

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN RESERVORIO CIRCULAR DE
2700 M3 APOYADO SOBRE EL SUELO

Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Luis Eduardo Rivera Benavides

ASESOR:

Diego Villagomez Molero

Lima, Septiembre, 2021

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el pre dimensionamiento, análisis y diseño de un reservorio circular de 2 700 m³ apoyado sobre el terreno. El reservorio tiene 25 m de diámetro y una altura de 6.50 m. El terreno se considera del tipo S1 con un módulo de balasto de 2 kg/cm³.

Para el análisis y diseño del reservorio se consideró principalmente las normas de Diseño Sismorresistente E.030, la Norma de Concreto Armado E.060 y el código ACI 350.6 de diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos. El análisis sísmico se realizó considerando el método dinámico con ayuda de las ecuaciones propuestas por Housner (1963). Dentro del análisis se hace la distinción de los modos impulsivo y convectivo. En el diseño se considera factores de durabilidad que amplifican las combinaciones de fuerzas para evitar problemas de fisuración en la estructura que comprometan la hermeticidad de la misma. El diseño en concreto armado de la estructura se realizó considerando las ecuaciones propuestas por la Norma E.060 y los requerimientos propuestos en la norma ACI 350.3.

Como resultado del diseño se obtiene el espesor de 45 cm para las paredes del reservorio, así como para el fondo del mismo. La cúpula se diseñó con un espesor de 7 cm en la parte central y una flecha de 2.80 m. Finalmente, una vez terminado el diseño del reservorio se realiza una verificación de los esfuerzos bajo flexión y tracción directa según los parámetros de la norma ACI 350.3.

En el presente trabajo se concluye que la estructura diseñada es apropiada para el uso requerido y cuenta con dimensiones típicas de elementos estructurales de la misma naturaleza.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	i
TABLA DE ILUSTRACIONES	iv
1. Pre dimensionamiento	1
1.1. Datos de Entrada.....	1
1.2. Dimensionamiento de la cúpula (cubierta).....	1
Cálculo de flecha	1
Geometría de la cúpula	2
1.3. Cálculo de cargas en la cúpula	2
Peso de la Cúpula	2
Fuerzas del Anillo.....	3
1.4. Verificación de esfuerzo por compresión en la Cúpula	3
1.5. Dimensionamiento de la pared cilíndrica.....	4
1.6. Dimensionamiento del anillo.....	4
1.7. Resumen de Pre dimensionamiento	5
Cúpula	5
Paredes, fondo y anillo.....	5
2. Análisis Sísmico.....	6
2.1. Parámetros Sísmicos	6
Factor de uso (U).....	6
Factor de reducción (R)	6
Parámetros Sísmicos elegidos	7
2.2. Comportamiento Dinámico	7
Modo Impulsivo	8
Modo Convectivo	8
2.3. Espectro Sísmico.....	9
Amortiguamiento efectivo (ξ).....	9
Factor de amplificación sísmica (C).....	9
Espectro de Pseudo aceleraciones	10
2.4. Modelo Idealizado en SAP2000	10
Masa Impulsiva	10
Masa Convectiva	11
Periodos de la estructura	12
2.5. Combinación de Cargas	13
2.6. Factores de durabilidad	13
3. Diseño Estructural	14

3.1. Diseño de la cúpula	14
Diseño por flexión	14
Diseño por tracción anular:	15
Diseño por corte:	16
Diseño Final	17
3.2. Diseño del anillo	18
3.3. Diseño de las paredes	19
Diseño por tracción anular	19
Diseño por flexión	21
Diseño Final	22
3.4. Diseño del fondo del reservorio	23
Diseño por flexión	23
Diseño por corte	24
Diseño final	27
3.5. Verificación de fisuración en paredes del reservorio	28
Verificación de esfuerzos por tracción	28
Verificación de esfuerzos por flexión	29
BIBLIOGRAFIA	A
ANEXO	B

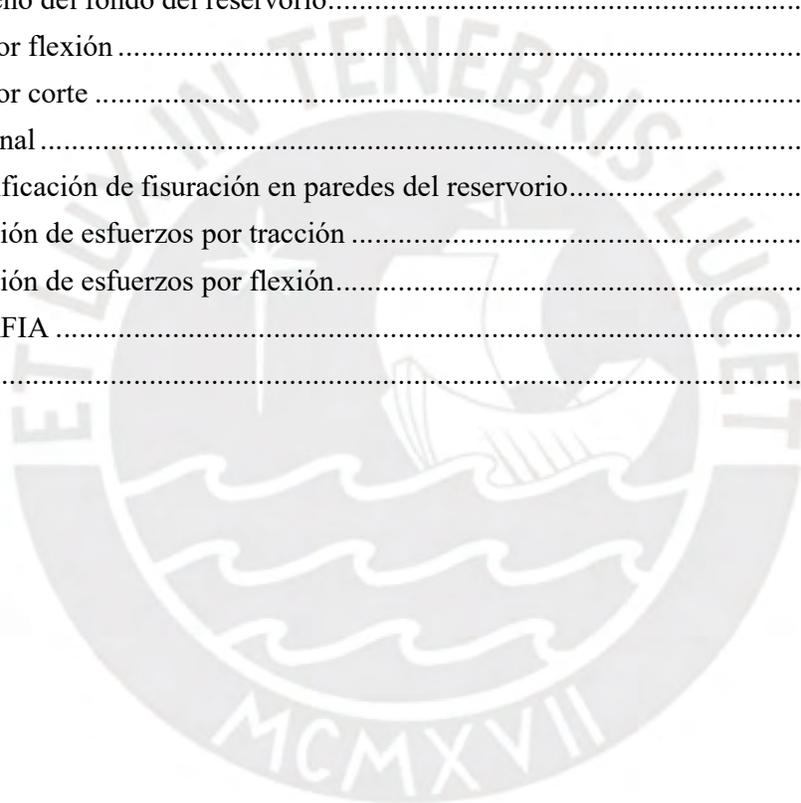


TABLA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1.1 ESQUEMA BÁSICO DE LA GEOMETRÍA DEL RESERVORIO.....	1
ILUSTRACIÓN 1.2 GRAFICO PARA EL CÁLCULO DE LA FLECHA DE LA CÚPULA (ACI SP-28)	2
ILUSTRACIÓN 1.3 GEOMETRÍA DE LA CÚPULA DEL RESERVORIO	3
ILUSTRACIÓN 1.4 ESQUEMA DE FUERZA AXIAL EN LAS PAREDES DEL RESERVORIO	4
ILUSTRACIÓN 1.5 PRE DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO.....	5
ILUSTRACIÓN 2.1 TABLA DE VALORES DE R PARA RESERVORIOS (ACI 350.3-06).....	6
ILUSTRACIÓN 2.2 UBICACIÓN DE MASAS IMPULSIVA Y CONVECTIVA (ACI 350.3-06).....	8
ILUSTRACIÓN 2.3 ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES	10
ILUSTRACIÓN 2.4 ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE RESORTES Y MASA CONVECTIVA	11
ILUSTRACIÓN 2.5 PERIODO IMPULSIVO DE LA ESTRUCTURA	12
ILUSTRACIÓN 2.6 PERIODO CONVECTIVO DE LA ESTRUCTURA	12
ILUSTRACIÓN 3.1 DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LA CÚPULA (M22).....	14
ILUSTRACIÓN 3.2 DIAGRAMA DE FUERZA DE TRACCIÓN EN LA CÚPULA (F11)	15
ILUSTRACIÓN 3.3 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE EN LA CÚPULA.....	16
ILUSTRACIÓN 3.4 PLANO FINAL DE LA TAPA DEL RESERVORIO.....	17
ILUSTRACIÓN 3.5 FUERZAS AXIALES EN EL ANILLO	18
ILUSTRACIÓN 3.6 DISEÑO FINAL DEL ANILLO	19
ILUSTRACIÓN 3.7 TRACCIÓN ANULAR EN LAS PAREDES DEL RESERVORIO	20
ILUSTRACIÓN 3.8 MOMENTO M22 EN LA BASE DEL RESERVORIO.	21
ILUSTRACIÓN 3.9 DISEÑO FINAL DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO	22
ILUSTRACIÓN 3.10 MOMENTOS EN LA BASE DEL RESERVORIO (M11)	23
ILUSTRACIÓN 3.11 MOMENTOS EN LA BASE DEL RESERVORIO (M22)	24
ILUSTRACIÓN 3.12 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN EL FONDO DE LOSA (V13)	25
ILUSTRACIÓN 3.13 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN EL FONDO DE LOSA (V23)	26
ILUSTRACIÓN 3.14 PLANO FINAL DEL FONDO DEL RESERVORIO.....	27
ILUSTRACIÓN 3.15 FUERZAS DE TRACCIÓN EN SERVICIO.....	28
ILUSTRACIÓN 3.16 MOMENTOS FLECTORES EN SERVICIO	29

1. Pre dimensionamiento

1.1. Datos de Entrada

El presente proyecto consta en el diseño de un reservorio circular apoyado sobre el terreno. En la ilustración 1.1 se muestra un esquema del mismo, en la ilustración se acota las siguientes dimensiones que lo caracterizan:

- D = Diámetro del reservorio
- H_w = Altura del reservorio
- H_L = Altura del tirante de agua
- W_L = Volumen total del requerido para el reservorio

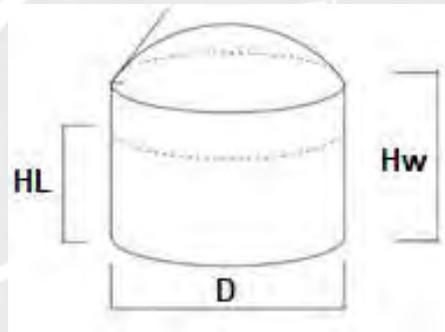


Ilustración 1.1 Esquema básico de la geometría del reservorio

En el presente trabajo se tiene los siguientes requerimientos para las dimensiones del reservorio apoyado sobre el terreno:

$$D = 25 \text{ m}$$

$$H_w = 6.5 \text{ m}$$

$$H_L = 5.5 \text{ m}$$

$$W_L = 2700 \text{ m}^3$$

1.2. Dimensionamiento de la cúpula (cubierta)

Cálculo de flecha

A partir del diámetro del reservorio cilíndrico, el ACI SP-28 da una relación óptima f/D para la cúpula.

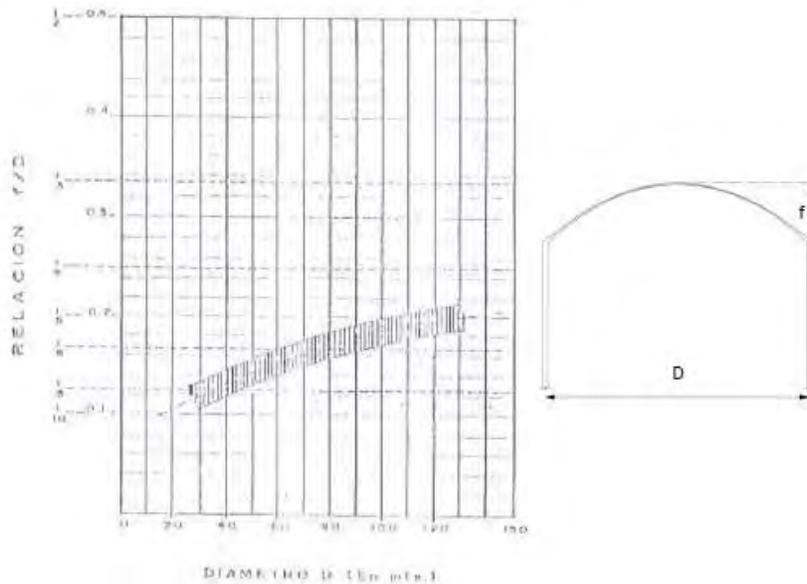


Ilustración 1.2 Gráfico para el cálculo de la flecha de la cúpula (ACI SP-28)

De la gráfica se obtiene la siguiente relación con la cual se obtiene la dimensión de la flecha para la cúpula.

$$f = \frac{D}{9} = \frac{25}{9} \approx 2.80 \text{ m}$$

Geometría de la cúpula

Por relaciones geométricas, se puede hallar el radio del casquete esférico y el ángulo

$$r = \frac{f^2 + D^2/4}{2f} = \frac{2.8^2 + 25^2/4}{2 * 2.80} = 29.3 \text{ m}$$

$$\alpha_4 = \tanh^{-1} \left(\frac{D/2}{r - f} \right) = \tanh^{-1} \left(\frac{25/2}{29.3 - 2.8} \right) = 25.25^\circ$$

Finalmente, se requiere asumir un espesor en la cúpula. Valores adecuados están entre 5 y 10cm, son espesores bajos puesto que la contra flecha ayuda mucho a controlar los efectos de flexión. Se decidió utilizar un espesor de 7.5 cm.

1.3. Cálculo de cargas en la cúpula

Peso de la Cúpula

El peso de la cúpula se calcula considerando el peso propio de la cúpula, el peso del piso terminado sobre la cúpula y una sobre carga uniforme.

$$P_1 = 2\pi r f (Pp + Pt + s/c) = 2\pi * 29.3 * 2.8(2.4 * 0.07 + 0.10 + 0.05) \approx 164 \text{ ton}$$

Fuerzas del Anillo

Las fuerzas actuantes sobre el anillo del reservorio son producto de peso de la estructura y la sobre carga. Las cargas actuantes se muestran la ilustración 1.3. en esta se descompone las fuerzas según el tipo de acción sobre la sección del anillo.

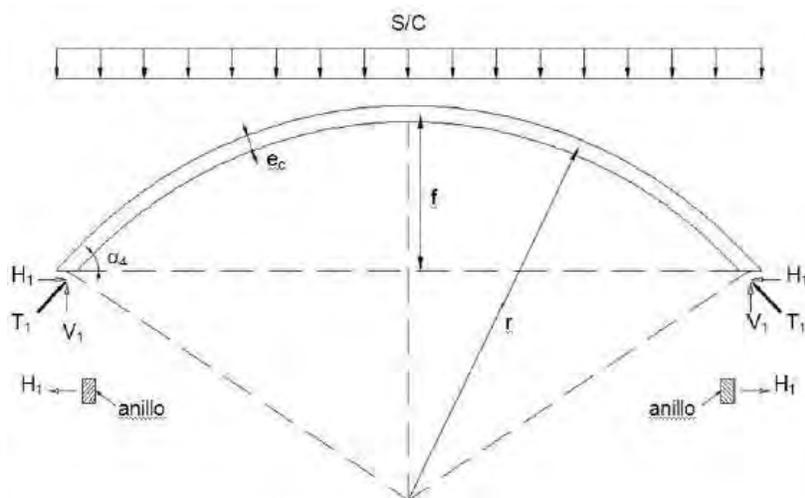


Ilustración 1.3 Geometría de la cúpula del reservorio

A continuación, se muestra las cargas presentes en el caso de estudio del presente documento:

$$V_1 = \frac{P_1}{\pi D} = \frac{164}{\pi * 25} = 2.09 \text{ ton/m}$$

$$T_1 = \frac{V_1}{\sin \alpha_4} = \frac{2.09}{\sin 25.25^\circ} = 4.90 \text{ ton/m}$$

$$H_1 = T_1 \cos \alpha_4 = 4.90 \cos 25.25^\circ = 4.43 \text{ ton/m}$$

1.4. Verificación de esfuerzo por compresión en la Cúpula

La cúpula está expuesta a cargas en compresión, por lo que se requiere verificar que no supere el esfuerzo admisible en compresión del 45% de la resistencia de compresión del concreto ($f'c$)

$$\frac{T_1}{e_c} \leq 0.45 f'c$$

$$\frac{4.90 \text{ ton/m}}{0.07 \text{ m}} \leq 0.45 * 28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$7.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 12.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

1.5. Dimensionamiento de la pared cilíndrica

El agua genera tracción en la pared cilíndrica que la contiene, esta fuerza se calcula a partir de un análisis computacional, sin embargo, para el pre dimensionamiento se aproxima las fuerzas actuantes mediante la siguiente expresión:

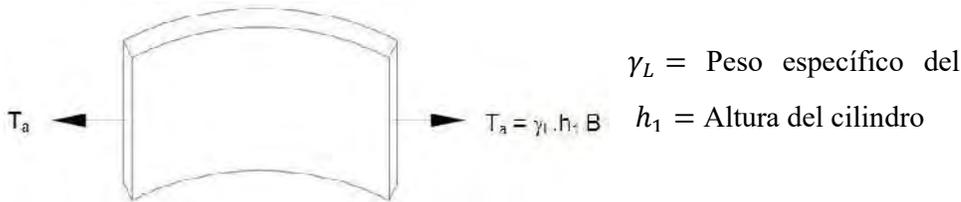


Ilustración 1.4 Esquema de fuerza axial en las paredes del reservorio

Con la expresión mostrada se obtuvo la siguiente fuerza de tracción aproximada. Esta se utilizará para calcular el espesor de la pared del reservorio.

$$T_a = \gamma_L * H * D/2 = 1 * 6.5 * 25/2 = 81.25 \text{ ton/m}$$

El espesor de la pared cilíndrica se halla de tal forma que el esfuerzo aplicado en tracción generada por el agua sea menor al esfuerzo admisible en tracción (f_t). Se considera el esfuerzo admisible de tracción como el 10% la resistencia nominal a la compresión. Al valor obtenido se agrego 16 cm debido a la omisión de consideraciones sísmicas en este análisis preliminar.

$$e_{pc} = \frac{T_a}{f_t} = \frac{T_a}{0.1 * f'_c} = \frac{81.25}{0.1 * 0.28} = 29 \text{ cm} \rightarrow e_{pc} = 45 \text{ cm}$$

1.6. Dimensionamiento del anillo

Las fuerzas de gravedad aplicadas en la cubierta hacen que las esquinas se desplacen hacia afuera, el anillo sirve para evitar este desplazamiento. Para limitar este desplazamiento el anillo debe ser capaz de resistir la fuerza de tracción H1 sobre la sección del mismo.

Con este objetivo se busca que el área del anillo sea tal que el esfuerzo aplicado por la fuerza H1 sea menor al esfuerzo admisible en tracción.

$$Aa_1 = \frac{H_1 * D/2}{f_t} = \frac{4.43 * 25/2}{0.1 * f'_c} = 1978 \text{ cm}^2$$

$$Aa_1 = 45 * 55 = 2475 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se recomienda que el espesor del anillo sea mayor que el espesor de la pared cilíndrica en 10 o 15 cm.

1.7. Resumen de Pre dimensionamiento

Finalmente se presentan las propiedades geométricas del reservorio y las dimensiones obtenidas en esta sección.

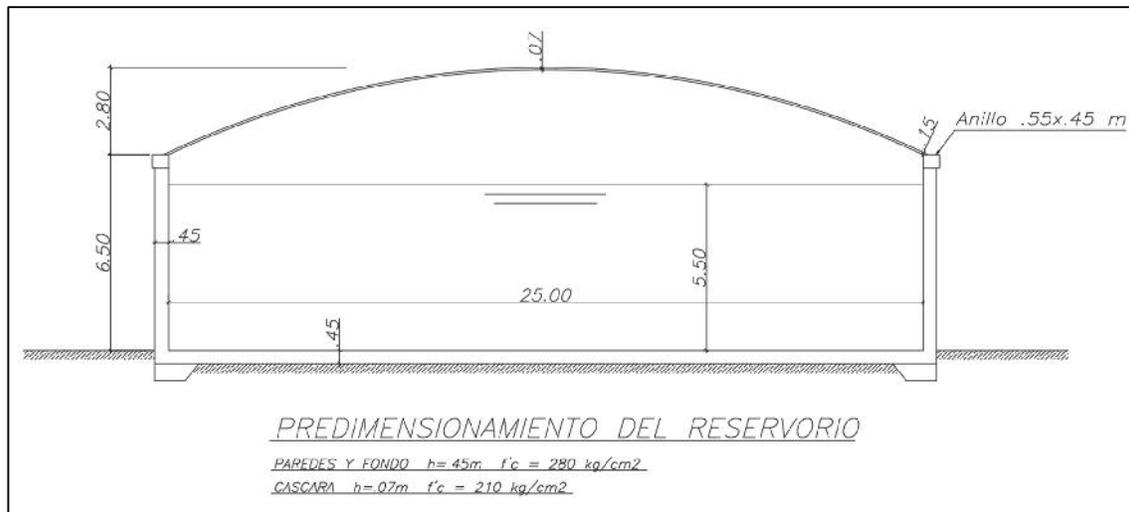


Ilustración 1.5 Pre dimensionamiento del Reservorio

Cúpula

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 2.80 \text{ m}$$

$$e_c = 7 \text{ cm}$$

Paredes, fondo y anillo

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{pc} = 45 \text{ cm}$$

$$Aa_1 = 55 \times 45 \text{ cm}^2$$

2. Análisis Sísmico

2.1. Parámetros Sísmicos

Los efectos sísmicos aplicados sobre el reservorio se definen según la norma E.030 la cual representa la sismicidad local mediante los factores Z, U, C, S y R.

Dentro del sistema conjunto del reservorio y agua contenida se distinguen 2 tipos de masas para las cuales se tendrá distintas consideraciones en el análisis sísmico. Estas masas son la masa convectiva y la masa impulsiva, ambas van asociadas de su respectivo modo de vibración.

El modo convectivo comprende el desplazamiento oscilante del agua bajo cargas sísmicas. El modo impulsivo comprende el desplazamiento del volumen de agua en conjunto con la estructura del reservorio.

Factor de uso (U)

La norma E.030 considera que los reservorios son edificaciones esenciales a las cuales les corresponde el valor de: $U = 1.50$

Factor de reducción (R)

El factor de reducción asociado con la estructura se calcula según la siguiente tabla obtenida de la norma **ACI 350.3-06**:

Tipo de Estructura	R _i		R _c
	Sobre el terreno	Enterrado*	
Tanques con base flexible y anclados a ella	3.25	3.25	1.0
Tanques monolíticos o empotrados a la base	2.0	3.0	1.0
Tanques con base flexible y anclados a ella**	1.5	2.0	1.0
Reservorios Elevados	2.0	-	1.0

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

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

Ilustración 2.1 Tabla de Valores de R para reservorios (ACI 350.3-06)

Para la estructura en cuestión se obtiene los siguientes factores de reducción para los respectivos modos.

$$R_i = 2.00, \quad R_c = 1.00$$

Parámetros sísmicos elegidos

Finalmente se obtiene el resto de los parámetros sísmicos para el reservorio, considerando que se trata de un tanque monolítico apoyado sobre el terreno ubicado en la zona 4 sobre un suelo S1.

$$Z = 0.45g \text{ (Zona 4)}$$

$$U = 1.50 \text{ (Categoría A)}$$

$$S = 1.00 \text{ (Perfil del suelo S1)}$$

$$T_p = 0.40 \text{ s}, \quad T_L = 2.50 \text{ s}$$

$$R_i = 2.00 \quad R_c = 1.00$$

2.2. Comportamiento Dinámico

De las ecuaciones de Housner (1963) se obtienen las siguientes características de las masas impulsiva y convectiva de la estructura. La masa impulsiva considera la masa de la estructura y parte del volumen de agua que acompaña su movimiento. La masa convectiva contempla solo la masa oscilante de agua bajo cargas sísmicas.

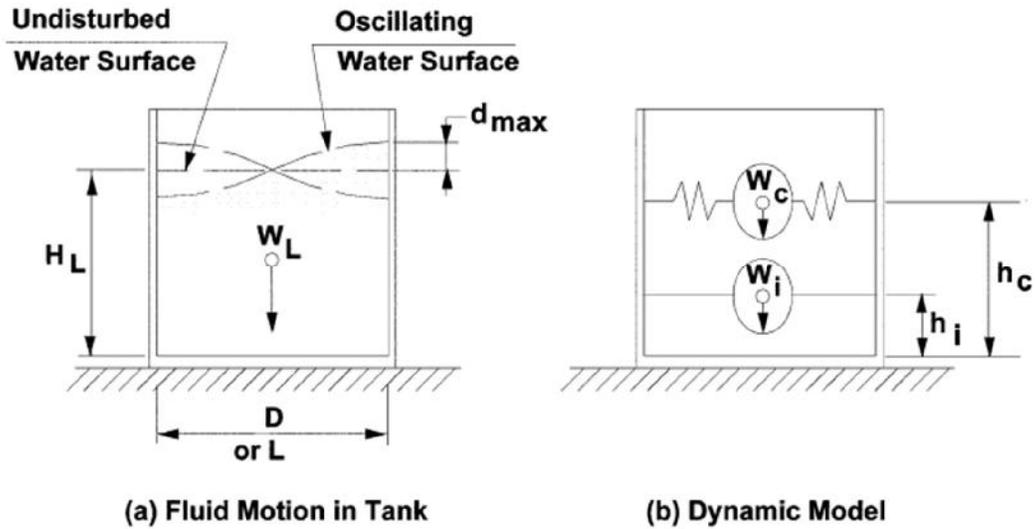


Ilustración 2.2 Ubicación de masas impulsiva y convectiva (ACI 350.3-06)

Modo Impulsivo

Con las ecuaciones propuestas por Housner (1963) se obtiene la masa impulsiva (W_i) y la posición de la resultante de la masa impulsiva (h_i) sobre las paredes del reservorio.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\text{Tanh}\left(\frac{0.866 D}{H_L}\right)}{\frac{0.866 D}{H_L}} = 0.254 \quad \rightarrow \quad W_i = 0.254 W_L = 685.8 \text{ ton}$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333 \quad \rightarrow \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \rightarrow \quad h_i = 0.375 H_L = 2.06 \text{ m}$$

Modo Convectivo

Con las ecuaciones propuestas por Housner (1963) se obtiene la masa convectiva (W_c) y la posición de la resultante de la masa convectiva (h_c) sobre las paredes del reservorio.

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.23 \frac{D}{H_L} \text{Tanh}\left(\frac{H_L}{D}\right) = 0.700 \quad \rightarrow \quad W_c = 0.700 W_L = 1890 \text{ ton}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.68 H_L}{D}\right) - 1}{\frac{3.68 H_L}{D} \text{Senh}\left(\frac{3.68 H_L}{D}\right)} = 0.526 \quad \rightarrow \quad h_c = 0.526 H_L = 2.89 \text{ m}$$

Adicionalmente se puede aproximar el periodo convectivo (T_c) de la estructura, antes del análisis estructural del reservorio.

$$T_c = \frac{2\pi\sqrt{D}}{\sqrt{3.68 * g * \tanh\left(\frac{3.68 H_L}{D}\right)}} = 6.39 \text{ s}$$

Con este periodo y la masa se obtiene la rigidez convectiva asociada al comportamiento de la estructura.

$$K_c = M_c \left(\frac{2\pi}{T_c} \right)^2 = 192.7 \left(\frac{2\pi}{6.39} \right)^2 = 186.3 \text{ ton/m}$$

2.3. Espectro Sísmico

Para la creación del espectro sísmico se considera la variación del amortiguamiento en la estructura y los periodos distintos a presentarse para la masa impulsiva y convectiva.

Amortiguamiento efectivo (ξ)

Modo impulsivo: Esta asociada a la estructura de concreto armado, por ende, su amortiguamiento es el mismo que el de la estructura, se asume un amortiguamiento de $\xi = 5\%$.

Modo convectivo: Asociado a la masa de agua convectiva que se mueve independientemente, ya que el agua no amortigua prácticamente se usa un $\xi = 0.5\%$.

Factor de amplificación sísmica (C)

De manera empírica se aproxima que el amortiguamiento de 0.5% genera una aceleración 1.5 veces mayor a la experimentada por la estructura con amortiguamiento de 5%.

$$Sa(g)_{\xi=0.5\%} = 1.5 Sa(g)_{\xi=5\%}$$

Para el modo impulsivo se tiene la siguiente expresión que determina el espectro de pseudo aceleración que experimentara este modo bajo acción sísmica

$$Sa(g) = \frac{ZUC_i S}{R_i} = \frac{0.45 * 1.50 * C_i * 1.00}{2} = 0.3375 C_i \leftarrow C_i(T_i) = \begin{cases} 2.5, & T_i < T_p \\ \frac{2.5 T_p}{T_i}, & T_p < T_i < T_L \\ \frac{2.5 T_p T_L}{T_i}, & T_L < T_i \end{cases}$$

Para el modo convectivo se tiene la siguiente expresión que determina el espectro de pseudo aceleración que experimentara este modo bajo acción sísmica

$$S_a(g) = \frac{ZUC_c S}{R_c} = \frac{0.45 * 1.50 * C_i * 1.00}{1} = 0.6750 C_c \leftarrow C_c(T_c) = \begin{cases} 2.5, & T_c < T_p \\ \frac{1.5 * 2.5 T_p}{T_i}, & T_p < T_c < T_L \\ \frac{1.5 * 2.5 T_p T_L}{T_i}, & T_L < T_c \end{cases}$$

Espectro de Pseudo aceleraciones

Para la diferenciación de ambas amortiguaciones (ξ) se define un periodo de transición entre ambos espectros, en este caso $T_T = 2.00$ s. Con las ecuaciones mostradas y las consideraciones explicadas se obtiene el siguiente espectro de pseudo aceleraciones:

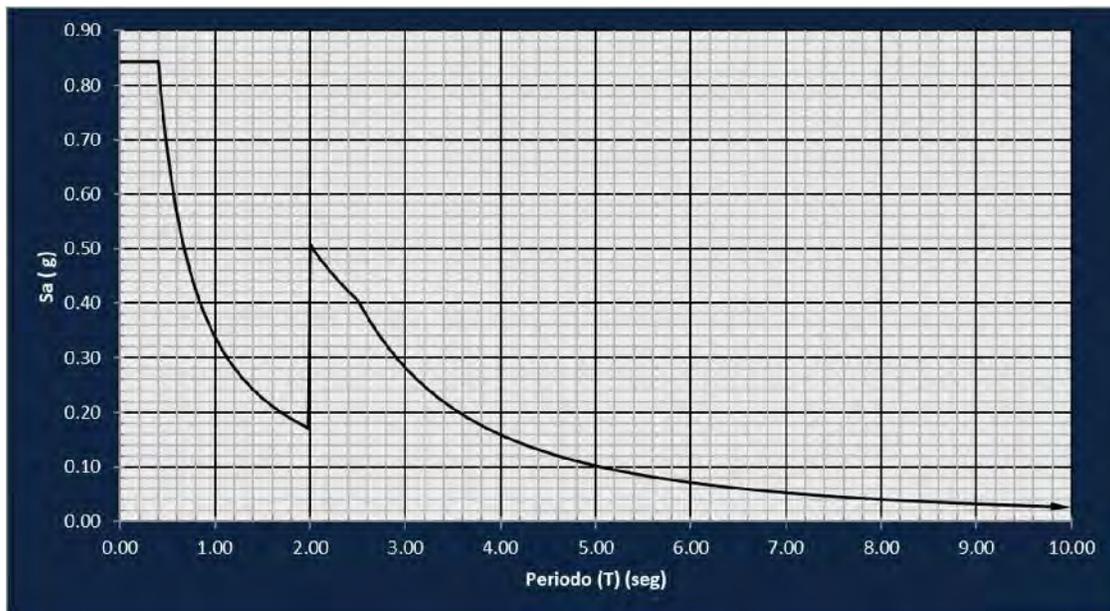


Ilustración 2.3 Espectro de Pseudo aceleraciones

2.4. Modelo Idealizado en SAP2000

Para el análisis dinámico del reservorio es necesario añadir los siguientes datos que representan las masas y sus rigidices:

Masa Impulsiva

La masa impulsiva se añade directamente sobre las paredes del reservorio. Se considera una región de 2.50 m de altura para la distribución de la masa impulsiva. A continuación, se muestra como se distribuyo la masa en zona elegida.

$$M_i = \frac{W_i}{g} = \frac{658.8}{9.81} = 69.90 \frac{\text{ton s}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{M_i}{A_s} = \frac{69.90}{\pi * 25m * 2.50 m} = 0.35 \frac{t * s^2}{m}$$

Masa Convectiva

La masa convectiva se modela por medio de masa concentradas suspendidas según la ilustración 2.4. Las masas concentradas se unen a las paredes con elementos de rigidez lineal definida.

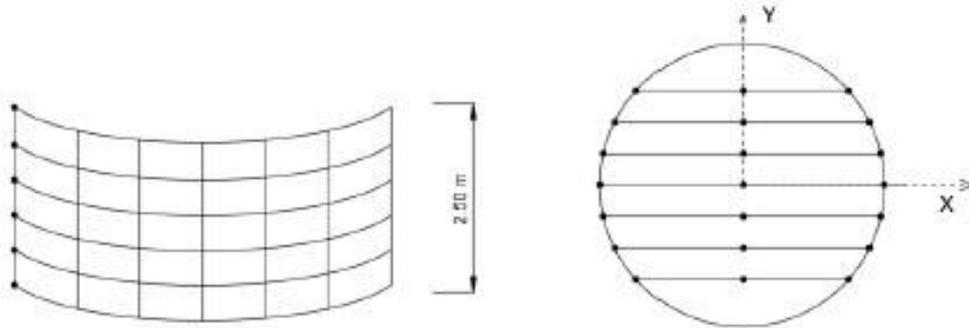


Ilustración 2.4 Esquema de distribución de resortes y masa convectiva

En el presente modelo se distribuye las masas en un total de 42 nudos (6x7) distribuidos en altura y en planta. Para cada nudo se considera la siguiente masa convectiva:

$$M_c = \frac{W_c}{g} = \frac{1890}{9.81} = 192.7 \frac{ton s^2}{m}$$

$$\frac{M_c}{Nro nudos} = \frac{192.7}{42} = 4.59 \frac{t s^2}{m}$$

La representación de la rigidez se realiza por medio de elementos de rigidez lineal que conectan las masas a las paredes del reservorio. En el presente modelo los elementos se calculan considerando secciones rectangulares de concreto armado, a continuación, se muestra el cálculo de las dimensiones de los elementos.

$$Nro Resortes = 2 * Nro nudos = 2 * 42 = 84$$

$$\frac{K_c}{Nro resortes} = \frac{186.3}{84} = 2.22 \frac{t s^2}{m}$$

$$Longitud promedio de resortes = 11.89 m$$

$$A = \frac{K_c * L}{E_c} = \frac{2.22 * 11.89}{2.2 * 10^6} = 0.35 x 0.35 cm^2$$

Periodos de la estructura

Una vez terminado el modelo se obtienen los periodos fundamentales impulsivos y convectivos mostrados en las ilustraciones 2.5 y 2.6.

$$T_i = 0.174 \text{ s}$$

$$T_c = 6.399 \text{ s}$$

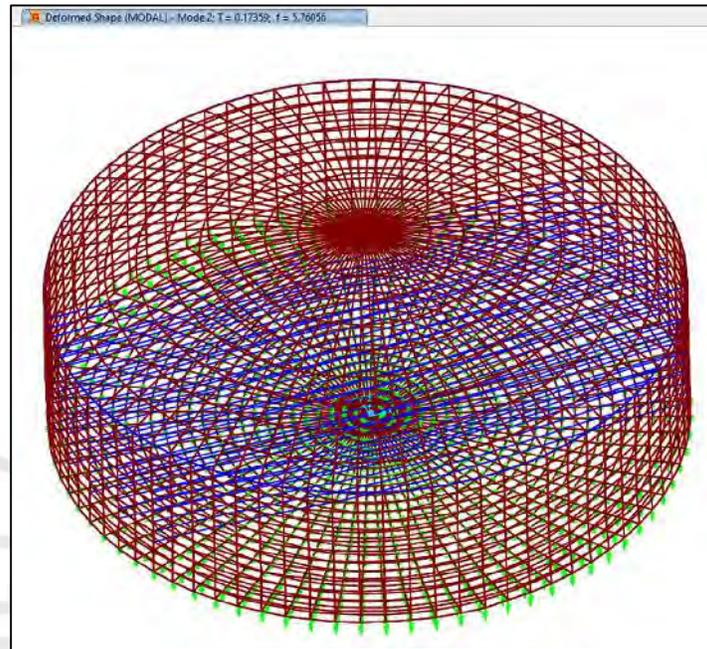


Ilustración 2.5 Periodo Impulsivo de la Estructura

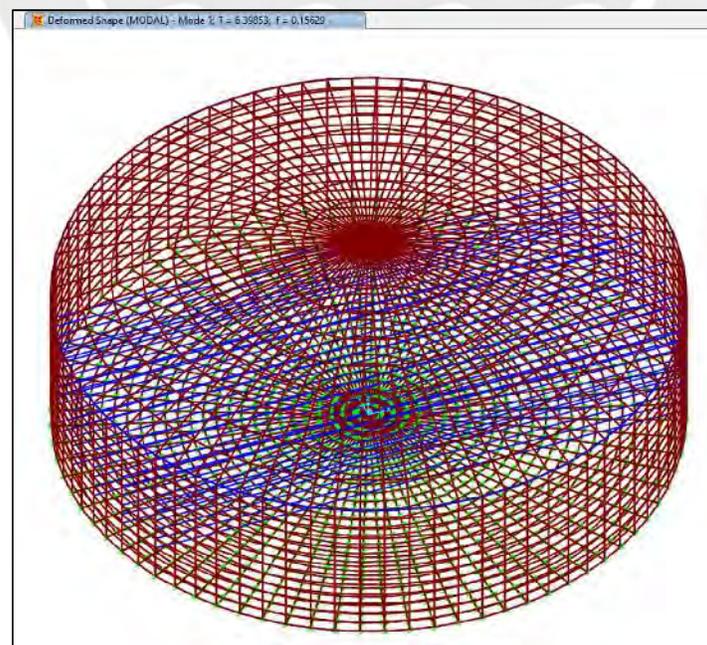


Ilustración 2.6 Periodo Convectivo de la Estructura

Cabe destacar que el periodo convectivo (T_c) es similar al obtenido por las ecuaciones de Housner (1963) con lo cual se valida la asignación de la rigidez convectiva (K_c) asignada al modelo.

2.5. Combinación de Cargas

En el diseño estructural se considera las combinaciones de carga especificadas en el reglamento nacional E.060.

$$U = 1.4(D + A) + 1.7L$$

$$U = 1.25(D + A + L) + S$$

$$U = 0.9(D + A) + S$$

2.6. Factores de durabilidad

Los factores de durabilidad tienen la finalidad de amplificar las cargas a las cuales se somete la estructura, para aumentar el refuerzo necesario en la estructura. Los factores de durabilidad tienen el propósito de reducir la fisuración en los elementos del sistema y así evitar problemas de permeabilidad y filtraciones

Estos factores amplifican las combinaciones de carga según el tipo de esfuerzo a realizarse en la estructura los factores de durabilidad propuestos por el ACI 350-01 son:

- *Compresión* $S_d = 1.00$
- *Flexión* $S_d = 1.30$
- *Corte* $S_d = 1.30$
- *Tracción* $S_d = 1.65$

3. Diseño Estructural

3.1. Diseño de la cúpula

No es requerido amplificar por el factor de durabilidad debido a que la cúpula no está expuesta directamente al agua.

Diseño por flexión

De manera preliminar se calcula el acero mínimo para la cúpula y su respectiva resistencia a momentos para contrastar con los resultados del análisis y ubicar las zonas que requieren mayores cuantías.

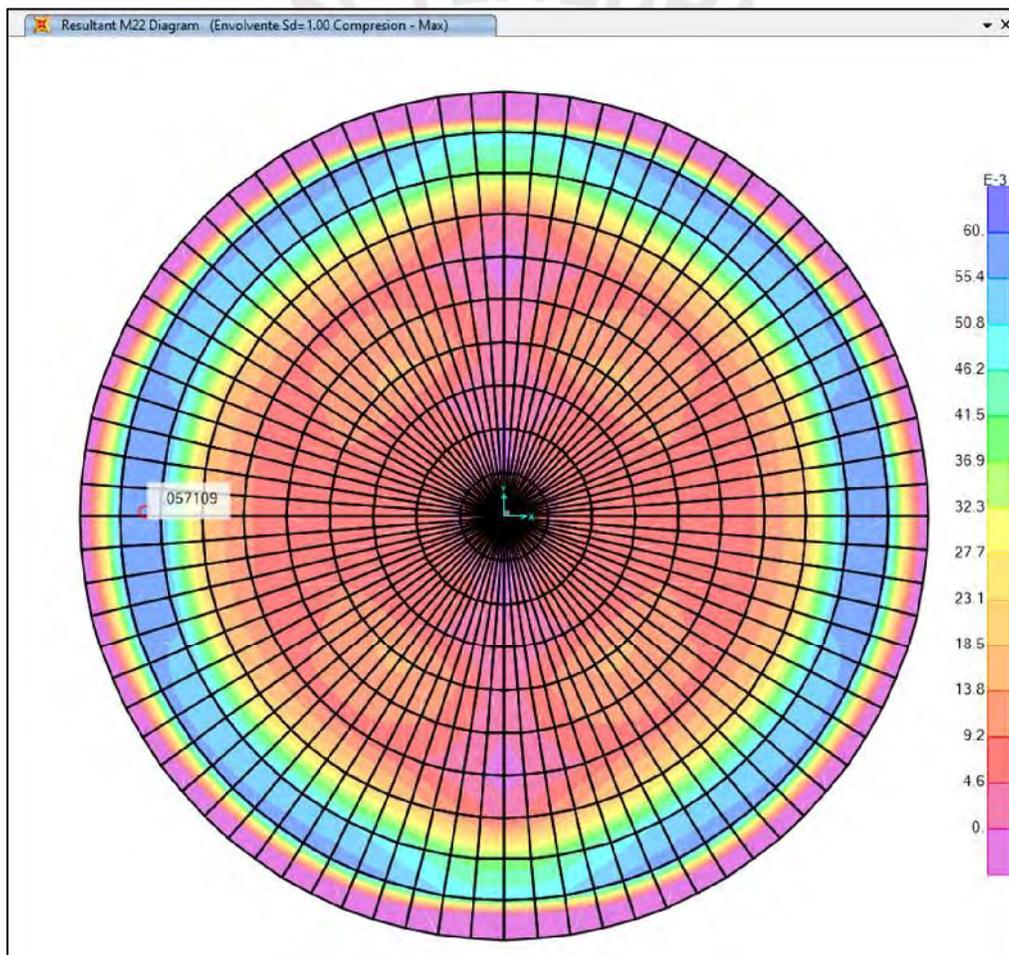


Ilustración 3.1 Diagrama de momentos para la cúpula (M22)

Para la cuantía mínima se considera un espaciamiento máximo es 3 veces el espesor de la cascara.

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$e_c = 7 \text{ cm}$$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * 7 * 100 = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Malla } \phi 8\text{mm}@20 \text{ cm}$$

$$A_{S_{Instalado}} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi M n_{Instalado} = 0.31 \text{ ton} - \text{m}$$

Como se muestra en el grafico los momentos experimentados en la cúpula son muchos menores a los calculados en el anteriormente.

Diseño por tracción anular:

Con la cuantía mínima calculada en la sección anterior se calcula la resistencia a la tracción y se verifica que sea mayor a las demandas de tracción en la cúpula

$$A_{S_{Instalado}} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi T n_{Instalado} = A_s f_y = 2.50 * 4.2 = 10.5 \text{ ton}$$

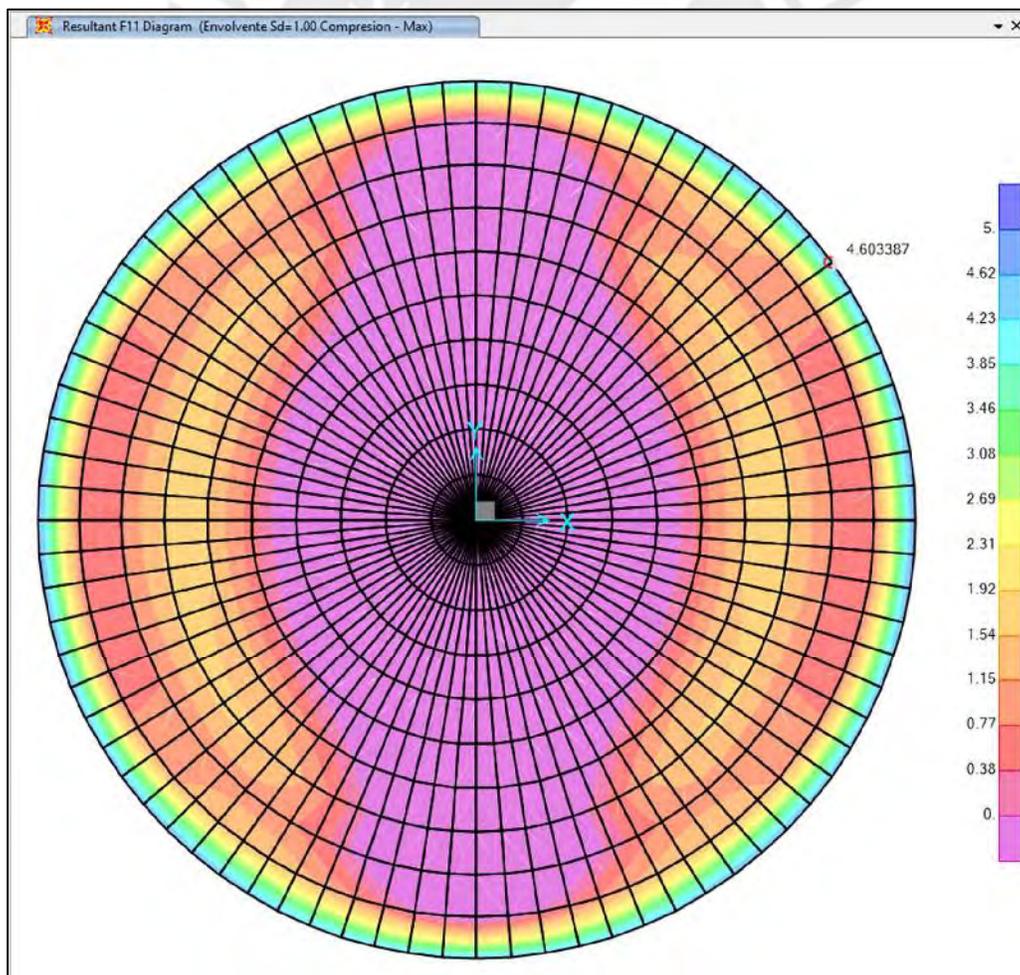


Ilustración 3.2 Diagrama de Fuerza de tracción en la cúpula (F11)

En la ilustración se muestra una fuerza menor a la resistencia obtenida con la colocación de acero mínimo.

$$A_{S_{\text{Instalado}}} = \text{Malla } \phi 8\text{mm}@20 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{Instalado}}} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi T_{n_{\text{Instalado}}} = A_s f_y = 2.50 * 4.2 = 10.5 \text{ ton} > 4.9 \text{ ton}$$

Diseño por corte:

Con el espesor elegido de la cúpula se verifica la suficiencia de la resistencia al esfuerzo cortante.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} b_w d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} 100 * 3.5 = 2.3 \text{ ton}$$

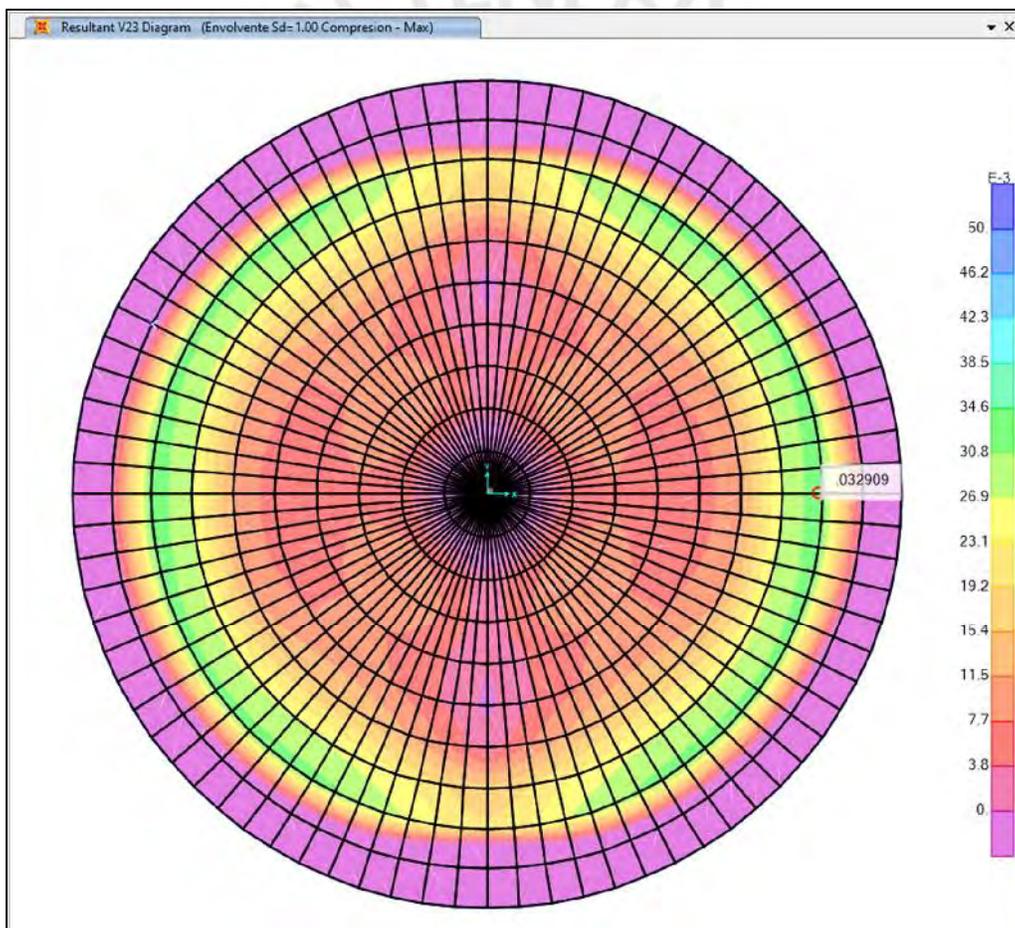


Ilustración 3.3 Diagrama de Fuerza Cortante en la Cúpula

En la ilustración 3.3 se muestra fuerzas menores a la resistencia calculada anteriormente por tanto el espesor de la cúpula es suficiente.

Diseño Final

Finalmente se presenta el armado de la cúpula mostrado en los planos adjuntos con mayor detalle, dentro del mismo se considera la adición de acero polar para obtener mantener el espaciamiento requerido de 20 cm.

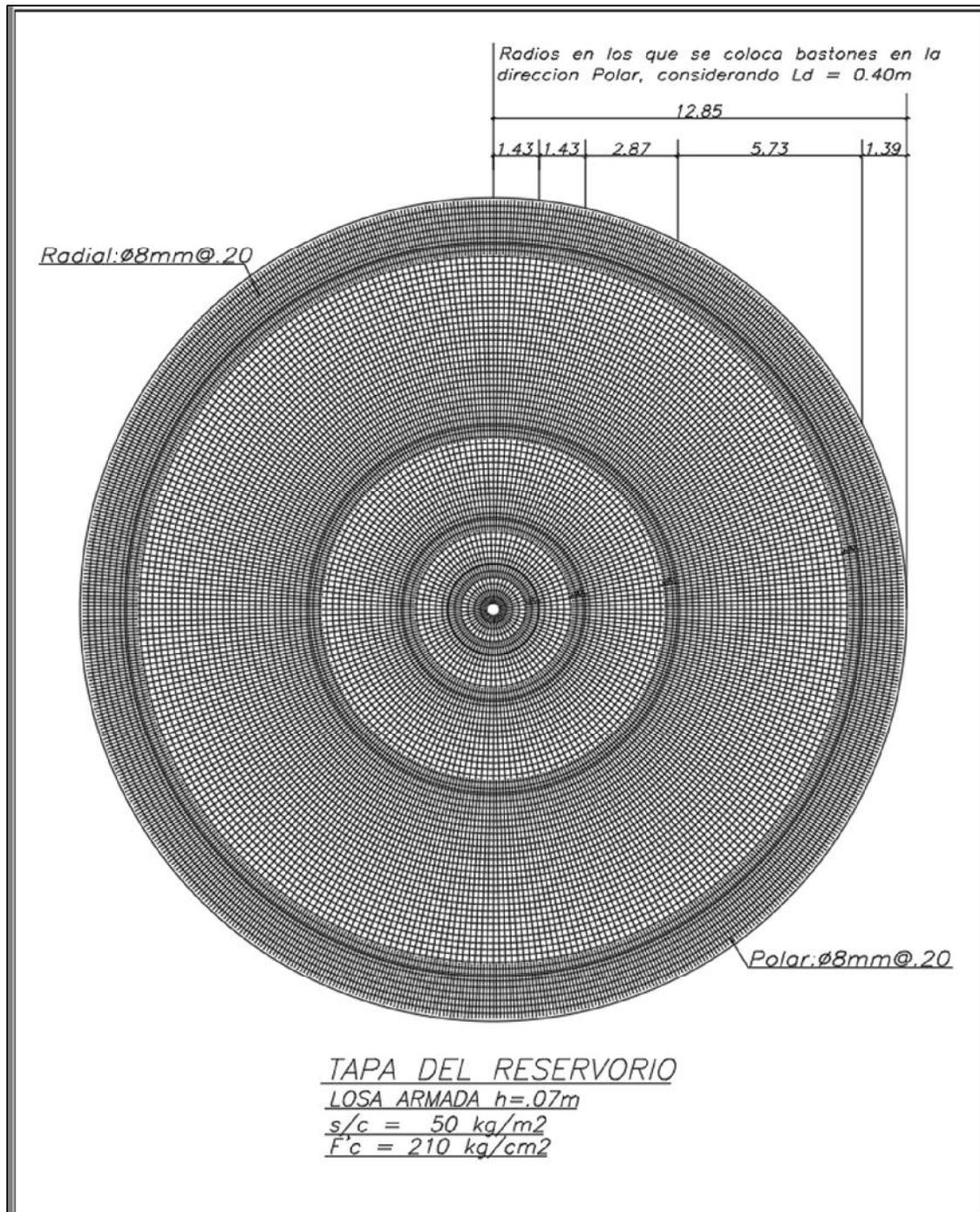


Ilustración 3.4 Plano Final de la tapa del reservorio

3.2. Diseño del anillo

Para el diseño del anillo se considera la amplificación del factor de durabilidad para elementos sometidos tensión.

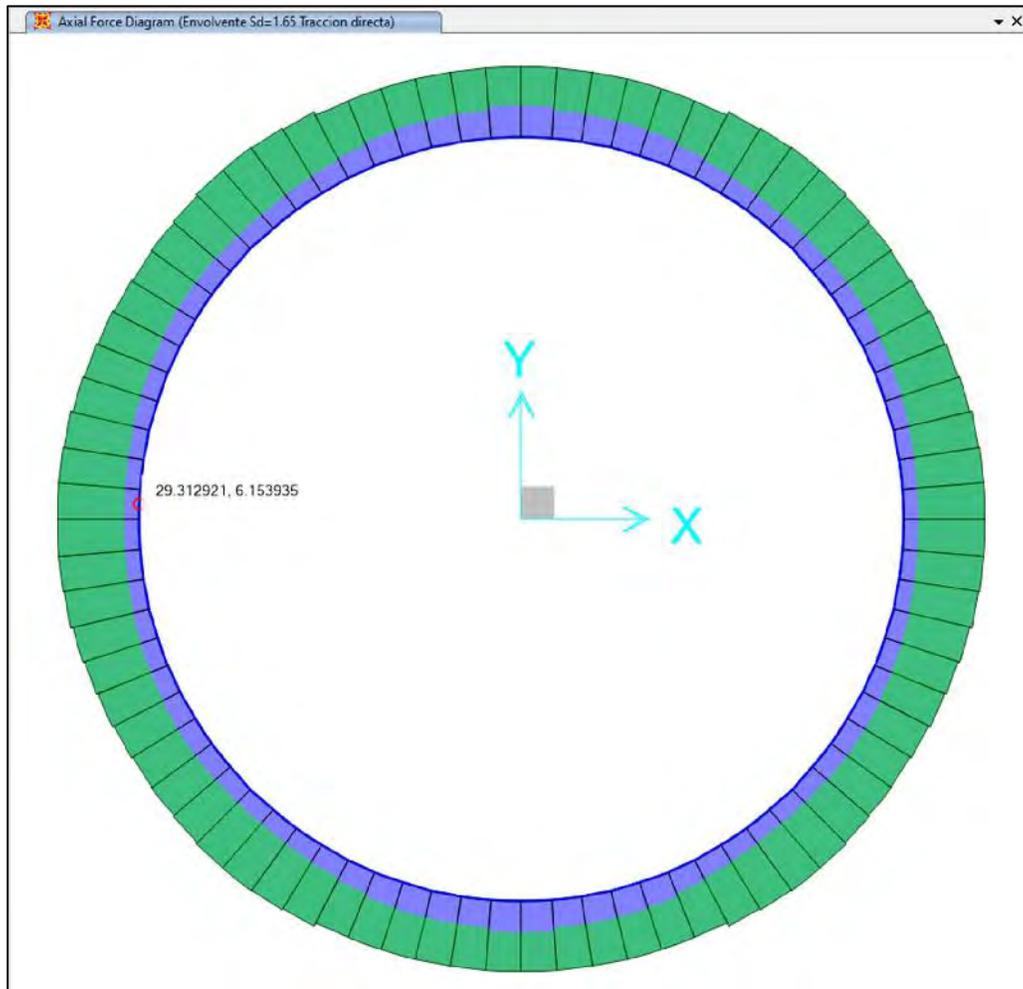


Ilustración 3.5 Fuerzas axiales en el anillo

En la ilustración 3.5 se muestra los resultados del análisis. Con las fuerzas obtenidas se calcula el refuerzo necesario en el anillo

$$Tu = 29 \text{ ton}$$
$$As = \frac{Tu}{\phi fy} = \frac{29}{0.9 * 4.2} = 7.94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 5/8''$$

En cuanto a los estribos estos serán de colocación y se pondrán cada 25 cm solo para facilitar el montaje. En la ilustración 3.6 se muestra el diseño final del anillo.

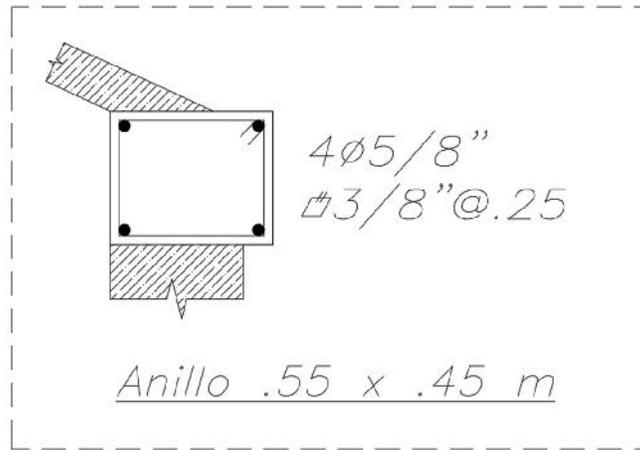


Ilustración 3.6 Diseño final del anillo

3.3. Diseño de las paredes

Para el diseño de las paredes primero se define la cuantía mínima en las mismas, considerando juntas en distancias menores a 9 m se obtiene lo siguiente:

$$\rho_v = 0.003$$

$$e_{pc} = 45 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 0.003 * 45 * 100 = 13.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Doble malla } \phi 5/8" @ 25 \text{ cm}$$

Diseño por tracción anular

Para el diseño por tracción se considerará las zonas más esforzadas en la parte inferior del tanque y luego se bajará el refuerzo en las zonas superiores del tanque. Para las acciones de tracción se usa el factor de durabilidad correspondiente.

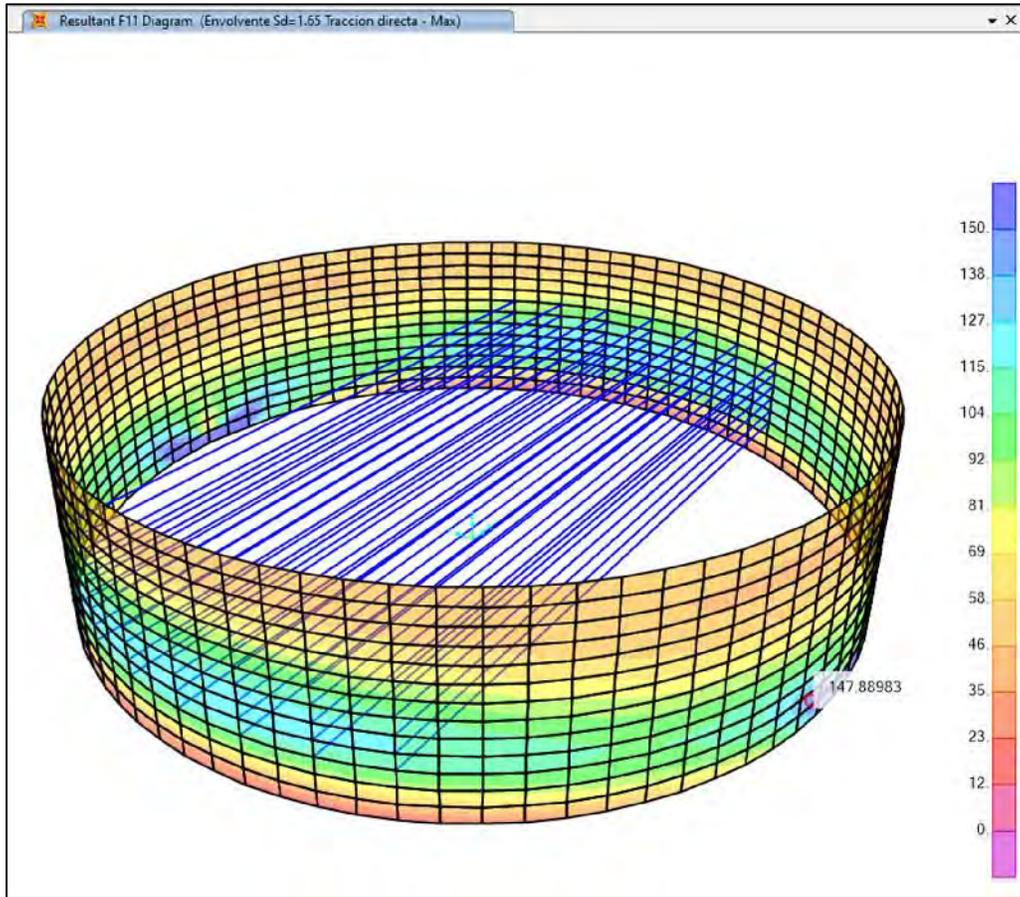


Ilustración 3.7 Tracción Anular en las paredes del reservorio

Se considera que la tracción se aumenta artificialmente en la proximidad de los apoyos, los mismos que no existen en la realidad. Por tanto, se eligió una fuerza razonable con respecto al resto de esfuerzos a tracción en el reservorio.

$$Tu = 150 \text{ ton}$$

$$As = \frac{Tu}{\phi fy} = \frac{150}{0.9 * 4.2} = 39.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 1" @ 25 \text{ cm}$$

Para las zonas menos esforzadas se tiene la siguiente fuerza característica con la cual se obtiene una malla de menor cuantía.

$$Tu = 80 \text{ ton}$$

$$As = \frac{Tu}{\phi fy} = \frac{80}{0.9 * 4.2} = 21.16 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 3/4" @ 25 \text{ cm}$$

Diseño por flexión

En el diseño por flexión se considera los siguientes datos de la sección del reservorio.

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 45 \text{ cm}, \quad d = 39 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 0.003 * 45 * 100 = 13.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Doble malla } \phi 5/8" @ 25 \text{ cm}$$

Para el diseño por flexión se considera el factor de durabilidad definido para flexión. En el tanque en las zonas inferior del tanque se tiene una mayor concentración de esfuerzos.

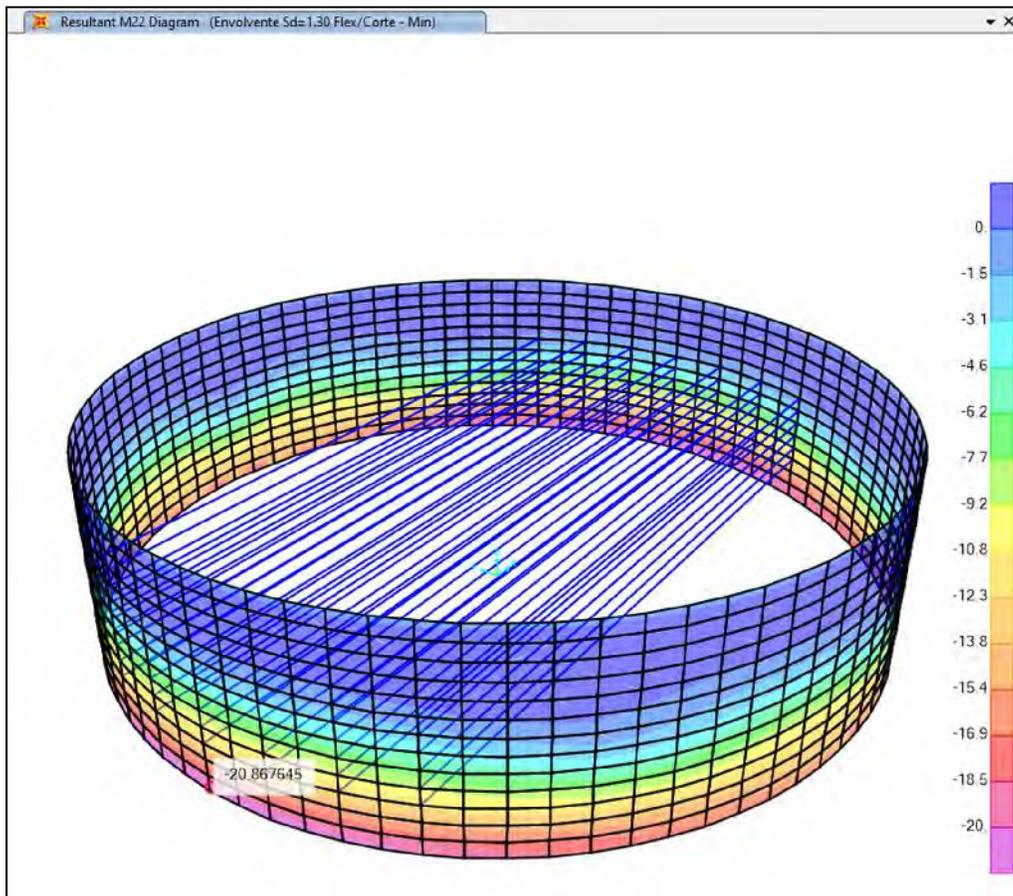


Ilustración 3.8 Momento M22 en la base del reservorio.

Una vez definida la malla mínima se calcula el refuerzo adicional necesario para soportar el momento crítico en la base del tanque, de la ilustración 3.8 se obtienen las mayores demandas

$$M_u = 21 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 13.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{instalado}} = \phi 5/8" @ 25 \text{ cm} + \phi 5/8" @ 25 \text{ cm}$$

$$A_{s_{instalado}} = 16.00 \text{ cm}^2$$

En la zona superior del reservorio se mantendrá la malla mínima calculada. Según la distribución de esfuerzos en las paredes se decide la altura del corte del refuerzo

Diseño Final

Finalmente se presenta el armado de la pared mostrado en los planos adjuntos con mayor detalle, dentro del mismo se considera la adición de bastones.

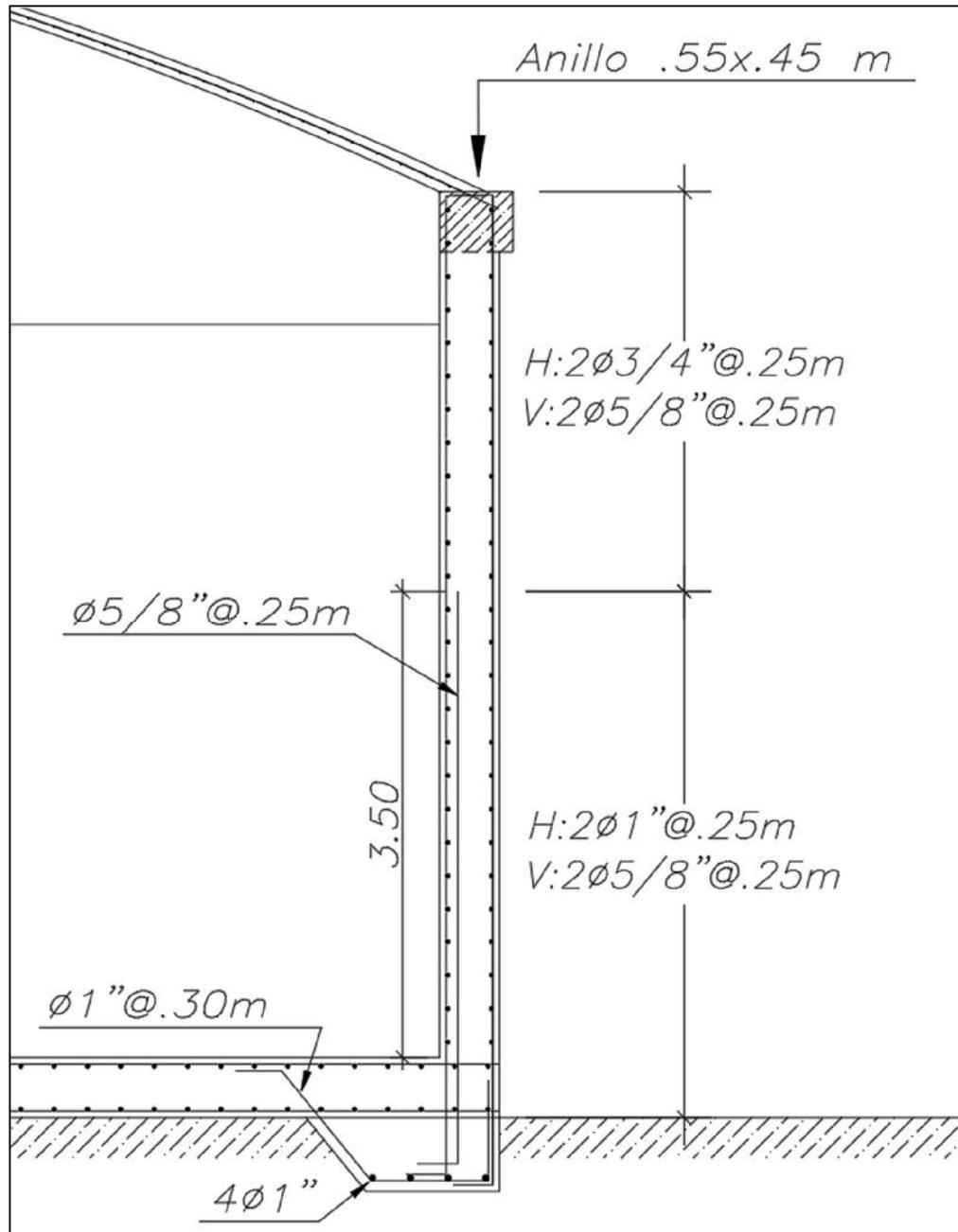


Ilustración 3.9 Diseño final de las paredes del reservorio

3.4. Diseño del fondo del reservorio

Diseño por flexión

De manera preliminar se calcula el acero mínimo en el fondo del reservorio y su respectiva resistencia a momentos para contrastar con los resultados del análisis y ubicar las zonas que requieren mayores cuantías.

$$\rho_{min} = 0.005$$

$$A_{S_{min}} = 0.005 * 45 * 100 = 22.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Doble malla } \phi 3/4" @ 25 \text{ cm}$$

$$A_{S_{Instalado}} = 11.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi M_{n_{Instalado}} = 16.30 \text{ ton} - \text{m}$$

Tal como se muestra en las ilustraciones 3.10 y 3.11 las demandas son menores a la resistencia con cuantía mínima por lo tanto se arma el fondo del reservorio con cuantía mínima.

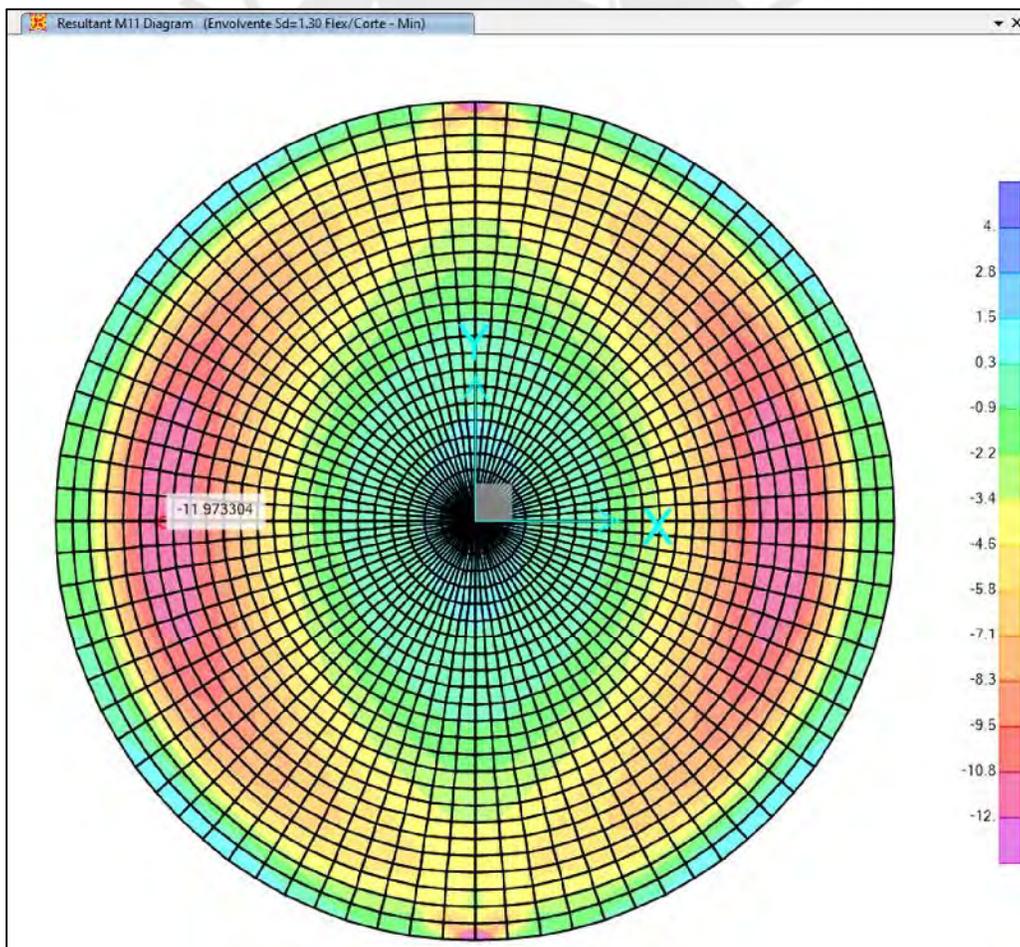


Ilustración 3.10 Momentos en la base del reservorio (M11)

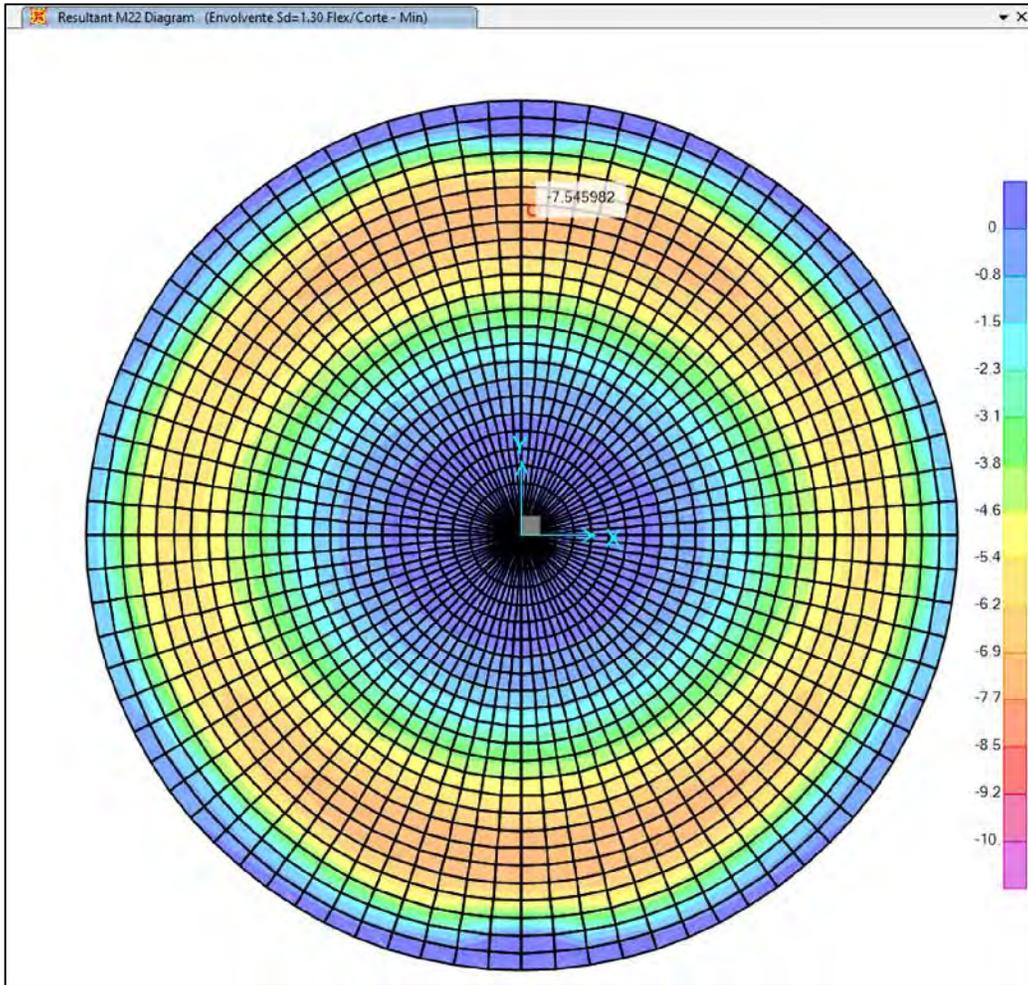


Ilustración 3.11 Momentos en la base del reservorio (M22)



Diseño por corte

Con el espesor elegido de la cúpula se verifica la suficiencia de la resistencia al esfuerzo cortante.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} bw d = 0.85 * 0.53 \sqrt{280} 100 * 39 = 29.4 \text{ ton}$$

En la ilustración 3.12 y 3.13 se muestra fuerzas menores a la resistencia calculada anteriormente por tanto el espesor de la cúpula es suficiente.

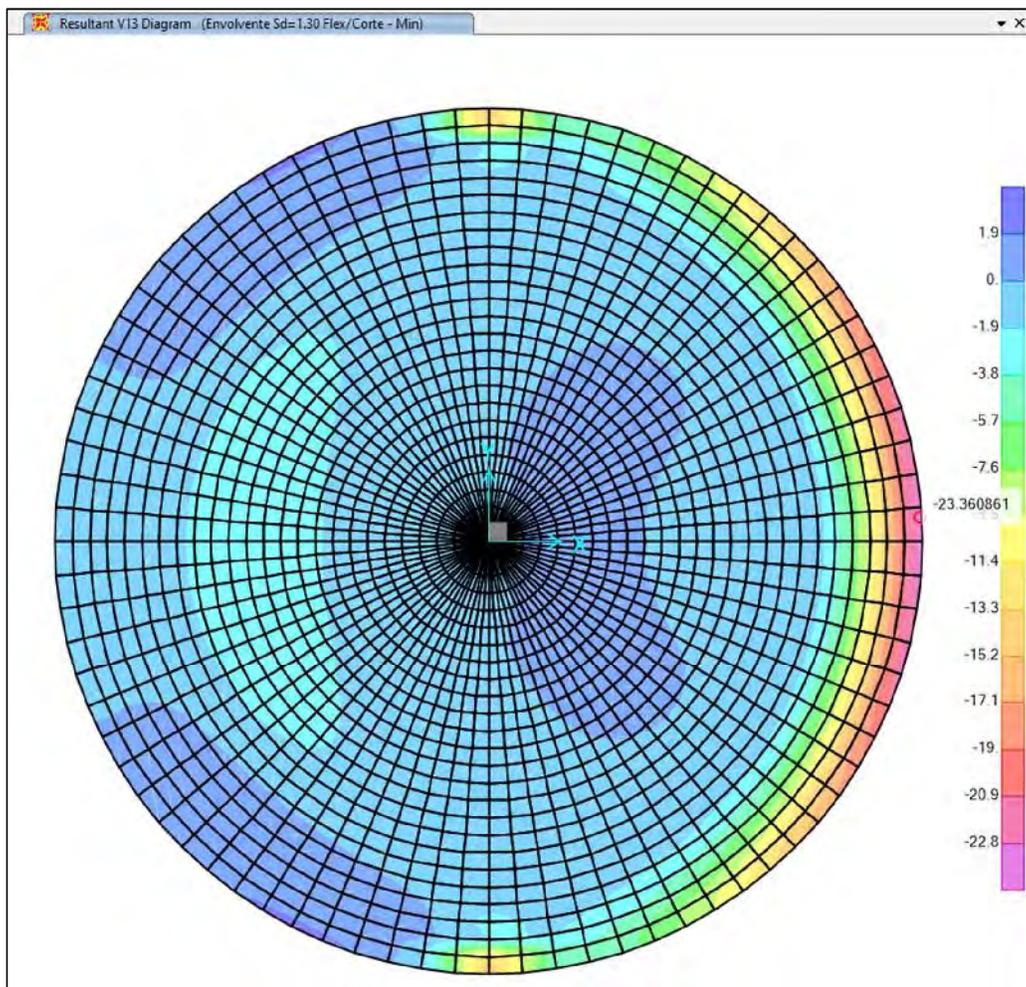


Ilustración 3.12 Diagrama de fuerzas cortantes en el fondo de losa (V13)

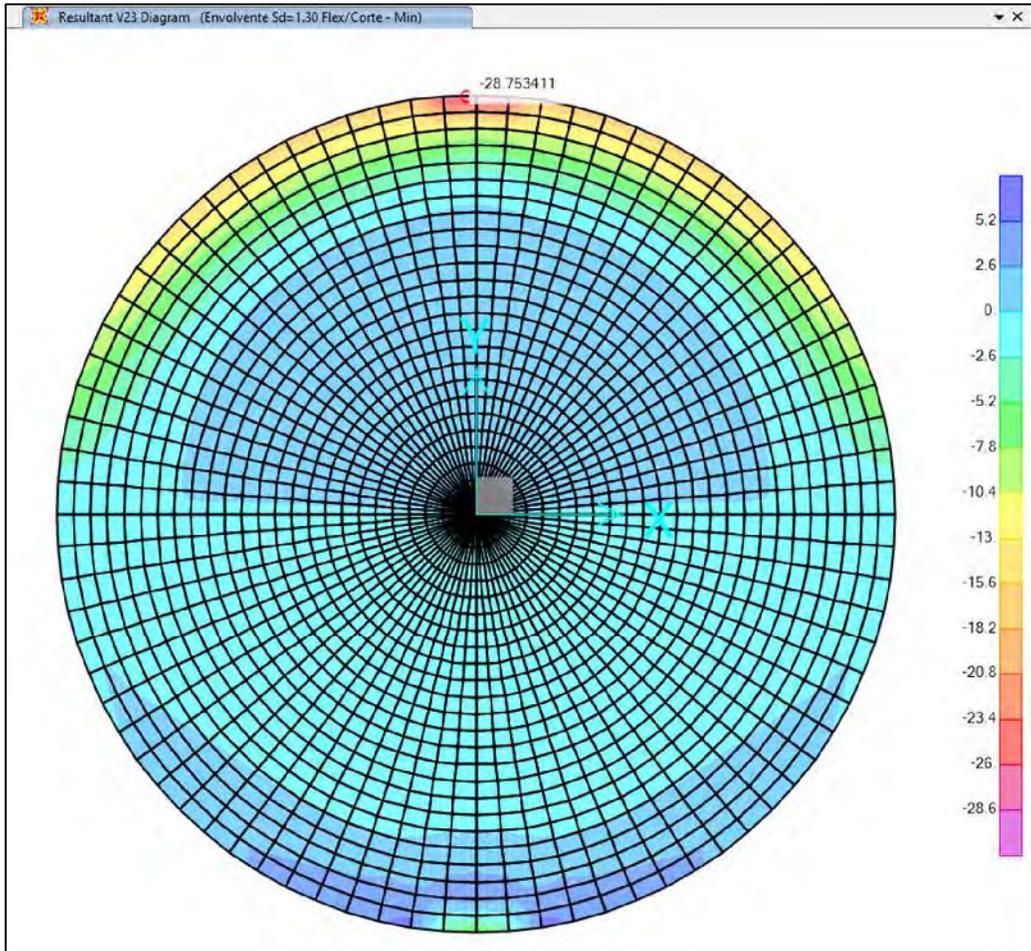


Ilustración 3.13 Diagrama de fuerzas cortantes en el fondo de losa (V23)

Diseño final

Finalmente se presenta el armado de la cúpula mostrado en los planos adjuntos con mayor detalle, dentro del mismo se considera la adición de acero polar para obtener mantener el espaciamiento requerido de 25 cm.

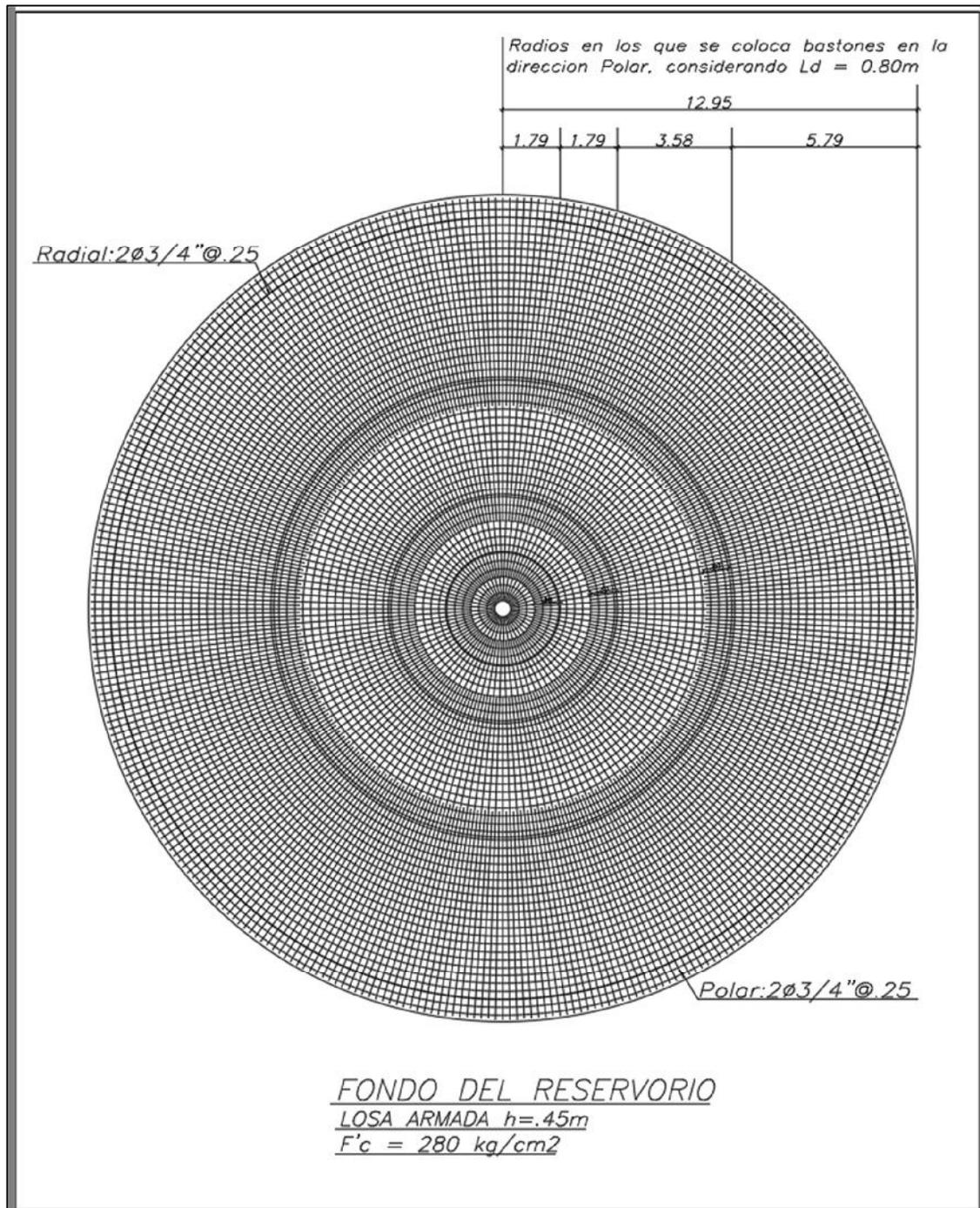


Ilustración 3.14 Plano final del fondo del reservorio

3.5. Verificación de fisuración en paredes del reservorio

Verificación de esfuerzos por tracción

Para la verificación de esfuerzos de tracción se considera las combinaciones de servicio y adicionalmente se considera el factor de durabilidad para tracción.

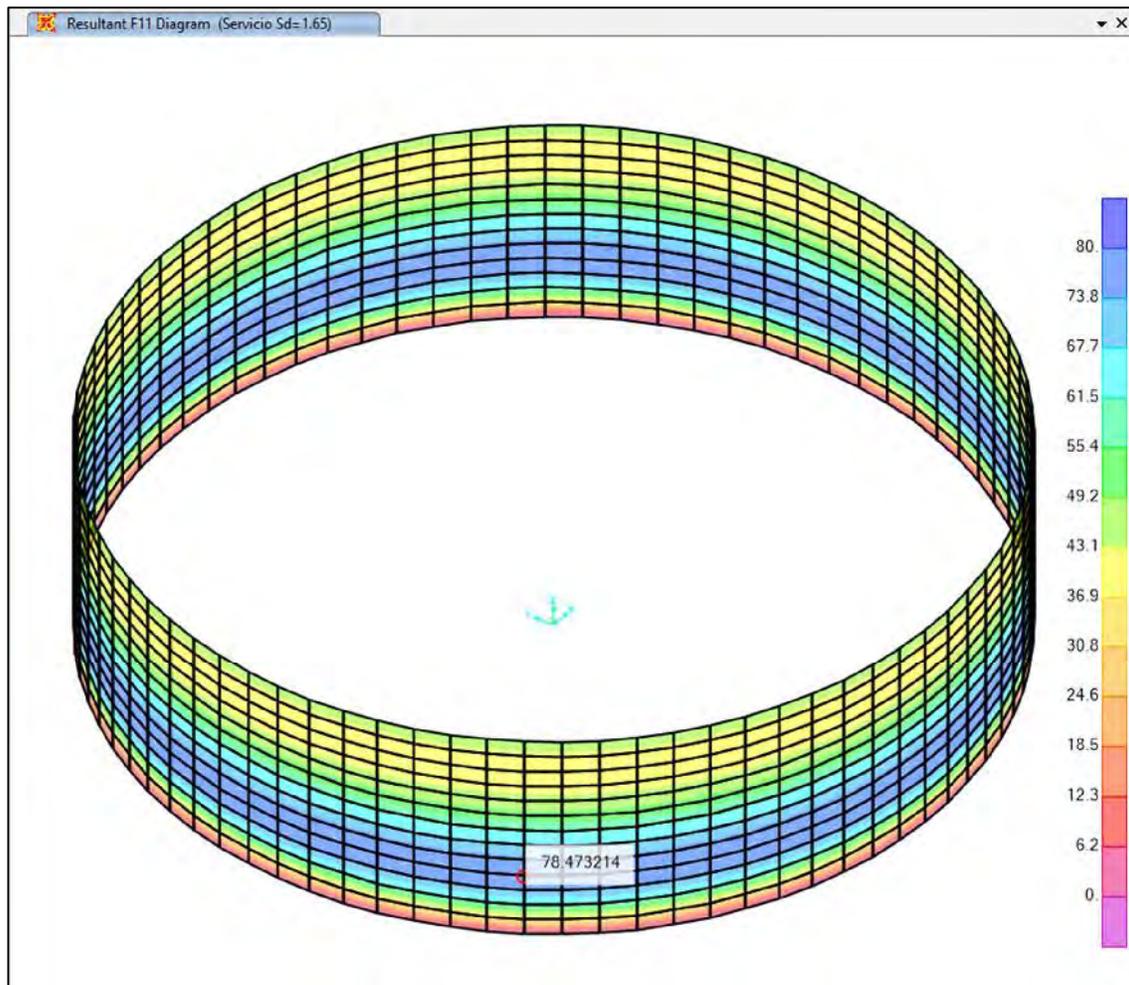


Ilustración 3.15 Fuerzas de tracción en servicio

Con la fuerza de tracción obtenida de la ilustración 3.10 se procede a realizar la verificación de la normal ACI 350-01.

$$Tu = 79 \text{ ton}$$

$$ft = \frac{Tu * (Es \varepsilon_s + fs)}{Ag fs + (n - 1)Tu} \leq 0.1 f'c$$

$$ft = \frac{79\,000 * (2E^9 * 0.0003 + 1400)}{100 * 45 * 1400 + (8 - 1) 79\,000} = 22.8 \text{ kg/cm}^2 \leq 28 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de esfuerzos por flexión

Para la verificación de esfuerzos de flexión se considera las combinaciones de servicio y adicionalmente se considera el factor de durabilidad para flexión

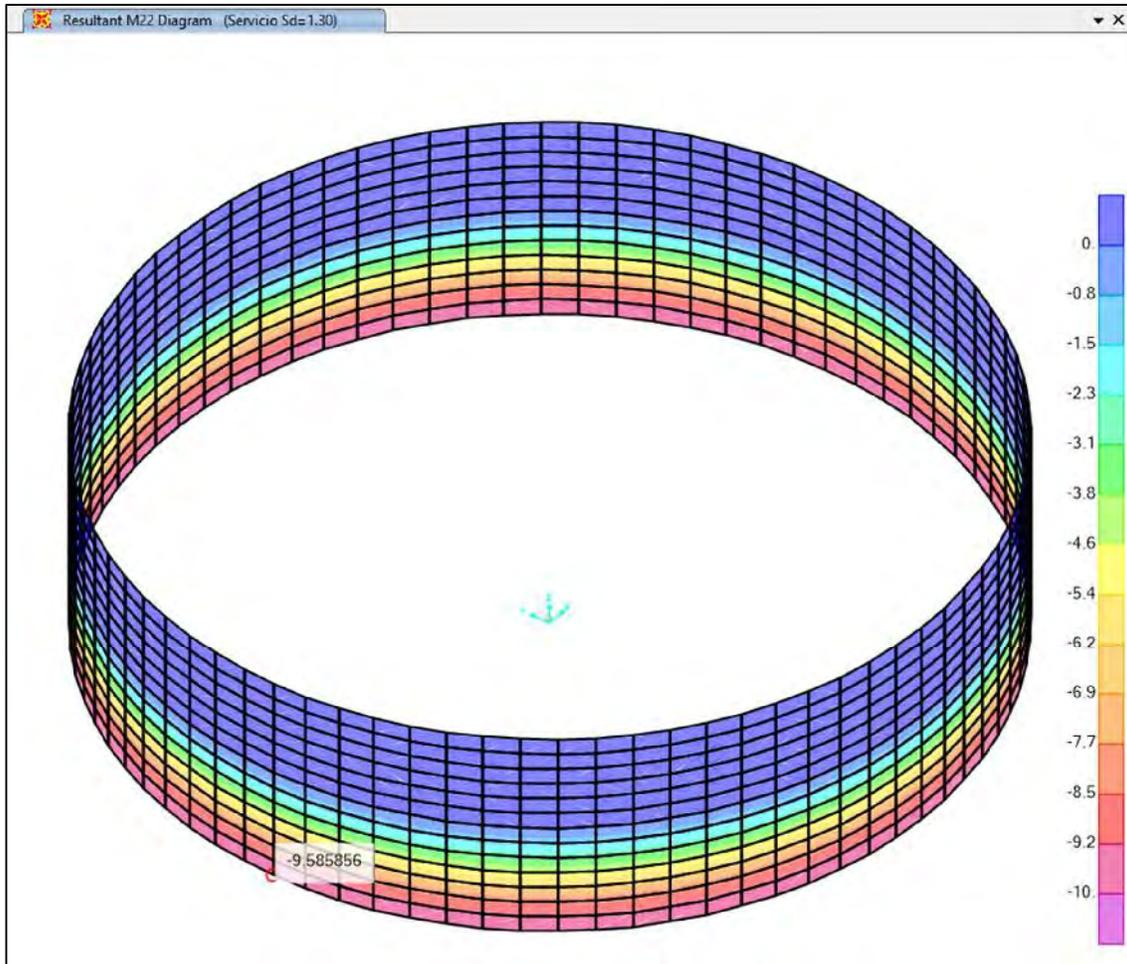


Ilustración 3.16 Momentos flectores en servicio

Con el momento obtenido de la ilustración 3.10 se procede a realizar la verificación de la normal ACI 350-01. Para ello se calcula el eje neutro de la sección y posteriormente se verifica el esfuerzo en el acero.

$$M_s = 10 \text{ t} - m$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad A_s = 15 \text{ cm}^2/m, \quad d = 39 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 E^6}{15\,000 \sqrt{f'c}} = \frac{2\,000}{15 \sqrt{280}} \approx 8$$

$$2 n A_s = \frac{b c^2}{d - c} \rightarrow 2 * 8 * 15 = \frac{100 c^2}{39 - c} \rightarrow c = 8.55 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s (d - c/3)} = \frac{10 \text{ t} - m}{15 (0.39 - 0.0855/2)} = 1844 \text{ kg/cm}^2$$

Con el eje neutro se calcula el esfuerzo permisible en el refuerzo del tanque. Una vez calculado este se calcula que sea mayor al experimentado por el reservorio .

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} = \frac{45 - 8.55}{39 - 8.55} = 1.197$$

$$f_s = \frac{320}{\beta \sqrt{s^2 + 4(2 + db/2)^2}} = \frac{320}{1.197 \sqrt{7.87^2 + 4(2 + 5/16)^2}} = 29.3 \text{ ksi}$$

$$f_s = 2050 \text{ kg/cm}^2 > f_s = 1844 \text{ kg/cm}^2$$



BIBLIOGRAFIA

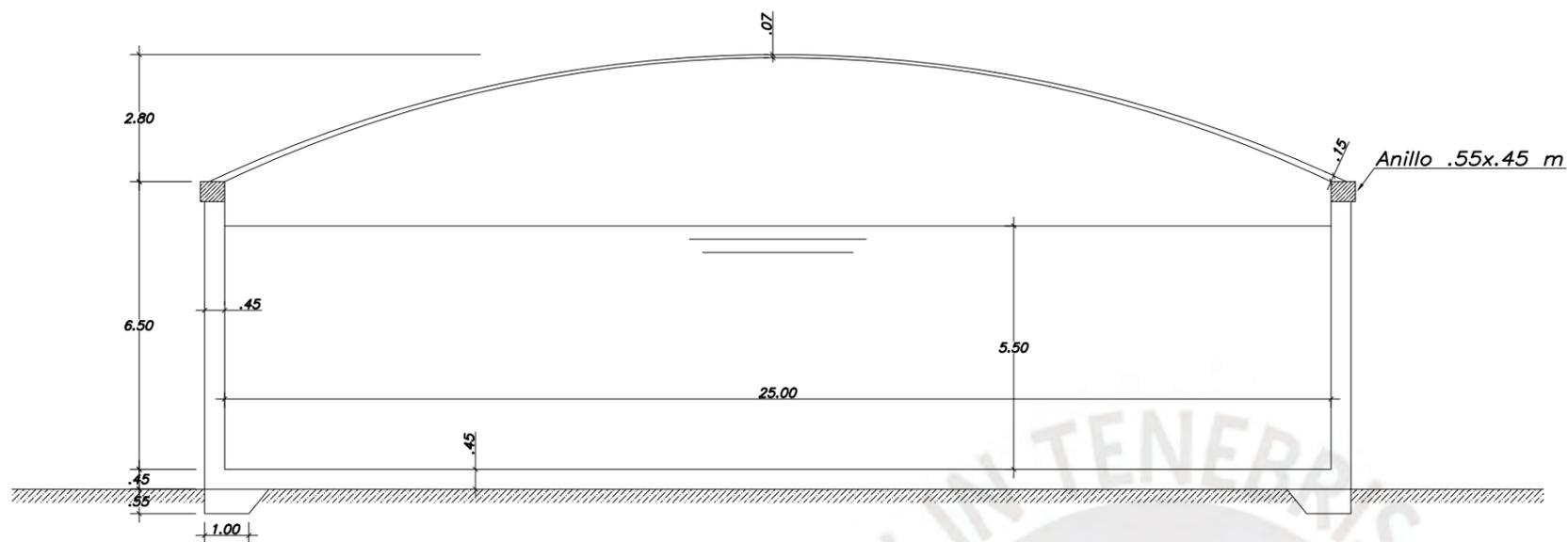
- American Concrete Institute (2006), *ACI 350.3-06: Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures*
- SENCICO (2009), *Norma E.060 Concreto Armado*
- SENCICO (2018), *Norma E.030 Diseño Sismo Resistente*
- Diego Villagómez (2020), *Diseño de Sistemas de Concreto para Contención de Líquidos.*

Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP)





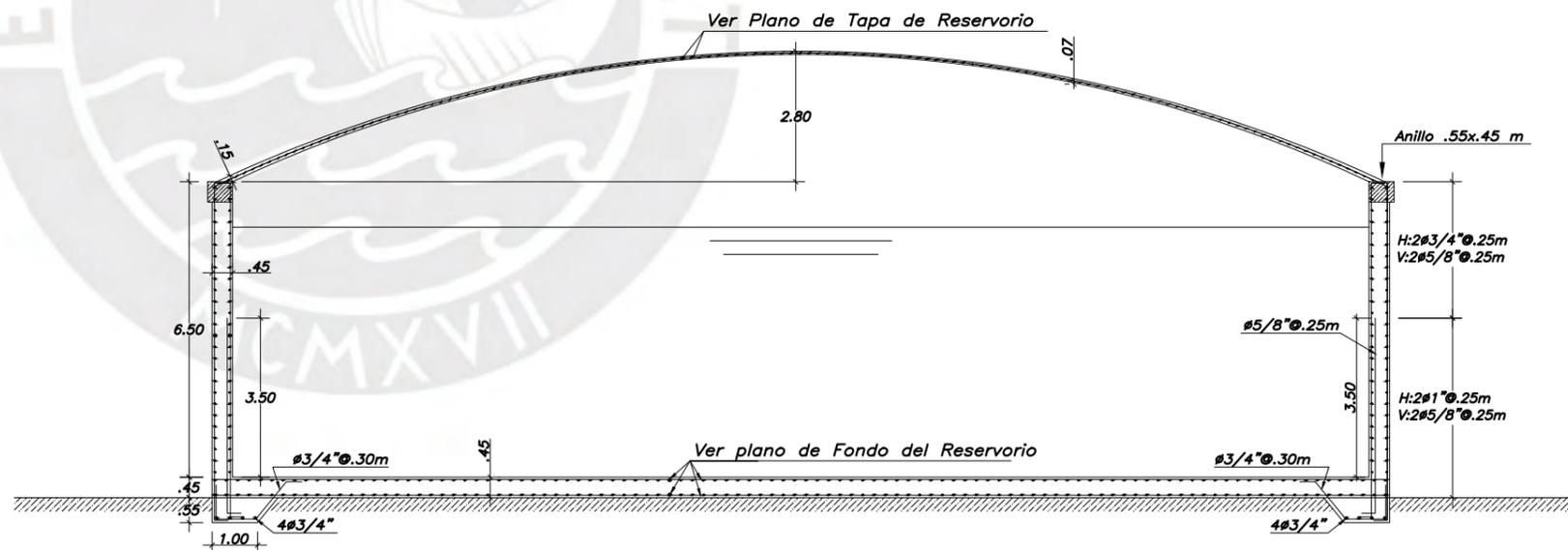
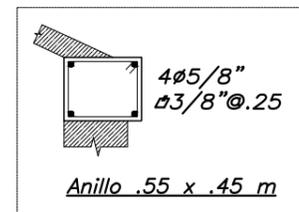
ANEXO



DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO

PAREDES Y FONDO $h=.45m$ $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

CASCARA $h=.07m$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$



REFUERZO DEL RESERVORIO

PAREDES Y FONDO $h=.45m$ $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

CASCARA $h=.07m$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES

- CEMENTO TIPO I w/c maximo = 0.45
- CUPULA: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- PAREDES: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- LOSA DE FONDO: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- REFUERZO: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- SOBRECARGA: Sobre la cupula $s/c = 50 \text{ kg/m}^2$

RECUBRIMIENTOS

- CONTRA EL TERRENO 7.5 cm.
- MUROS 5 cm.
- TAPA DEL RESERVORIO 1.5 cm.
- VIGAS 5 cm.

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

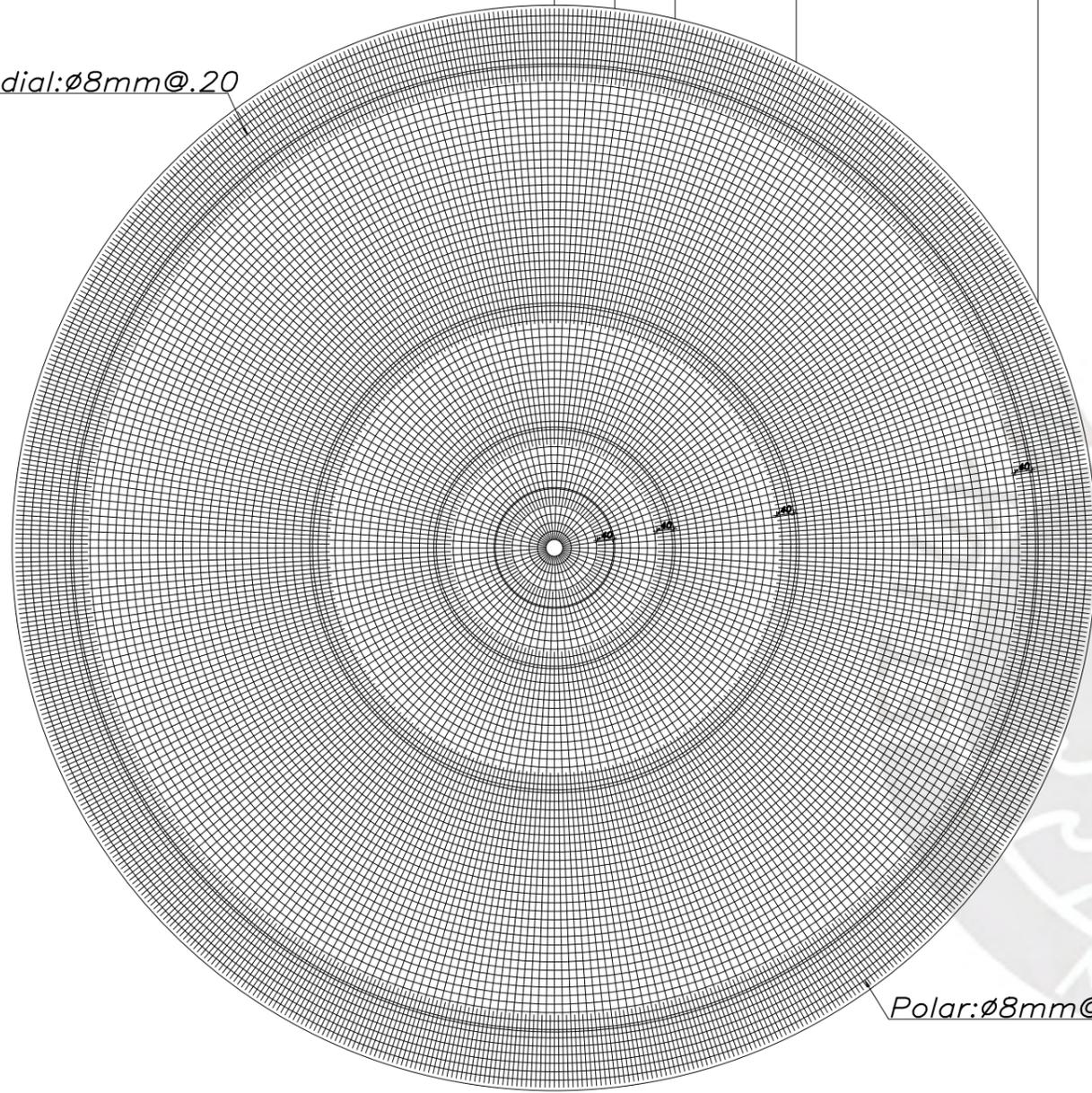
- ESPECTRO DE DISEÑO:
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.00$ $Tp(s)=0.4\text{seg.}$
 $TL(s)=2.5\text{seg.}$
 - FACTOR DE USO (CAT.C) : $U=1.50$
 - FACTOR DE REDUCCION INDUCTIVO : $Ri = 2.00$
 - FACTOR DE REDUCCION CONVECTIVO: $Rc = 1.00$

TRABAJO FINAL – CONTENCIÓN DE LIQUIDOS			
LUIS EDUARDO RIVERA			
PROYECTO : RESERVORIO DE 2700 M3			ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
PLANO : DIMENSIONAMIENTO Y REFUERZO DEL RESERVORIO			FECHA JULIO 2020
REVISIONES	DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO
SELLO Y FIRMA	CODIGO 20134700	1/78	LEFB
			E-01

Radios en los que se coloca bastones en la direccion Polar, considerando $L_d = 0.40m$

12.85				
1.43	1.43	2.87	5.73	1.39

Radial: $\phi 8mm @ .20$



Polar: $\phi 8mm @ .20$

TAPA DEL RESERVORIO

LOSA ARMADA $h = .07m$

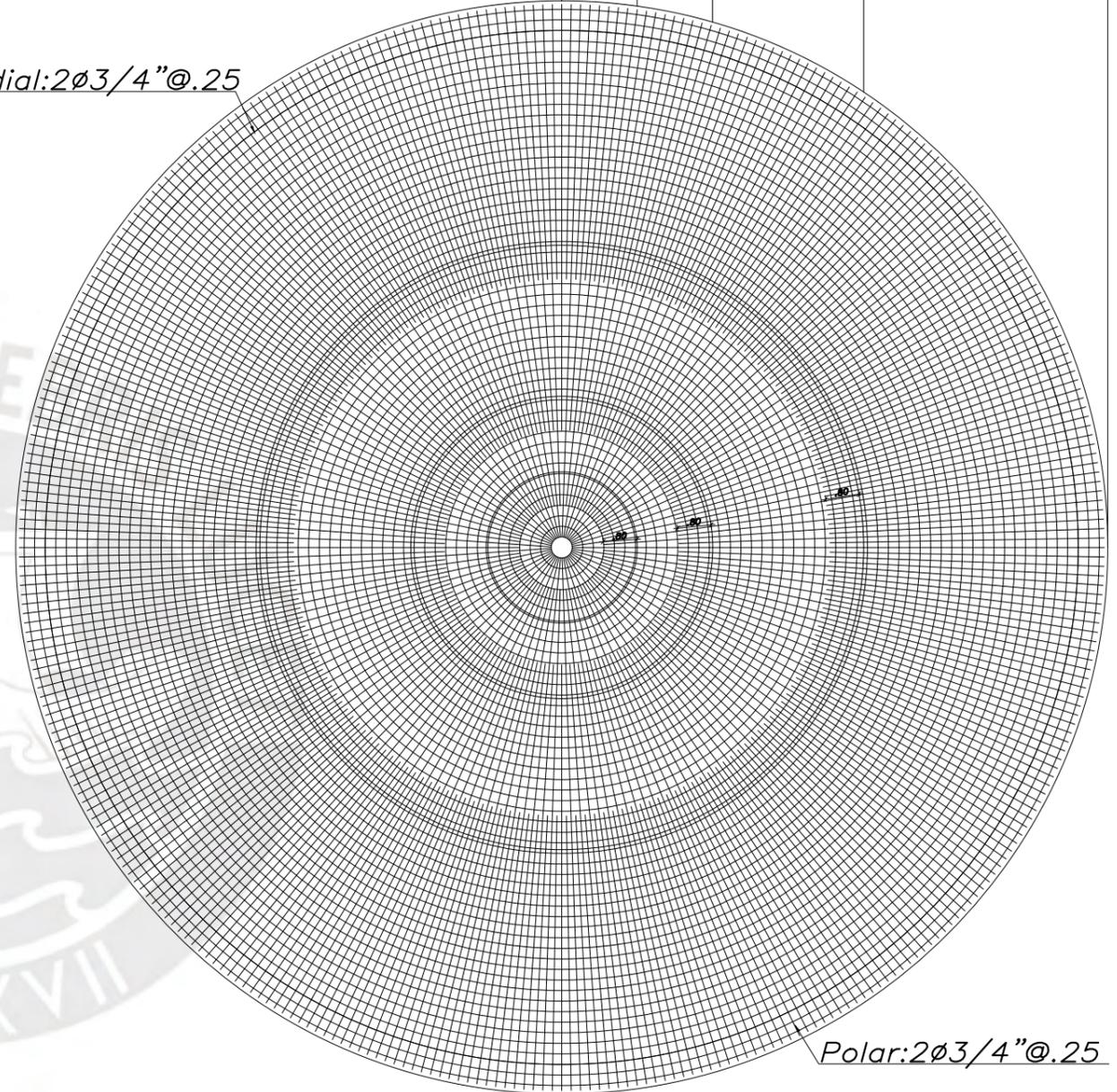
$s/c = 50 \text{ kg/m}^2$

$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Radios en los que se coloca bastones en la direccion Polar, considerando $L_d = 0.80m$

12.95			
1.79	1.79	3.58	5.79

Radial: $2\phi 3/4" @ .25$



Polar: $2\phi 3/4" @ .25$

FONDO DEL RESERVORIO

LOSA ARMADA $h = .45m$

$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

TRABAJO FINAL – CONTENCIÓN DE LIQUIDOS			
LUIS EDUARDO RIVERA			
PROYECTO : RESERVORIO DE 2700 M3			ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
PLANO : LOSA DE FONDO Y CASCARA			FECHA JULIO 2020
REVISIONES	DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO
SELLO Y FIRMA	CODIGO 20134700	1/75	LENS
			E-02