tu	fy	p	As	Tramo	Distribución de
								(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero
								Acero Longitudinal					(cm)
								97051.00	4200	0.01	30.00		3/4" @ 17.5 cm
								Por tracción anular					
								Tu	fy	b	As	Tramo	Distribución de
								(kg)	(kg/cm2)	(cm)	(cm2)	(m)	acero
						Acero longitudinal doble malla					(cm)		
						14556.5	4200	100	5.00	0.00 - 2.03 M	3/8" @ 20.00 cm		
						14556.5	4200	100	5.00	8.36 - 10.40 M	3/8" @ 20.00 cm		
						Por cortante							
						Vu	0.27 √(f'c) Acw	p	As	Tramo	Distribución de		
						(kg)	(kg/cm2)		(cm2)	(m)	acero		
						Acero longitudinal doble malla					(cm)		
						1852.00	13553.89	0.0020	5.00	2.03 - 8.36 M	3/8" @ 27.50 cm		

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Como hipótesis general se había planteado: “El reservorio elevado tipo Intze de 1300 m³ diseñado mediante análisis dinámico con SAP2000 cumplirá con los límites de deriva (0,007) y resistencia establecidos por E.030 y ACI 350.3 , garantizando su seguridad estructural ante sismos severos en Ilo (Zona 4), Moquegua, 2025.”

Los resultados obtenidos confirman la hipótesis general, ya que el análisis permitió definir integralmente la geometría, el comportamiento estructural y la configuración final del reservorio elevado tipo Intze. El predimensionamiento, los análisis estático y modal espectral, y el diseño final demostraron coherencia interna y cumplimiento normativo, asegurando que la estructura propuesta responde adecuadamente a las condiciones hidráulicas y sísmicas de la zona. Asimismo, se verificó que las derivas estructurales obtenidas se mantienen por debajo del límite máximo permisible de 0,007 establecido por la Norma E.030 para elementos de concreto armado, confirmando un comportamiento sísmico adecuado ante eventos severos propios de la zona sísmica 4.

En relación con la respuesta dinámica, los periodos naturales obtenidos en la presente investigación muestran diferencias respecto a estudios previos. El periodo convectivo obtenido ($T_n = 5,65$ s) resulta mayor al reportado por (Quispe Apaza, 2014), quien obtuvo un valor de 3,94 s, mientras que el periodo impulsivo ($T_i = 0,06$ s) es menor al señalado por dicho autor (0,23 s). Estas variaciones se explican principalmente por la mayor capacidad del reservorio analizado, así como por diferencias en la geometría del tanque y la altura del fuste, factores que influyen directamente en la rigidez global del sistema fluido estructura.

Como hipótesis específica se había planteado: “El predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, realizado en función de su capacidad de almacenamiento y las cargas previstas, permitirá obtener dimensiones preliminares que aseguren una configuración estructural adecuada, garantizando el adecuado diseño estructural.”

Los resultados del predimensionamiento confirman esta hipótesis, ya que permitieron definir de forma coherente la configuración inicial del reservorio, estableciendo proporciones geométricas compatibles con la tipología Intze y con los requisitos funcionales del proyecto.

Este enfoque concuerda con lo señalado por Huisa Chura, quien indica que el predimensionamiento es clave para establecer la morfología preliminar de reservorios elevados y asegurar un diseño eficiente. De igual manera, destaca que la definición

temprana de la geometría facilita las fases de modelado y diseño estructural en reservorios apoyados y elevados. (Huisa Chura, 2017)

Como hipótesis específica b se había planteado: “El análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze, realizado en la herramienta computacional SAP2000, permitirá evaluar de manera precisa el comportamiento sísmico de la estructura bajo diferentes escenarios de carga, resultando el desempeño adecuado frente a condiciones sísmicas de acuerdo con la región.”

Los resultados obtenidos confirman esta hipótesis, ya que los análisis realizados en SAP2000 permitieron evaluar con detalle el comportamiento sísmico del reservorio, determinando esfuerzos internos, vibraciones modales y verificación de derivas las cuales se cumplen tan como se muestra en la Tabla 164. La estructura mostró un desempeño adecuado frente a los escenarios sísmicos.

Tabla 164

Derivas de Análisis Estático y Dinámico

Descripción	Análisis estático		Análisis dinámico	
	Deriva	Observación	Deriva	observación
D2: Viga Anillo Superior	0,000291	cumple	0,000429	cumple
D5: Viga de Anillo Inferior	0,000795	cumple	0,001102	cumple
D8: Viga de Fondo	0,000274	cumple	0,000375	cumple

Este comportamiento es consistente con lo señalado por Villagómez Molero concluye que la aplicación conjunta del análisis estático y dinámico, considerando las componentes impulsiva y convectiva del fluido, permite evaluar de forma confiable las deformaciones y desplazamientos en reservorios elevados tipo Intze, garantizando un comportamiento sísmico aceptable en zonas de alta sismicidad. (Villagomez, 2009)

Como hipótesis específica c se había planteado: “El diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze, que incluye la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, será adecuado para garantizar la resistencia y estabilidad de la estructura, siempre y cuando se sigan rigurosamente las normativas nacionales e internacionales aplicables, lo que permitirá una adecuada seguridad estructural frente a las cargas y condiciones sísmicas previstas.”

Los resultados obtenidos confirman esta hipótesis, ya que el proceso de diseño estructural permitió determinar el acero de refuerzo requerido en cada elemento del reservorio, utilizando como base las dimensiones obtenidas en el predimensionamiento y los esfuerzos derivados del análisis estructural los cuales se detallan en la Tabla 165.

Tabla 165*Esfuerzos predominantes en elementos estructurales*

ÍTEM	ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE REFUERZO		ESFUERZO PREDOMINANTE
01.	CÚPULA SUPERIOR	Acero radial		Pandeo a compresión
		Acero circular		Pandeo a tracción
02.	VIGA ANILLO SUPERIOR	Acero longitudinal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
03.	PARED CILÍNDRICA	Acero vertical	(Cara externa)	Flexión
		Acero vertical	(Cara interna)	Flexión
		Acero horizontal		Tracción anular
04.	FONDO TRONCO CÓNICO	Acero radial		Flexión
		Acero radial		Flexión
		Acero circular		Tracción anular
05.	VIGA ANILLO INFERIOR	Acero longitudinal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
06.	LOSA DE FONDO CÓNICO	Acero radial		Flexión
		Acero radial		Flexión
		Acero radial		Pandeo a compresión
		Acero circular		Pandeo a tracción
07.	VIGA DE FONDO	Acero longitudinal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
08.	VIGA ANILLO CHIMENEA	Acero longitudinal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
09.	CHIMENEA	Acero vertical		Flexión
		Acero vertical		Flexión
		Acero horizontal		Tracción anular
10.	VIGA ANILLO LINTERNA	Acero longitudinal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
11.	DISEÑO DE FUSTE	Acero vertical		Flexión
		Acero vertical		Flexión
		Acero vertical		Compresión pura
		Acero transversal		Tracción anular
		Acero transversal		Cortante
12.	PLATEA DE CIMENTACIÓN	Acero longitudinal Radial		Flexión
		Acero longitudinal		Flexión
		Acero transversal anular		Flexión
		Acero transversal anular		Flexión

Este comportamiento es consistente con lo señalado en la tesis de Oscar Ximeno desarrollada para la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, donde, a partir del análisis estructural realizado en SAP2000, se identificó que los elementos del tanque elevado tipo fuste se encuentran predominantemente solicitados por flexión y tracción, siendo la viga de fondo y el fuste cilíndrico los más exigidos. De manera concordante, en la presente investigación los esfuerzos predominantes obtenidos del análisis estructural presentados en el cuadro resumen evidencia que la distribución de dichos esfuerzos coincide con los reportados en ese antecedente, validando la coherencia del diseño estructural adoptado. (Venegas, 2021)

CONCLUSIONES

A continuación, se presentan exclusivamente las conclusiones derivadas de los objetivos específicos planteados en la investigación. Cada enunciado resume de forma precisa los resultados y respuestas obtenidas respecto al predimensionamiento, al análisis estático y dinámico mediante SAP2000 y al diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado.

El predimensionamiento permitió establecer que el reservorio elevado tipo Intze debe contar con un volumen total de almacenamiento de 1611,76 m³, definiendo así las dimensiones geométricas principales del contenedor. Se determinó una altura total de 6,50 m, compuesta por una pared cilíndrica de 3,54 m, una cúpula superior de 3,42 m con radio vertical de 17,10 m y una cúpula inferior de 3,02 m con radio vertical de 10,32 m. Asimismo, el cuerpo cilíndrico presenta un radio horizontal superior de 10,26 m, mientras que la zona tronco-cónica inferior cuenta con un radio horizontal de 7,30 m, configurando adecuadamente la transición hacia la base. Finalmente, se definió un fuste de 10,80 m de altura, elementos que en conjunto validan un predimensionamiento coherente con las exigencias funcionales y estructurales del proyecto.

En el análisis estructural se obtuvo un cortante basal estático de 925,60 toneladas, mientras que el análisis modal espectral arrojó un cortante basal dinámico de 747,7609 toneladas. Se verificó que este valor dinámico cumple con la condición normativa que exige que el cortante basal dinámico no sea inferior al 80% del cortante estático, por lo que no fue necesario aplicar ningún factor de escala a la respuesta dinámica. Asimismo, se evaluaron las derivas obtenidas en cada nivel, confirmando que todas se encuentran por debajo del límite máximo establecido por la Norma, lo cual demuestra que el reservorio presenta un comportamiento sísmico adecuado y dentro de los parámetros de seguridad requeridos.

El diseño estructural de todos los elementos del reservorio, incluyendo cúpulas, muros, anillos, fondo troncocónico, fuste y cimentación, permitió verificar que la estructura presenta la resistencia, estabilidad y seguridad necesarias para su construcción y operación. Los cálculos demostraron que cada componente cumple con los requisitos de flexión, cortante, compresión y tracción establecidos por las normativas vigentes.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a los proyectistas estructurales y a las empresas consultoras encargadas del diseño de infraestructura hidráulica, aplicar el diseño estructural conforme a la Norma E.060 actualizada, empleando la metodología de Diseño por Resistencia (LRFD), complementada con el uso de modelos de elementos finitos, a fin de obtener resultados más precisos en la evaluación de esfuerzos y deformaciones en reservorios elevados. El uso de esta metodología permite una mejor representación del comportamiento real de la estructura y una adecuada cuantificación del acero de refuerzo requerido.

Se recomienda a las oficinas de estudios definitivos de las entidades públicas incorporar de manera sistemática el análisis sísmico estático y dinámico en el diseño de reservorios elevados, utilizando modelos hidrodinámicos como el propuesto por Housner para la representación del comportamiento del fluido. La aplicación conjunta de estos análisis permite evaluar de forma integral la respuesta sísmica de la estructura, considerando tanto los efectos impulsivos como convectivos del agua almacenada, lo cual resulta fundamental en zonas de alta sismicidad como la región de Ilo.

Se recomienda a las empresas ejecutoras de obras de infraestructura hidráulica y a las entidades supervisoras asegurar el cumplimiento estricto de los procedimientos constructivos específicos para estructuras destinadas al almacenamiento de agua, poniendo especial énfasis en el adecuado empalme del acero de refuerzo conforme al diseño estructural, el control de juntas frías, y la correcta instalación de sistemas de impermeabilización como los waterstops. Estas medidas son esenciales para garantizar la durabilidad, estanqueidad y desempeño estructural del reservorio durante su vida útil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute. (2020). *ACI 350.3 –20: Seismic design of liquid-containing concrete structures*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- Ancco, C. A. (2021). *COMPARACIÓN del comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las normas norteamericana y neozelandesa*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Bowles, J. (2012). *Foundation Analysis and Design 5th Ed.*
- Chino Mamani, D. C. (2023). *Diseño de un reservorio elevado aplicando la normativa ACI 350 en el Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa Tacna*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman, Tacna, Peru. <https://repositorio.unjbg.edu.pe/items/c51c13fc-3793-440e-95bb-459aefc51>
- Comision Nacional del Agua. (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. <https://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/13DisenoConstruccionyOperacionDeTanquesDeRegulacion.pdf>
- Comisión Nacional del Agua, M. (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Lima, Peru.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. CENGAGE Learning. Archivo PDF.
- Das. B., M. (2016). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.
- Davila Gonzales, V. (2015). *Evaluacion de la respuesta sismica no lineal de Reservorios Elevados Tipo Intze*. Tesis para optar el Grado de Magíster, Pontificia Universidad Católica del Peru, Lima, Peru. <https://tesis.pucp.edu.pe/server/api/core/bitstreams/a8d59ebf-52ac-4e4a-87e2-ae4dc7b4f38/content>
- EPS ILO, S. (2023). *Informe de Infraestructura de la EPS Ilo S.A. en Agua Potable*. Ilo.
- Espinoza, B. F. (2022). *Respuesta Estructural de un Reservorio Elevado Tipo Intze Aportado Considerando Modelos Matemáticos Simples y Complejos - 2021*. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Hermilio Valdizan. <https://repositorio.unheval.edu.pe/item/9d2d6479-b6f0-49b2-b0b1-6db8ceb289f9>
- García Rivas, K. J. (2022). *Análisis Comparativo de la respuesta Sismica Estructural del Reservorio de Chinchero segun la Norma ACI 350 con respecto a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente, Cusco 2020*. Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Andina del Cusco, Cusco, Peru. <https://repositorio.uandina.edu.pe/item/970f3173-021d-4a50-b837-11b32bc08601>

- Hernandez Lijarza, L. M. (2024). *Diseño y análisis sísmico del reservorio elevado de 1200 m³ para el abastecimiento de agua potable, sector la esperanza, Huancayo*. tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil. <https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20,500,12848>
- Housner, G. W. (1963). *The dynamic behavior of water tanks*. Bulletin of the Seismological Society of America.
- Huaman, F. P. (2018). *Diseño de reservorio de almacenamiento de agua para mejorar las condiciones de salubridad del centro poblado Muñapucro-Chincheros-Apurimac-2022*. Apurimac. <https://repositorio.upsjb.edu.pe/item/7f592a67-8989-45b4-9a50-b0b6e4e2c0b5>
- Huisa Chura, J. C. (2017). *Formulacion de una guia de diseño para mejorar la respuesta sísmica en reservorios de concreto armado para almacenamiento de agua*. Tesis para Obtener el Grado Academico de Magister en Ingenieria Civil Mencion en Estructuras, Universidad Privada de Tacna, Tacna, Peru. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20,500,12969/622>
- International, A. (2020). *ASTM C39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*.
- Instituto Nacional de Calidad, I. (2015). *Norma Técnica Peruana NTP 339,034*. Lima, Peru.
- Larico, K. M. (2018). *Análisis y diseño estructural de un tanque elevado de concreto armado con capacidad de 2000 m³*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS , Lima.
- M. Das, B. (2016). *Fundamentos de ingeniería en cimentaciones*. Cengage. 7ma edición.
- Magne Ayllón, F. M. (Diciembre de 2008). *Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de ingeniería sanitaria I*. <https://sinia.minam.gob.pe/sites/default/files/siar-puno/archivos/public/docs/1522.pdf>
- Mamani, E. V. (2020). *Evaluación de la distribución de agua potable del reservorio R4, sector II-B zona media de la Ciudad de Juliaca*. Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez. <https://repositorio.uancv.edu.pe/items/b58b720d-a0d5-4322-a221-7e0d805ab465>
- Martinez Cahui, H. (2019). *Evaluacion del Comportamiento Sísmico de un Reservorio Elevado de Concreto Armado de Cuba de Sección Circular y rectangular, Aplicando la Normativa Norteamericana - Tacna 2019*. Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Privada de Tacna, Tacna, Peru. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20,500,12969/830>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú, (. (2009). *OS,050 – Redes de distribución de agua para consumo humano*. https://www.saludarequipa.gob.pe/desa/archivos/Normas_Legales/saneamiento/OS,050.pdf

- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, o. (2018). *Norma E020 - Cargas*. Lima, Peru. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2016). *Norma Técnica OS,030 – Almacenamiento de agua para consumo humano*. Lima, Peru. <https://www.gob.pe/institucion/munisantamariadelmar/informes-publicaciones/2619684-os-030-almacenamiento-de-agua-para-consumo-humano>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica OS,030: Almacenamiento de agua para consumo humano*. https://www.saludarequipa.gob.pe/desa/archivos/Normas_Legales/saneamiento/OS,030.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E,030: Diseño sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Norma Técnica E,060: Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E,050: Suelos y Cementación*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- MVCS. (2006). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NORMA OS,100 ,CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA. *En Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*. Lima, Peru. <https://www.gob.pe/institucion/munisantamariadelmar/informes-publicaciones/2619691-os-100-consideraciones-basicas-de-diseno-de-infraestructura>
- Nazari, A. (2009). *Seismic response of reinforced concrete elevated water towers*. Tesis de Maestría en Ciencias Aplicadas en Ingeniería Civil, Ryerson University, Toronto, Canada.
- Paredes, E. N. (2018). *Análisis de la interacción dinámica líquido-estructura-suelo en el diseño sísmico de reservorios apoyados en la ciudad de Puno*. Tesis de grado, Universidad Nacional Del Altiplano. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20,500,14082/13880>
- Perez Quispe, R. A. (2019). *Diseño de un reservorio circular de almacenamiento de agua potable ubicado en la ciudad de Lima de 2500 m3 de capacidad*. Trabajo de Diplomatura, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru. <https://repositorio.pucp.edu.pe/items/0a87fc31-aa9a-4011-9240-6810932fb562>
- Quispe Apaza, E. B. (2014). *Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600 m3*. Universidad Nacional de San Agustín.
- Quispe Rodriguez, J. (2019). *Diseño y evaluación de un reservorio de 350 m3 tipo fuste con aisladores sísmicos para mejorar el comportamiento estructural ante eventos sísmicos, Lima – 2017*. Tesis para optar el Título Profesional de

- Ingeniero Civil, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrion, Cerro de Pasco, Peru. <http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/1582>
- Quispe, L. A. (2023). *Diseño de un reservorio apoyado de 3500 m3 en la ciudad de Lima, según la nueva versión de la norma ACI 350.3 -20*. UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS , Lima.
- Ramirez Huamani, L. F. (2021). *Análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m3, en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, 2022*. TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL, Callao, Peru. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20,500,12692/88778?>
- Rivera Feijoo, J. R. (1984). *Análisis sísmico de reservorios elevados con estructura cilíndrica de soporte*. Archivo PDF: <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20,500,14076/1197>
- Rodríguez, M. E. (2018). A critical review of current building codes in peru: seismic design (E,030) and RC concrete design (E,060). <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/download/703/541/2145>
- Sedapal. (2010). *Reglamento de elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima Metropolitana y Callao*.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. London.
- Torres Falcon, D. J. (2018). *Evaluacion por Desempeño Sísmico del Comportamiento Estructural de dos Reservorios elevados con soporte tipo marco , Caballococha 2018*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Científica del Peru, Loreto, Peru. <http://repositorio.ucp.edu.pe/items/22e87f24-7c6a-4397-b438-0c21ee66d75a>
- Varas Julca, C. A. (2017). *Comparacion del Comportamiento Dinámico de Reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las Normas Norteamericana y Neozelandesa*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Peru. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20,500,14074/1044>
- Velasquez, A. A. (2020). *Diseño de Reservorio para el Mejoramiento del Sistema de Distribución de Agua Potable en Nuevo Chimbote-Santa-Ancash*. <https://repositorio.uns.edu.pe/handle/20,500,14278/4163?show=full>
- Venegas, O. X. (2021). *Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad nacional de San Martín - tarapoto, Tarapoto , Peru.
- Vidal Parra, G. F. (2007). *Diseño sísmico de un estanque de hormigón armado. comparación del código norteamericano y las recomendaciones neozelandesas*. Informe de Proyecto de Título para Optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile. <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://www.civil.ucsc.cl/investigacion/memorias/gvidal.pdf>
- Villagomez, D. (2009). *Reservorios Tipo Intze para el Sistema de Agua Potable en Iquitos*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Univesidad Católica del Peru, Lima, Peru.

ANEXOS

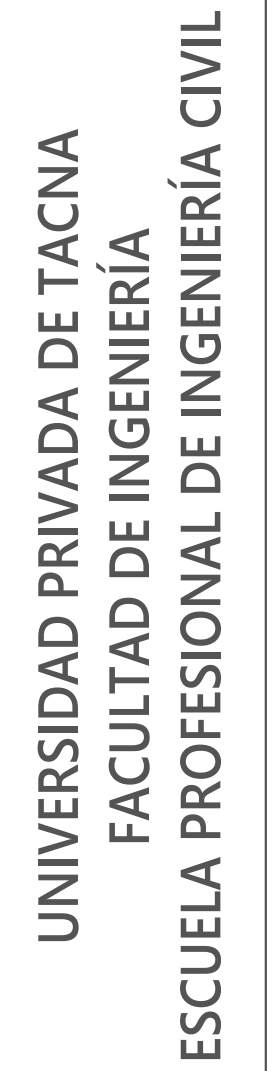
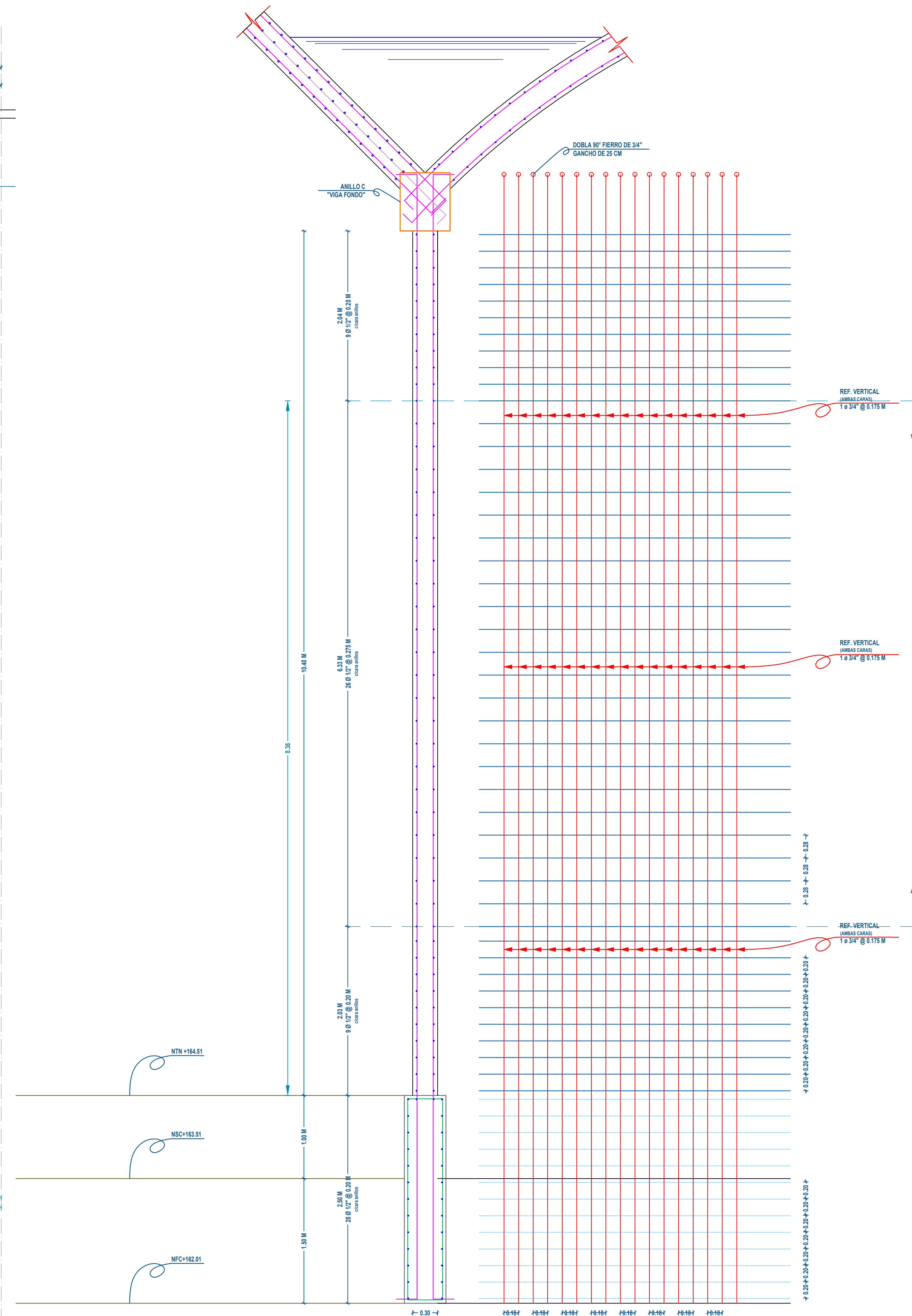
Anexo 1. Matriz de consistencia

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables			
General	General	General	V. Independiente	Dimensiones	Indicadores	Metodología
¿Cuál es el análisis y diseño estructural del reservorio elevado tipo Intze de 1300 m3 para el beneficio de la urbanización Villa Primavera, ¿sector Alto Caliente Negros, Ilo, Moquegua, 2025?	Determinar el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 1300 m3 para el beneficio de la urbanización Villa Primavera, sector Alto Caliente Negros, Ilo, Moquegua, 2025	El reservorio elevado tipo Intze de 1300 m ³ diseñado mediante análisis dinámico con SAP2000 cumplirá con los límites de deriva (0,007) y resistencia establecidos por E.030 y ACI 350.3, garantizando su seguridad estructural ante sismos severos en Ilo (Zona 4), Moquegua, 2025	Reservorio elevado tipo Intze	Capacidad de almacenamiento Condiciones geotécnicas Propiedades mecánicas de los materiales Estabilidad Estructural	Población Futura (hab) Volumen de agua del reservorio (m3) Capacidad portante del suelo (Ton/m ²) Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm ²) Resistencia a la tracción por Flexión (kg/cm ²) Factor de seguridad global (Adimensional)	Tipo de Investigación: Básica
Específicos	Específicos	Específicos	V. Dependiente			
¿Cuál será el predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, estableciendo las dimensiones iniciales de los elementos estructurales principales en función de su capacidad de 1300 m3 y las cargas previstas, para garantizar una configuración adecuada al diseño estructural?	Realizar el predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, estableciendo las dimensiones iniciales de los elementos estructurales principales en función de su capacidad de 1300 m3 y las cargas previstas, para garantizar una configuración preliminar adecuada al diseño estructural	El predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze, realizado en función de su capacidad de almacenamiento y las cargas previstas, permitirá obtener dimensiones preliminares que aseguren una configuración estructural adecuada, garantizando el adecuado diseño estructural		Predimensionamiento de los elementos estructurales	Dimensiones generales de la cuba (m) Dimensiones iniciales de los elementos estructurales (m)	Nivel de Investigación: Aplicativa
¿Cuál será el análisis estructural estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze utilizando la herramienta computacional SAP2000, con el fin de evaluar el comportamiento sísmico del reservorio bajo diferentes escenarios de carga y garantizar su desempeño frente a las condiciones sísmicas de la región?	Realizar el análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze utilizando la herramienta computacional SAP2000, con el fin de evaluar el comportamiento sísmico del reservorio bajo diferentes escenarios de carga y garantizar su desempeño frente a las condiciones sísmicas de la región	El análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze, realizado en la herramienta computacional SAP2000, permitirá evaluar de manera precisa el comportamiento sísmico de la estructura bajo diferentes escenarios de carga, resultando el desempeño adecuado frente a condiciones sísmicas de acuerdo con la región	Diseño estructural	Análisis Sísmico	Periodo de vibración (segundos) Desplazamiento lateral (m)	Población: Reservorios elevados tipo Intze diseñados para almacenamiento de agua potable
¿Cuál será el diseño de los elementos estructurales del reservorio, incluyendo la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, asegurando su resistencia y	Diseñar los elementos estructurales del reservorio, incluyendo la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, asegurando su resistencia y estabilidad,	El diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze, que incluye la cimentación, el sistema de soporte y el tanque elevado, será adecuado para garantizar la resistencia y		Diseño de los elementos estructurales	Esfuerzos internos (Ton/m ²) Cuantías de acero requerido (Adimensional)	Muestra: Reservorio elevado tipo Intze de 1300 m3 para la urbanización

estabilidad; verificando el cumplimiento de las normativas nacionales e internacionales aplicables?	verificando el cumplimiento de las normativas nacionales e internacionales aplicables	estabilidad de la estructura, siempre y cuando se sigan rigurosamente las normativas nacionales e internacionales aplicables, lo que permitirá una adecuada seguridad estructural frente a las cargas y condiciones sísmicas previstas.	Villa Primavera, sector Alto Calienta Negros, Ilo, Moquegua
---	---	---	---

Anexo 2. Planos Estructurales

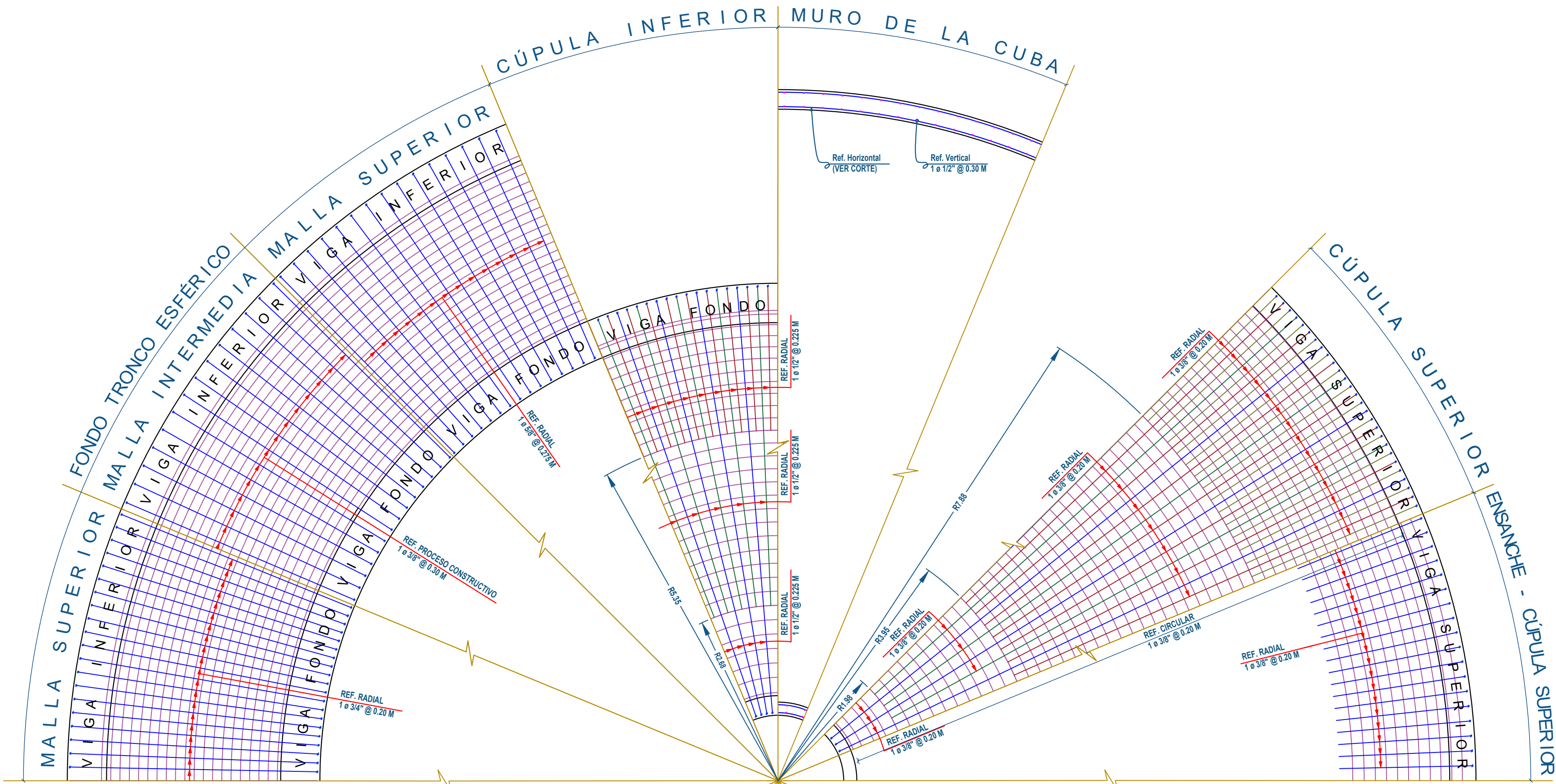
CORTE A-A
ESC: 1/30



INAc

E-01

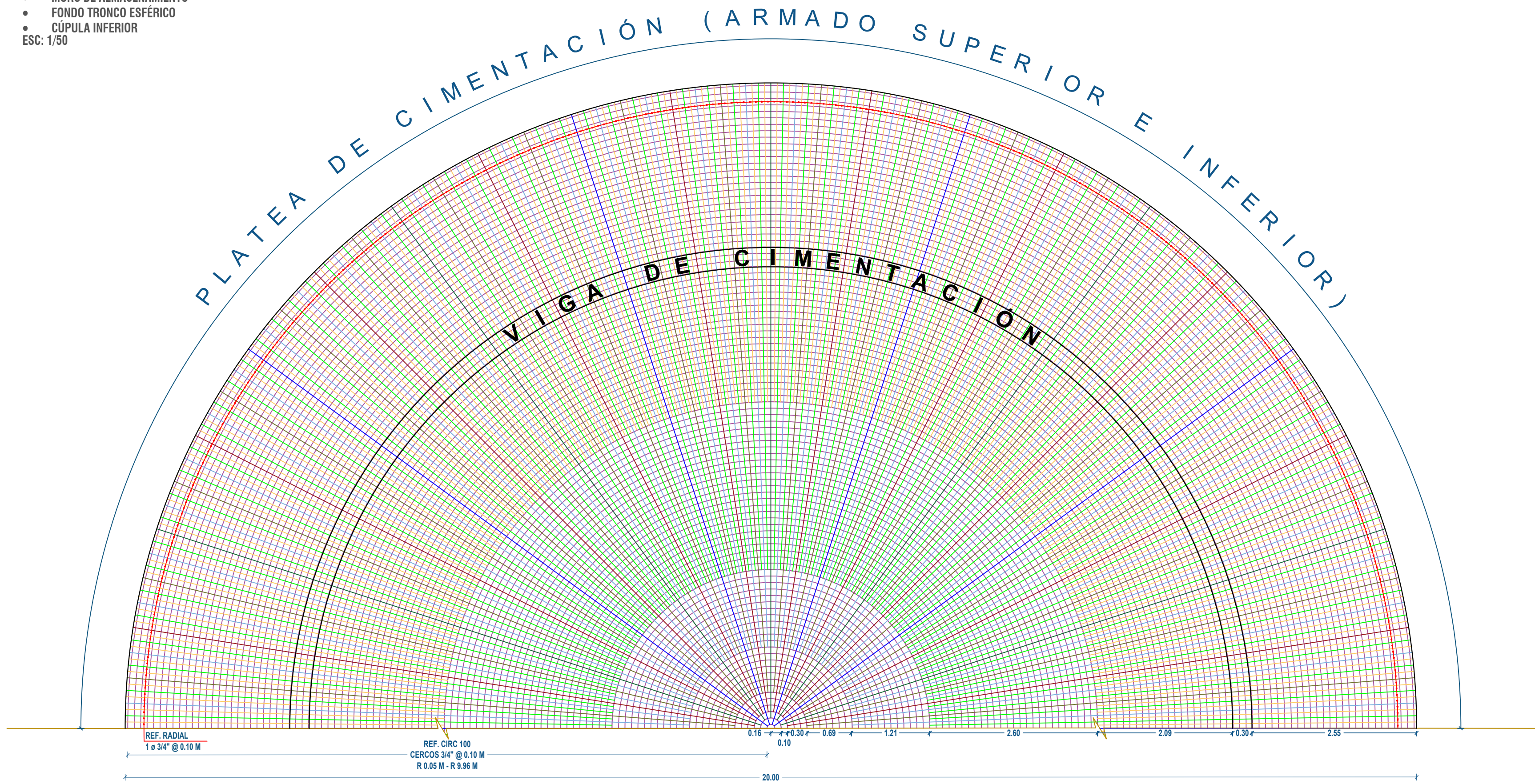
RESERVORIO ELEVADO - ESTRUCTURAS 02



DETALLE DE REFUERZO EN PLANTA DE:

- CÚPULA SUPERIOR
- MURO DE ALMACENAMIENTO
- FONDO TRONCO ESFERICO
- CÚPULA INFERIOR

ESC: 1/50

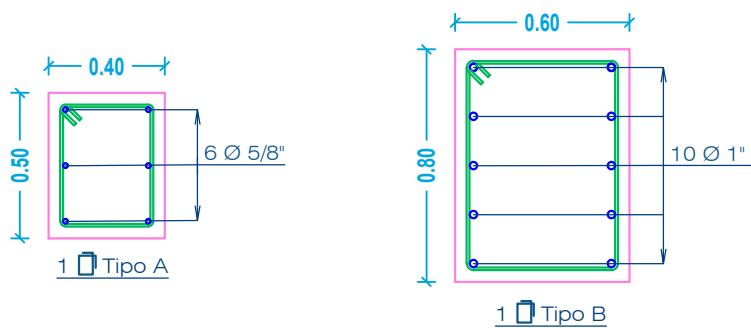


DETALLE DE REFUERZO EN PLANTA DE:

- PLATEA DE CIMENTACIÓN (CARA SUPERIOR E INFERIOR)

ESC: 1/50

CUADRO DE DETALLE DE VIGAS ANILLOS

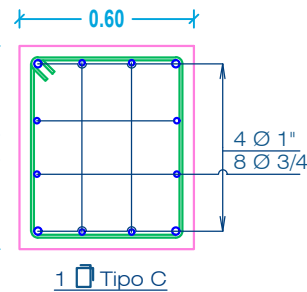


VIGA SUPERIOR

ESC. 1/25

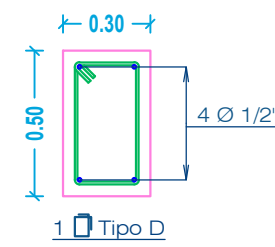
VIGA INFERIOR

ESC. 1/25



VIGA FONDO

ESC. 1/25



VIGA CHIMENEA

ESC. 1/25

VIGA LINTERNA

ESC. 1/25

CUADRO DE DETALLE DE VIGAS ANILLOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	Ø 3/8"	Todo @ 0.20 m en anillo
B	Ø 3/8"	Todo @ 0.25 m en anillo
C	Ø 3/8"	Todo @ 0.16 m en anillo
D	Ø 3/8"	Todo @ 0.20 m en anillo
E	Ø 3/8"	Todo @ 0.05 m en anillo

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO Y CEMENTO:		CONCRETO ARMADO:	
ESTRUCTURAS	=	FC = 280 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• LOSA DE LINTERNA	=	FC = 280 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• COLUMETA DE LINTERNA	=	FC = 280 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• VIGA DE LINTERNA (ANILLO E)	=	FC = 280 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• CÚPULA SUPERIOR	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• VIGA SUPERIOR (ANILLO A)	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• PARED DE ALMACENAMIENTO	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• VIGA INFERIOR (ANILLO B)	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• FONDO TRONCO CÓNICO	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• VIGA FONDO (ANILLO C)	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• CHIMENEA	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• VIGA DE CHIMENEA (ANILLO D)	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• CÚPULA INFERIOR	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• FUSTE	=	FC = 280 KG/CM2	(CEMENTO TIPO I)
• PLATEA DE CIMENTACIÓN	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO V O HS)
• PLATEA DE CIMENTACIÓN	=	FC = 350 KG/CM2	(CEMENTO TIPO V O HS)

REFUERZO:
ACERO CORRUGADO GRADO 60 FY = 4200 KG/CM2

TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE ADOPTADO = 3.96 KG/CM2
TERRENO = ROCA FRACTURADA
NIVEL DE DESPLANTE DE ASENTAMIENTO PERMITIDO = -2.50 M
= 2.54 CM

SOBRECARGAS:
CÚPULA SUPERIOR = 50 KG/M2

RECUBRIMIENTOS:
ELEMENTOS DE SUPERESTRUCTURA = 04.00 CM LIBRES
PLATEA DE CIMENTACIÓN = 07.50 CM LIBRES

ESTRUCTURA (PARÁMETROS SÍSMICOS Y RESULTADOS)
SISTEMA ESTRUCTURAL: = MUROS ESTRUCTURALES
DIRECCIÓN X = MUROS ESTRUCTURALES
DIRECCIÓN Y = MUROS ESTRUCTURALES

ESPECTRO DE RESPUESTA:
FACTOR DE ZONA (Z) = 0.45 (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U) = 1.50 (EDIFICACIÓN ESENCIAL)
TIPO DE SUELO (S) = 1.00 (SUELO MUY RÍGIDO)
PERIODO DE PLATAFORMA (Tp) = 0.40 Seg
PERIODO DE TRANSICIÓN (TL) = 2.50 Seg
FACTOR DE REDUCCIÓN IMPULSIVA (Ri) = 2.25
FACTOR DE REDUCCIÓN CONECTIVO (Rc) = 1.00
C = 2.50 x (Tp/Tl)

PERIODO FUNDAMENTAL (Tn) = 0.121 SEG
PERIODO IMPULSIVO (Ti) = 0.050 SEG
PERIODO CONECTIVO (Tc) = 5.650 SEG

CORTANTE BASAL ESTATICO EN X = 925.60 Ton
CORTANTE BASAL ESTATICO EN Y = 925.60 Ton

JOINT DISPLACEMENTS
X = 0.348 CM
Y = 0.348 CM

DESPLAZ. MAX RELATIVO = 0.000675

RESUMEN CONDICIONES DE CIMENTACION

Z = 0.45 (ZONA 04)
U = 1.50 (EDIFICACIÓN ESENCIAL)
S = 1.00 (SUELO MUY RÍGIDO)
Tp = 0.40 (PERIODO DE PLATAFORMA)
Tl = 2.50 (PERIODO DE TRANSICIÓN)
Ri = 2.25
Rc = 1.00
C = 2.50 x (Tp/Tl)

Tipo de cimentación = PLATEA DE CIMENTACIÓN
Estrato de Apoyo = Estrato 02 (Ver EMS)
Capacidad Portante = 3.96 KG/CM2
TERRENO = Estrato 01 (Superficial)
Nivel de desplante (Di) = Estrato 02 (0.60-3.00 m ROCA IGNEA INTRUSIVA FRACTURADA)
= -2.50 M
ASENTAMIENTO PERMITIDO = 2.54 CM
Agresividad del suelo a la cimentación = Moderado

TRASLAPES Y EMPALMES											ESTRIBOS
Ø	CÚPULA SUPERIOR	VIGA ANILLO SUPERIOR	PARED DE CUBA	VIGA ANILLO INFERIOR	FONDO TRONCO CÓNICO	CHIMENEA	VIGA DE CHIMENEA	CÚPULA INFERIOR	VIGA ANILLO FONDO	FUSTE	
6 MM	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3/8"	40 CM	-	-	-	-	35 CM	35 CM	-	-	40 CM	
1/2"	-	-	50 CM	-	-	-	-	-	50 CM	-	
5/8"	-	65 CM	-	-	-	-	-	-	-	-	
3/4"	-	-	-	-	70 CM	-	-	-	70 CM	-	
1"	-	-	-	95 CM	-	-	-	-	95 CM	-	
No se han permitido empalmes de barras en las zonas de apoyo superior (apogeo) en una longitud de 14 m de las 20 m de la base, según a cada lado de la columna de apoyo.											
Los empalmes "T" en albarote en el fondo central, en empalmes en las 40 m, de la estructura en una misma sección.											
Ø	L	R mm									
6mm.	10 cm.	1.5 cm.									
3/8"	15 cm.	2.0 cm.									

LONGITUD DE DESARROLLO DEL GANCHO ESTANDAR A TRACCIÓN

	Ø	CÚPULA SUPERIOR	PARED DE CUBA	CÚPULA INFERIOR	LONGITUD DE GANCHO
LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHO (Ld)	6 MM	-	-	-	
	3/8"	20 CM	-	-	
	1/2"	-	20 CM	20 CM	
LONGITUD DE GANCHO (Lg)	var.	Segun la E.060, en el Capitulo 7 de Detalles del refuerzo, en el articulo 7.4 Lg = 12 db			



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE

UBICACIÓN:

PROPIETARIO:

FIRMA PROPIETARIO:

RESPONSABLE:

FIRMA RESPONSABLE:

PLANO:

ESTRUCTURAS
RESERVORIO ELEVADO

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

DICIEMBRE 2025

ARCHIVO CAD:

LÁMINA:

E-02