



## **MEMORIA DE CALCULO DE CISTERNA DE 450 M3**

**REFORMULACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PROYECTO  
DENOMINADO: "AMPLIACION SISTEMA DE AGUA Y DESAGÜE DE  
LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
JAEN DEL DISTRITO DE JAEN - PROVINCIA DE JAEN -  
DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA", con CUI N° 2512146.**

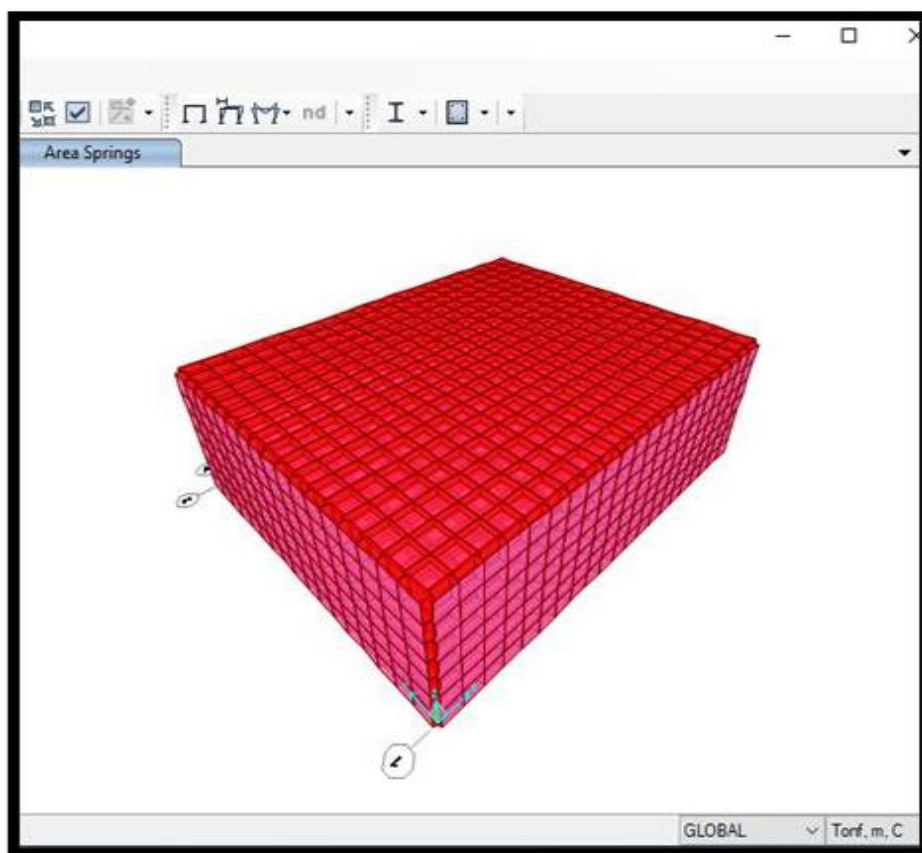
### **UBICACIÓN**

DISTRITO	: JAEN
PROVINCIA	: JAEN
DEPARTAMENTO	: CAJAMARCA
FECHA	: MARZO 2025

## I. CISTERNA

### 1.1 INTRODUCCIÓN:

La presente memoria de cálculo se refiere al análisis estructural y diseño de una cisterna que será ubicado en Jaén, Cajamarca. Se mostrará los cálculos de diseño, las solicitaciones sobre la cisterna y las normas utilizadas. La cisterna está enterrada, cuya capacidad es de 450 m<sup>3</sup>. La profundidad total de la cisterna es de 4.00 m y con áreas de 11.05m x 11.05m. La resistencia del concreto a los 28 días usado para la cisterna debe ser de 280 Kg/cm<sup>2</sup>, Además, el acero de refuerzo consta de barras corrugadas ASTM 615 (grado 60).



### 1.2 NORMATIVAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	
NTP E – 020	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN << CARGAS >>
NTP E – 030	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN <<DISEÑO SISMORRESISTENTE>>
NTP E – 050	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN <<SUELOS Y CIMENTACIONES>>
NTP E – 060	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN << CONCRETO ARMADO>>
NTP E - 070	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN <<ALBAÑILERÍA>>
NTP E - 090	NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN <<ESTRUCTURAS METÁLICAS>>

ACI – 350 -06	REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
ACI.3-06	DISEÑO SÍSMICO DE LÍQUIDOS DE ESTRUCTURAS

### 1.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN:

- De nuestra Norma NTP E060, el Capítulo 14-Muros, tenemos los siguientes criterios por cumplir:

**14.3.2** Los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

**14.5.3.2** El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 200 mm.

#### 14.8 MUROS DE CONTENCIÓN

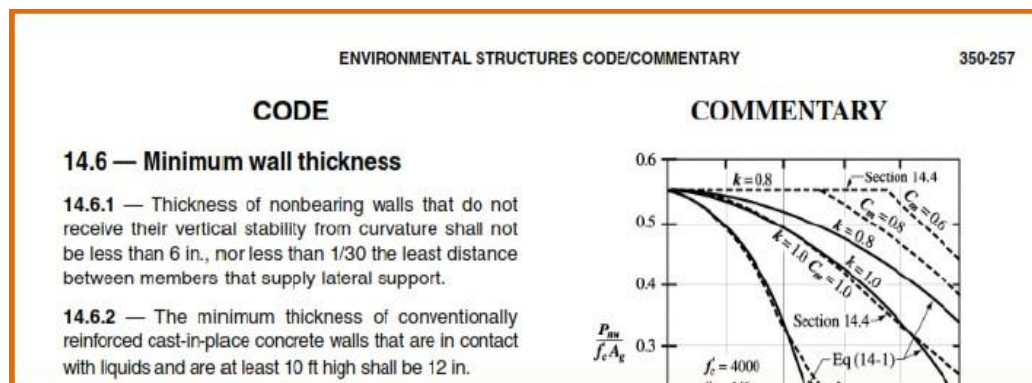
**14.8.1** Los muros de contención con o sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión y carga axial del Capítulo 10.

**14.8.2** El refuerzo mínimo será el indicado en 14.3. Este requisito podrá exceptuarse cuando el Ingeniero Proyectista disponga juntas de contracción y señale procedimientos constructivos que controlen los efectos de contracción y temperatura.

**14.8.3** El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

**14.8.4** El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.

- Requerimientos del American Concrete Institute ACI-350-06, Recomendando un espesor mínimo de 30 cm para muros que están en contacto con líquidos y tienen una altura mayor o igual a 3.00 m.



- Por criterio de estructuración los muros de la cisterna serán de 30 cm de espesor cumpliendo los requerimientos de la NTP y del ACI-350-06.

- La Cisterna están dividida en dos estructuras una que está enterrada y la otra que está por encima de la superficie.
- La Estructura que está enterrada será mediante muros de concreto Armados que serán los que se comportan las cargas de empuje del terreno, los muros en forma curvas sus esfuerzos son tensiones o compresiones, los muros rectos sus esfuerzos son flexiones.
- La estructura que está por encima está formada por pórticos que se apoyan en los muros de concreto armados y una losa ligera.

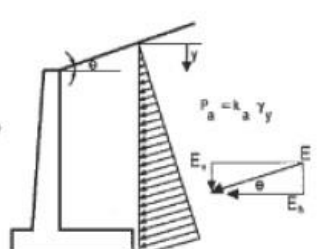
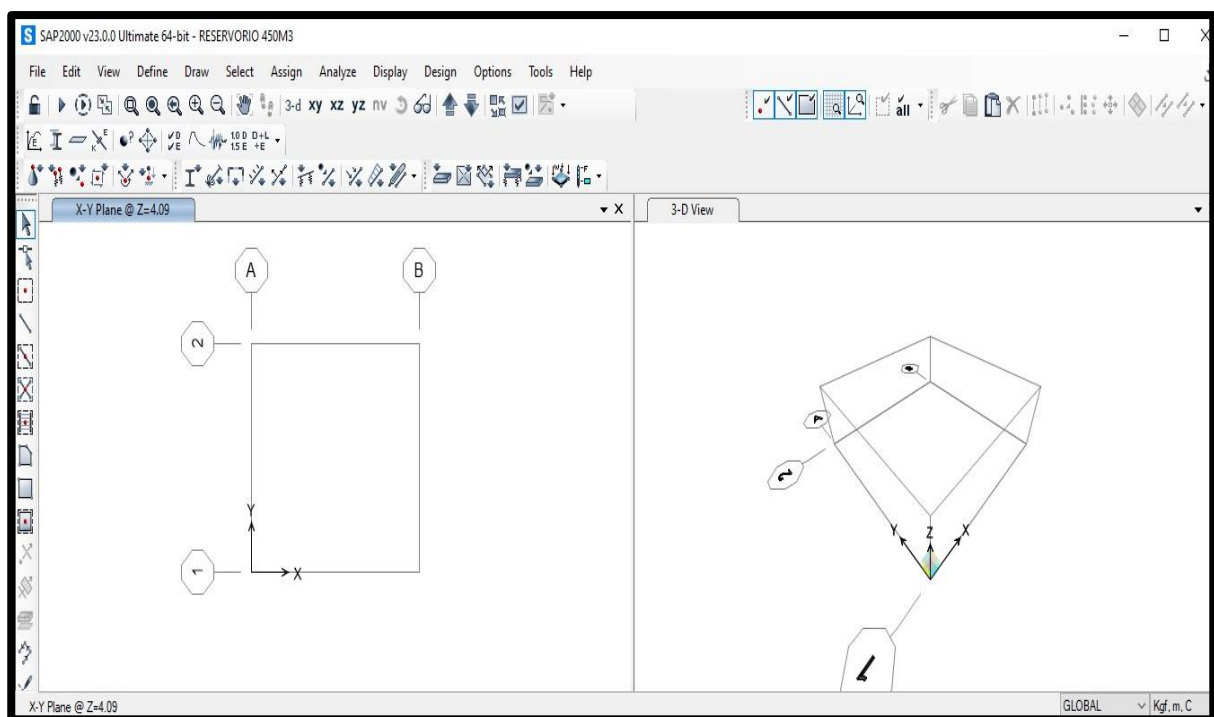
#### 1.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CISTERNA

**1.2 Determinación de las fuerzas de empuje debido al suelo: Teoría de Rankine**

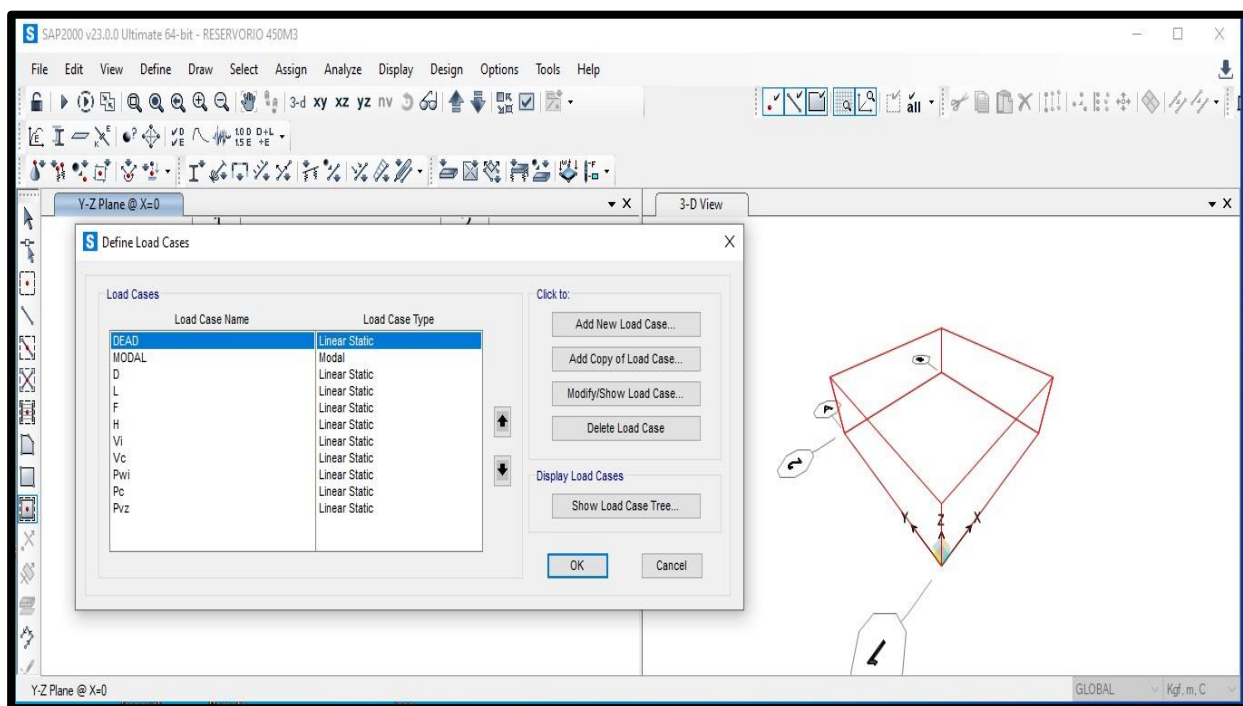
**Empuje Activo**

$p_a$  = presión debida al empuje activo  
 $k_a$  = coeficiente de empuje activo  
 $\gamma$  = peso específico del material  
 $y$  = profundidad a partir del extremo superior  
 $\phi$  = ángulo de fricción interna  
 $\theta$  = ángulo sobre la horizontal del talud del material

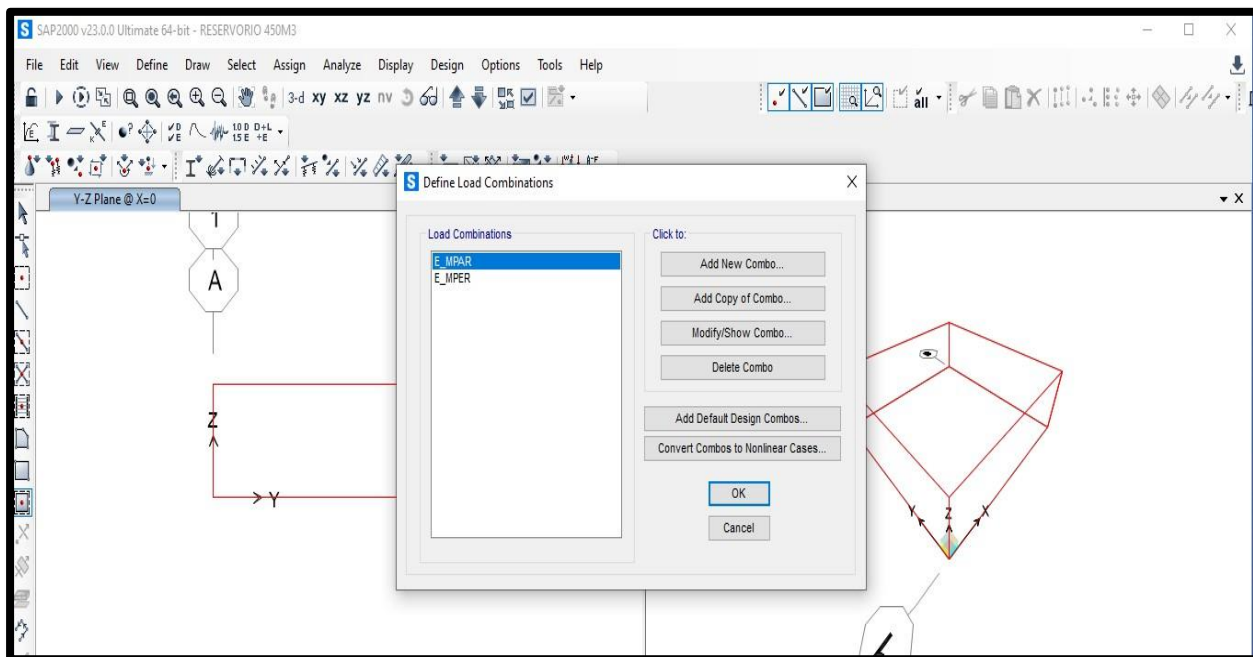
De la figura:  
 $p_{ay} = k_a \gamma y$

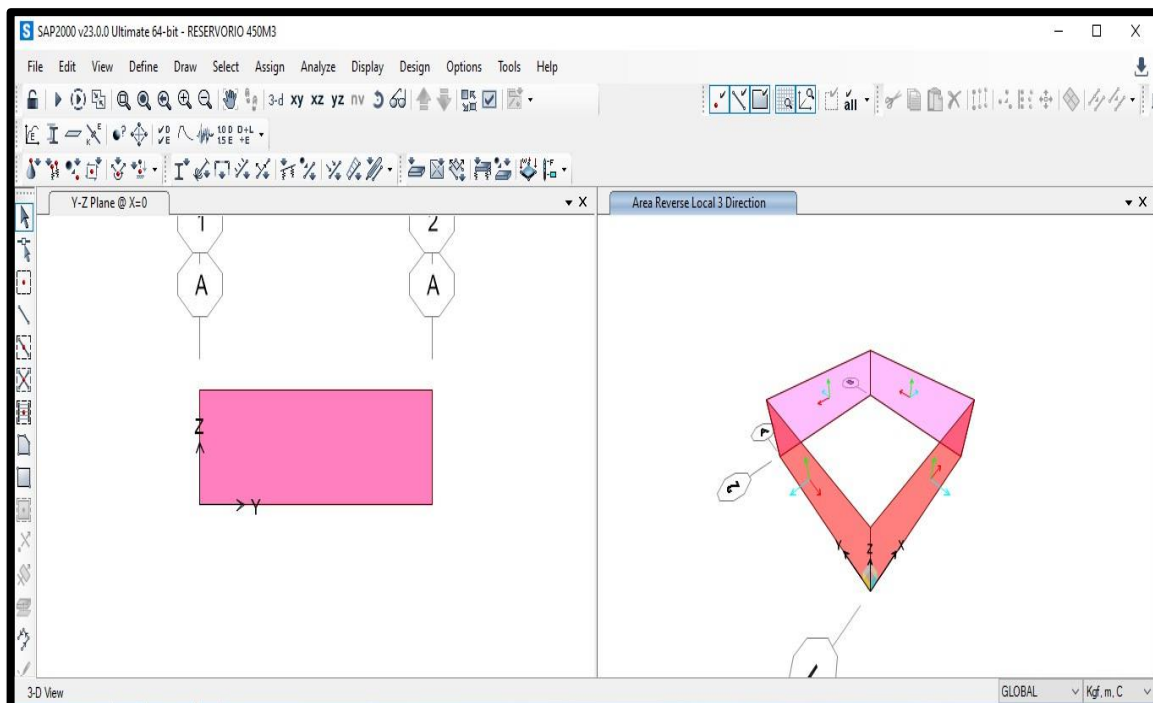
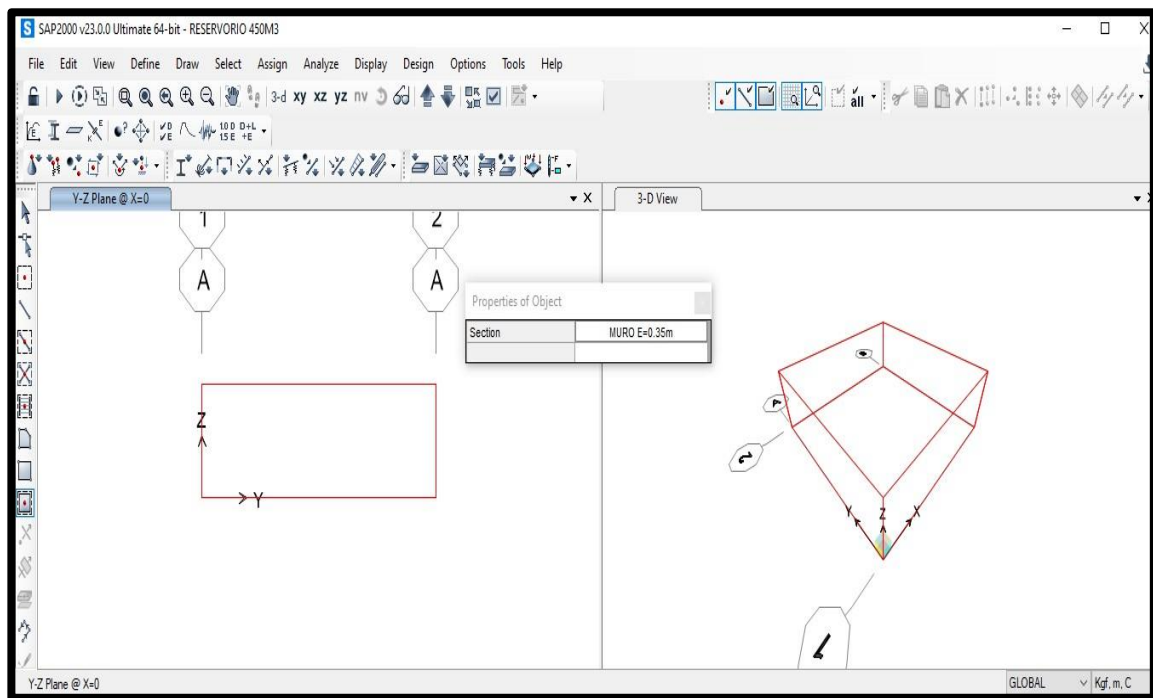
## ASIGNACIÓN DE CASOS PARA DISEÑO DE CISTERNA



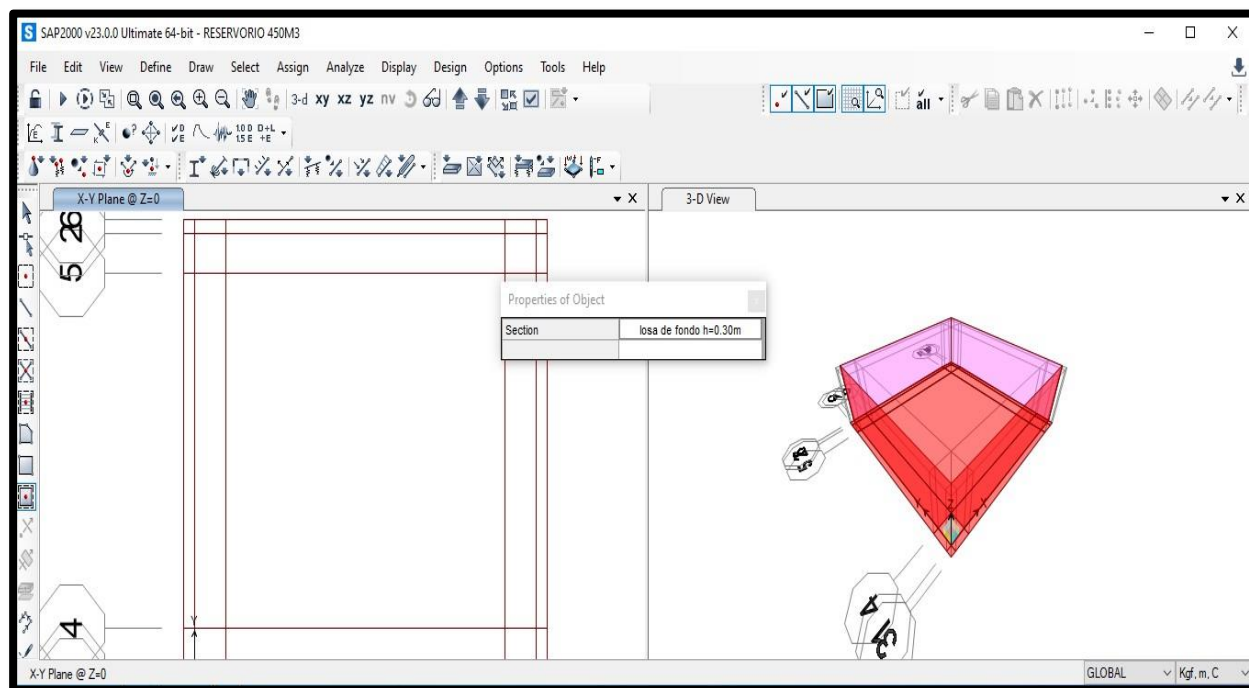
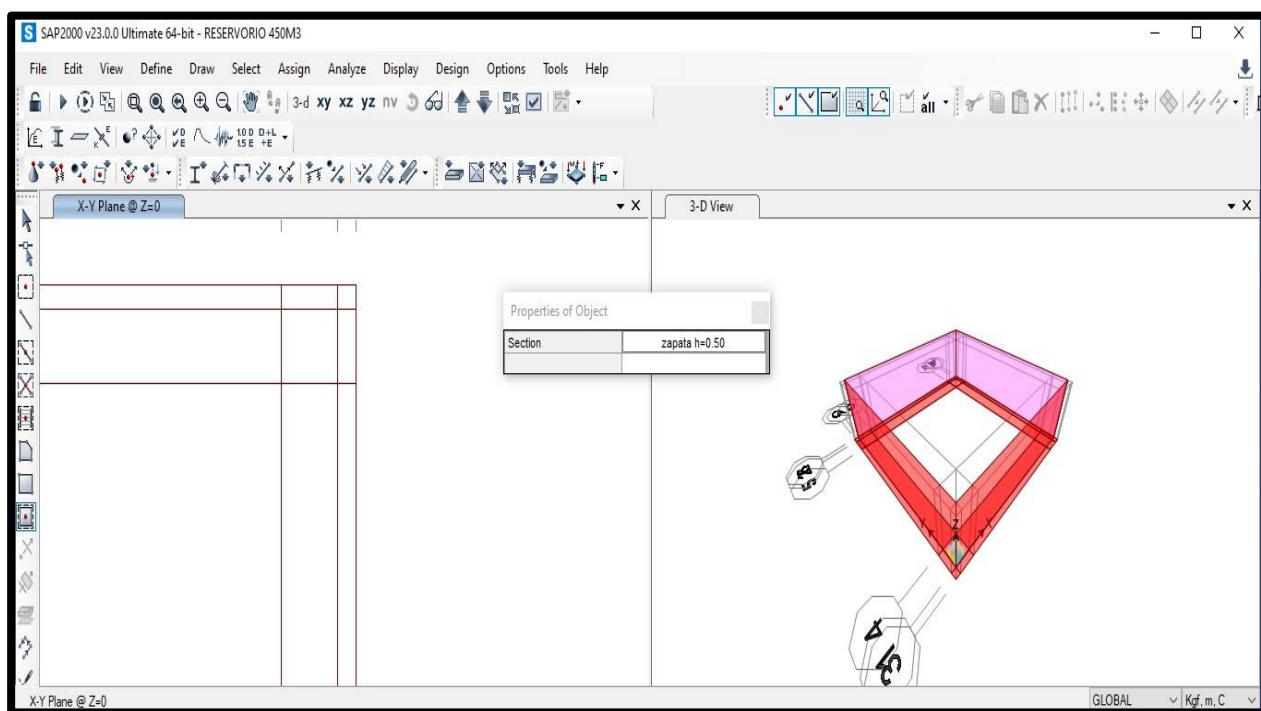
## ASIGNACIÓN DE COMBINACIONES EN MUROS DE FORMA PARALELA Y PERPENDICULAR



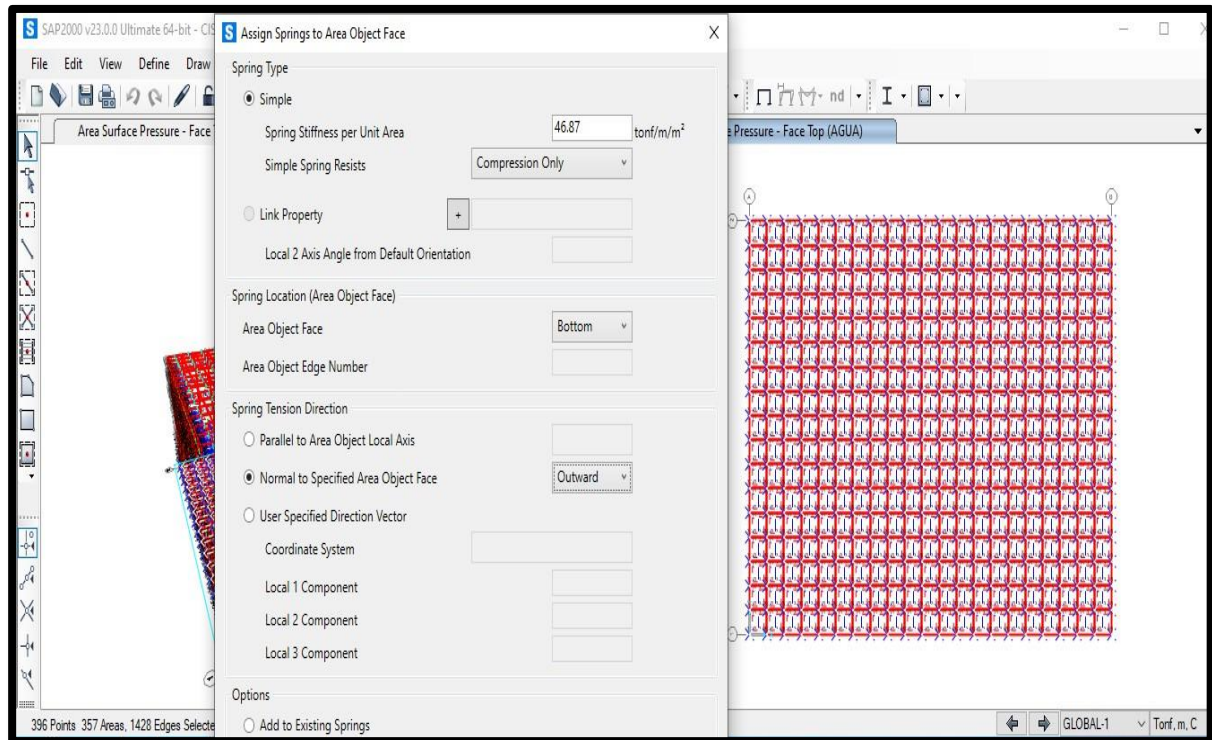
## ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS DE GEOMETRÍA



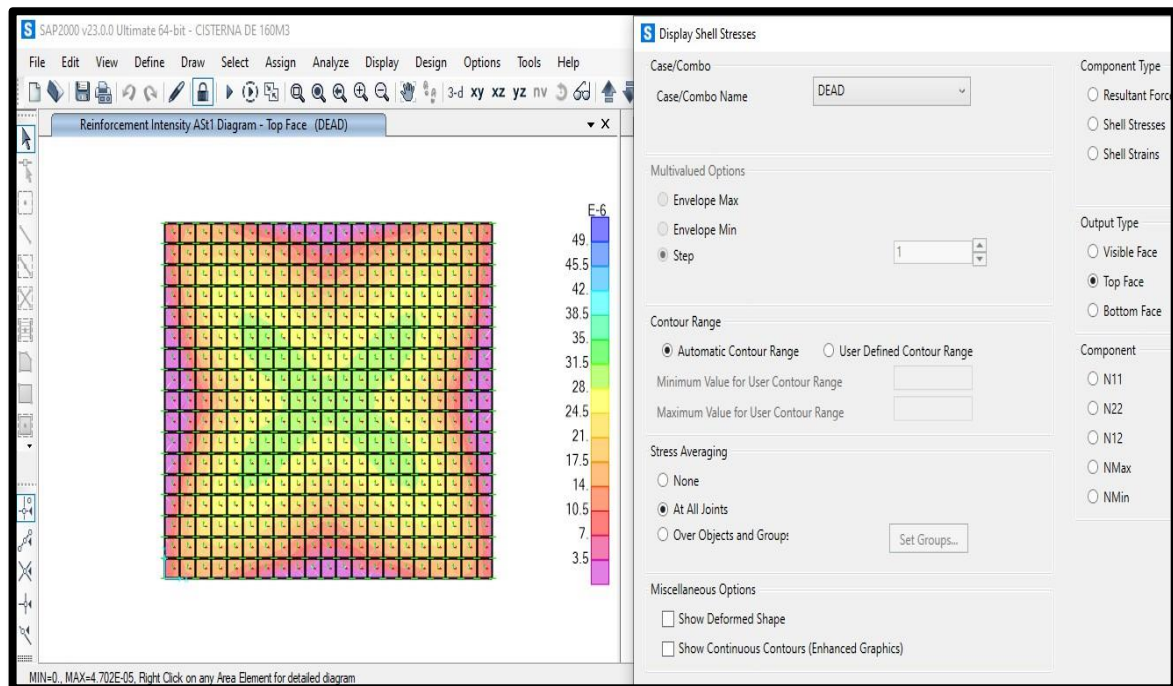




## ASUMIENDO COEFICIENTE DE BALASTO EN PARTE INFERIOR DE ESTRUCTURA

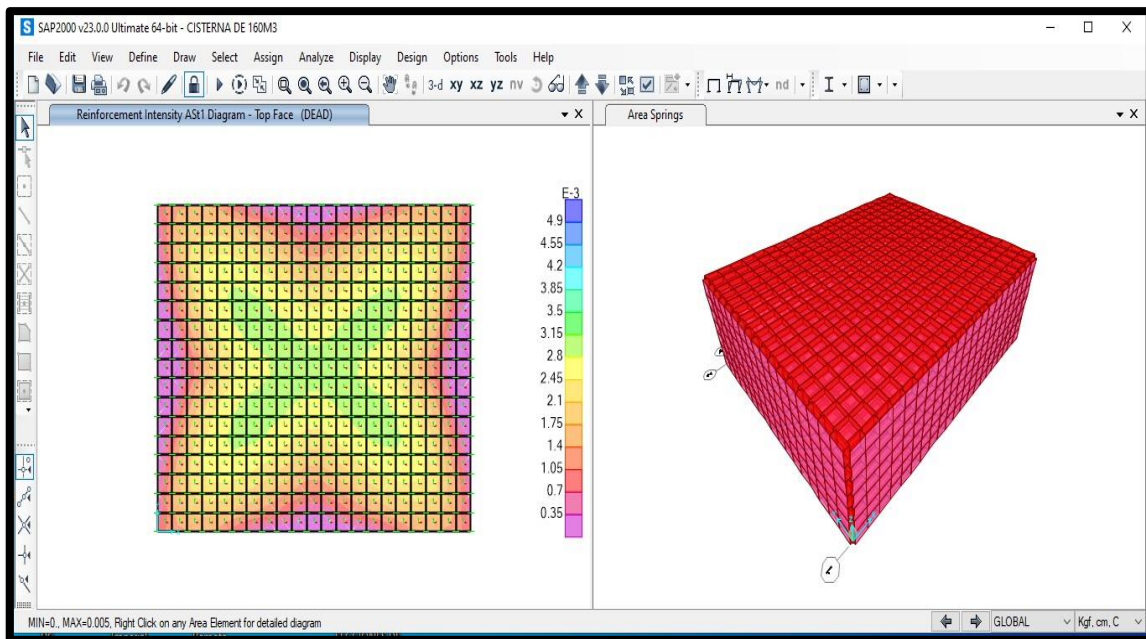


## ÁREA DEL ACERO EN DIRECCIÓN X





## CAMBIO DE UNIDADES KG/CM2

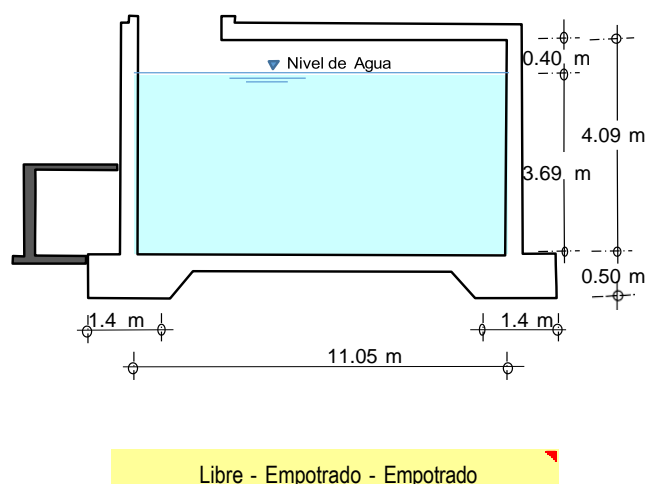


Ancho de la pared en el reservorio
Altura de agua en el reservorio
Borde Libre (Recomendado)

b =	11.05	m
h =	3.69	m
BL =	0.40	m

## II. DATOS INICIALES DEL DISEÑO

Volumen del reservorio	V =	450	m <sup>3</sup>
Ancho de la pared	b =	11.05	m
Altura del agua	h =	3.69	m
Borde libre	BL =	0.40	m
Altura total	H =	4.09	m
Longitud de ensanchamiento	Lz =	1.4	m
Espesor de cimentación	H <sub>z</sub> =	0.5	m
Volado de cimentación	V <sub>z</sub> =	0.35	m
Peso específico de agua	γ <sub>a</sub> =	1000	kg/m <sup>3</sup>
Peso específico de terreno	γ <sub>t</sub> =	1740	kg/m <sup>3</sup>
Peso específico de concreto	γ <sub>c</sub> =	2400	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	σ <sub>t</sub> =	5.8	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto	f' <sub>c</sub> =	280	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia acero	f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>



### III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO

#### 3.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Relación de ancho y altura  $b/h = 3.00$  Límites  $0.50 \leq 3.00 \leq 3.00$  OK

Definir la relación a ser utilizada para el cálculo de los momentos  $b/h = 3.00$

Coeficientes (k) para el cálculo de los momentos de las paredes del reservorio cuadrado

K=

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
3.00	0	0.000	0.027	0.000	0.013	0.000	-0.074
	1/4	0.012	0.022	0.007	0.013	-0.013	-0.066
	1/2	0.011	0.014	0.008	0.010	-0.011	-0.053
	3/4	-0.021	-0.001	-0.010	0.001	-0.005	-0.027
	1	-0.108	-0.022	-0.077	-0.015	0.000	0.000

Los momentos se determinan mediante la siguiente fórmula:

Momentos (kg-m.) debido al empuje del agua

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
3.00	0	0	1351.5	0	650.74	0	-3704.2099
	1/4	600.68	1101.3	350.4	650.74	-650.7	-3303.7548
	1/2	550.63	700.8	400.46	500.57	-550.6	-2653.0152
	3/4	-1051	-50.06	-500.6	50.057	-250.3	-1351.5361
	1	-5406	-1101	-3854	-750.9	0	0

Diagrama de los momentos verticales (k-m)

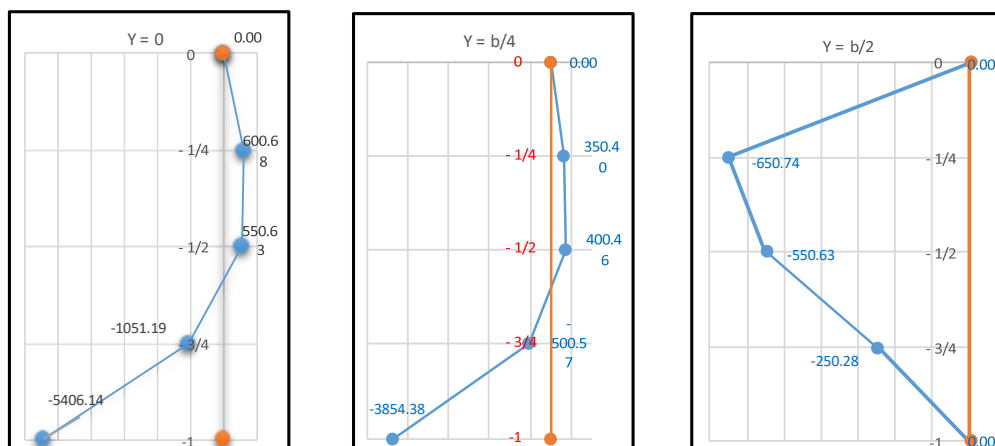
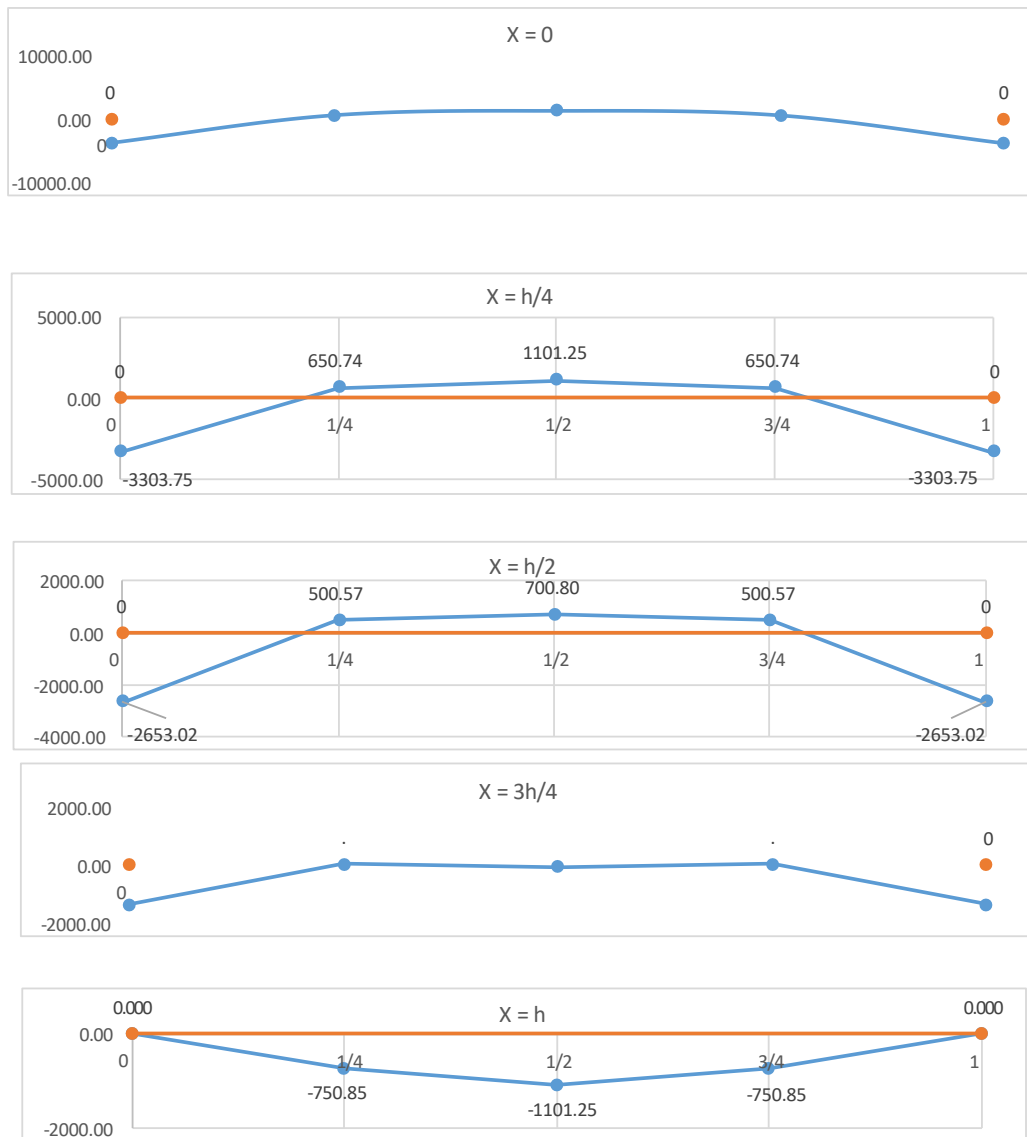


Diagrama de momentos horizontales (kg-m)



De los gráficos se puede ver que el momento máximo absoluto es:  $M = 5406.14$  kg-m

### 3.2. DISEÑO DE LA ARMADURA VERTICAL DEL MURO

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared, se considera la siguiente relación:

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

Momento máximo absoluto para armadura vertical	1.00 x	M =	5406.14 Kg-m
Recubrimiento: $r_l =$	7.5 cm	Peralte efectivo	d = 27.50 cm

Fátiga de trabajo: para resistir los momentos originados por la presión de agua y tener una distribución de la armadura se considera (ACI - 350)

$f_s =$	900	Kg/cm <sup>2</sup>
$n =$	9	
$f'_c =$	126.0	Kg/cm <sup>2</sup>
$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>	$0.45 * f'_c$

j: Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n f'_c)} \quad k = 0.558 \quad j = 1 - \left(\frac{k}{3}\right) \quad j = 0.814$$

Área de acero de diseño $A_s = M / f_s j d$	$A_s =$	26.83	Cm <sup>2</sup>
Área de acero mínimo $A_s \text{ min} =$	0.0015 * b * e	5.25	Cm <sup>2</sup>

El área de acero a utilizar será el mayor:

$A_s =$	26.8	cm <sup>2</sup>
---------	------	-----------------

área $\emptyset$	2.850	cm <sup>2</sup>		distribución de acero
diam. $\emptyset$	1.905	cm	N° Capas	2
				$\emptyset$ 3/4" @ 0.212 m

### 3.3. DISEÑO DE LA ARMADURA HORIZONTAL DEL MURO

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared, se considera la siguiente relación

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

Momento máximo absoluto para armadura horizontal	1.00 x	M =	3704.21 Kg-m
Recubrimiento: $r_l =$	7.5 cm	Peralte efectivo	d = 27.50 cm

Fátiga de trabajo: para resistir los momentos originados por la presión de agua y tener una distribución de la armadura se considera (ACI - 350)

$f_s =$	900	Kg/cm <sup>2</sup>
$n =$	9	
$f'_c =$	126.0	Kg/cm <sup>2</sup>
$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>	$0.45 * f'_c$

j: Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n f_c)}$$

k=	0.558
----	-------

$$j = 1 - \left(\frac{k}{3}\right)$$

j=	0.814
----	-------

Área de acero de diseño  $A_s = M / f_s j d$

Área de acero mínimo  $A_{s \min} = 0.0015 * b * e$

As =	18.38	Cm2
As min	5.25	Cm2

El área de acero a utilizar será el mayor:

As =	18.38	cm2
------	-------	-----

área  $\emptyset$  1.979 cm2

diam.  $\emptyset$  1.588 cm

N° Capas

distribución de acero

$\emptyset$  3/4" @ 0.215 m

### 3.4. VERIFICACIÓN POR CORTE EN EL MURO DEL RESERVORIO

Fuerza total máxima (V) será:  $V = \frac{\gamma_a h^2}{2}$

V =	6791.2	kg
-----	--------	----

Esfuerzo cortante nominal (v) será:  $v = \frac{V}{j b d}$

v =	3.033	kg/cm2
-----	-------	--------

Esfuerzo permisible nominal en el concreto para muros  $v_{m\acute{a}x} =$

V máx=	5.60	kg/cm2
--------	------	--------

$$v = 3.033 \text{ kg/cm2} < V_{m\acute{a}x} = 5.60 \text{ kg/cm2} \text{ ¡Cumple!}$$

### 3.5. VERIFICACIÓN POR ADHERENCIA

Para elementos sujetos a flexión, el esfuerzo de adherencia en cualquier punto se calcula mediante:

para  $\Sigma O = 27.30$

$$u = \frac{V}{\Sigma O j d}$$

u =	11.111	kg/cm2
-----	--------	--------

Esfuerzo permisible por adherencia  $U_{m\acute{a}x} = 0.05 f'c$

u máx =	11.111	kg/cm2
---------	--------	--------

$$u = 11.111 \text{ kg/cm2} < u_{m\acute{a}x} = 14.000 \text{ kg/cm2} \text{ ¡Cumple!}$$



## IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL LOSA DE CUBIERTA DEL RESERVORIO

### 4.1. PREDIMENSIONAMIENTO

La losa de cubierta será considerada como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados.

Luz interna (ancho muro) = 11.05 m

Espesor de los apoyos (muros)	0.35	m	L =	11.4	m
Luz de cálculo	L =	11.05+2(0.35) /2	e min =	0.10	m
Espesor de losa cubierto	e = L/36	e =	0.317	m	

El espesor de la losa de cubierta encontrado e = 0.300 m

Según el Reglamento Nacional de construcciones para losas macizas en dos direcciones, cuando la relación de las dos es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las franjas centrales son:

Donde: C = 0.036

Peso propio =	0.300 m	x 2400 kg/m3	x 1.00	=	720.00 kg/m2
Carga viva =		150 kg/m2	x 1.00	=	150.00 kg/m2
				W =	870.00 kg/m2

Reemplazando en la ecuación  $MA = MB = CWL^2$  MA = MB = 4070.35 m

Espesor útil (d) mediante método elástico

Siendo: b = 100 cm  $d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$

Fátiga de trabajo: para resistir los momentos originados por la presión de agua y tener una distribución de la armadura se considera (ACI - 350)

$f_s = 1400$  kg/cm2  
 $n = 10$   
 $f'_c = 280$  kg/cm2  $0.45 * f'_c$  fc = 126.0 kg/cm2

j: Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos d

$k = \frac{1}{1 + fs/(n fc)}$	K = 0.4737	$j = 1 - (\frac{k}{3})$	j = 0.84210526
$R = \frac{1}{2} * fc * j * k$	R = 25.13	$d = (\frac{M}{R b})^{1/2}$	d = 12.727 cm

Recubrimiento	$r =$	2.5	cm	Espesor total será	$e =$	15.227	
Espesor encontrado	$e =$	30	cm				
Peralte efectivo	$d =$	27.5	cm	Espesor final será	$e =$	30.0	cm

#### 4.2. DISEÑO DE LA ARMADURA EN LA LOSA CUBIERTA

Área de acero de diseño	$A_s = M / f_s j d$	$A_s =$	12.55	Cm <sup>2</sup>
Área de acero mínimo	$A_{s \min} = 0.0017 * b * e$	$A_{s \min} =$	5.10	Cm <sup>2</sup>

El área de acero a utilizar será el mayor:

$A_s =$	12.55	Cm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

área $\emptyset$	1.267	cm <sup>2</sup>			distribución de acero
diam. $\emptyset$	1.270	cm	N° Capa	2	$\emptyset 1/2" @ 0.202$ m

#### 4.3. VERIFICACIÓN DE CORTE EN LA LOSA CUBIERTA

El cortante se da en la luz intera del reservorio donde:	S=	11.05	m	
Fuerza cortante máxima (V) será:	$V = \frac{WS}{3}$	V =	3204.5	kg
Esfuerzo cortante unitario (v) será:	$v = \frac{V}{b d}$	v =	1.165	kg/cm2

Esfuerzo permisible nominal en el concreto para muros  $V_{m\acute{a}x} = 0.29 \sqrt{f'c}$

$v_{m\acute{a}x} =$	4.853	kg/cm <sup>2</sup>
---------------------	-------	--------------------

$$v = 1.165 \text{ kg/cm}^2 < V_{m\acute{a}x} = 4.85 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡Cumple!}$$

#### 4.4. VERIFICACIÓN POR AHERENCIA EN LA LOSA CUBIERTA

$$u = \frac{V}{\sum_o J d} \quad \text{donde:} \quad \sum_o = 12$$

$u =$	11.531	kg/cm <sup>2</sup>
-------	--------	--------------------

Esfuerzo permisible nominal en el concreto para muros  $u_{m\acute{a}x} = 0.05 * f'c$

$u_{m\acute{a}x} =$	14.000	kg/cm <sup>2</sup>
---------------------	--------	--------------------

$$u = 11.531 \text{ kg/cm}^2 < u_{m\acute{a}x} = 14.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡Cumple!}$$

## V. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL LOSA DE CUBIERTA DEL RESERVORIO

### 5.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Asumiendo el espesor de la losa de fondo igual a:

$$e = 30.00 \text{ cm}$$

Peso propio agua =	3.69 m x 1000 kg/m <sup>3</sup> x 1.00	=	3685.43 kg/m <sup>2</sup>
Peso propio del co	0.30 m x 2400 kg/m <sup>2</sup> x 1.00	=	720.00 kg/m <sup>2</sup>
		<b>W =</b>	<b>4405.43 kg/m<sup>2</sup></b>

La losa de fondo será analizada como una placa flexible, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud y dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz interna de:  $L = 11.05 \text{ m}$

Se originan los momentos de empotramiento en los extremos:  $M = -\frac{WL^2}{192}$   $M = -2801.63 \text{ Kg-m}$

Momento generado en el centro de la luz de la losa de fondo:  $M = -\frac{WL^2}{384}$   $M = 1400.817 \text{ Kg-m}$

Para losas planas rectangulares armadas con armaduras en dos direcciones, Timoshenko recomienda coeficientes:

- Para un momento en el centro: 0.0513

-Para un momento de empotramiento: 0.529

Momentos finales:

- Centro  $M_c = 71.861922 \text{ Kg-m}$

-Empotramiento  $M = -1482.065 \text{ Kg-m}$

Chequeo del espesor:

El espesor se calcula mediante el método clásico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto.

Con la siguiente relación  $M = \text{##### kg-m}$  donde:  $b = 1.00 \text{ m}$

$$f_t = 0.85\sqrt{f'_c}$$

$$f_t = 14.22322$$

$$e = \sqrt{\frac{6M}{f_t b}}$$

$$e = 25.00 \text{ cm}$$

Verificación=  $e = 25.004 \text{ cm} < e_{\text{asum.}} = 30.00 \text{ cm}$  ¡Cumple!

Recubrimiento:  $r = 4 \text{ cm}$

Peralte efectivo  $d = 26.00 \text{ cm}$

## 5.2. DISEÑO DE LA ARMADURA EN LA LOSA FONDO

$$As = \frac{M}{f_s j d}$$

Momento máximo absoluto para armadura horizontal

M =	1482.06	Kg-m
-----	---------	------

Fátiga de trabajo: para resistir los momentos originados por la presión de agua y tener una distribución de la armadura se considera (ACI - 350)

$f_s =$	900	kg/cm <sup>2</sup>
---------	-----	--------------------

$n =$	9
-------	---

$f'_c =$	280	kg/cm <sup>2</sup>
----------	-----	--------------------

$0.45 * f'_c$	
---------------	--

$f_c =$	126.0	kg/cm <sup>2</sup>
---------	-------	--------------------

j: Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos d

$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n f'_c)}$$

k =	0.5575
-----	--------

$$j = 1 - \left(\frac{k}{3}\right)$$

j =	0.81415929
-----	------------

Área de acero de diseño  $As = M / f_s j d$

As =	7.78	cm <sup>2</sup>
------	------	-----------------

Área de acero mínimo  $As_{min} = 0.0017 * b * e$

As min =	5.10	cm <sup>2</sup>
----------	------	-----------------

El área de acero a utilizar será el mayor:

As =	7.78	cm <sup>2</sup>
------	------	-----------------

area 1.979 cm<sup>2</sup>

Ø

diam. 1.588 cm

Ø

distribución de  
acero

Ø 5/8" @ 0.254 m

## VI. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

La capacidad portante neta del terreno "qnt" es:

$$qnt = q_t - H_{zapata} * \gamma_c - H_{losacimen} * \gamma_c$$

Datos a analizar:

H zap. = 0.5 m

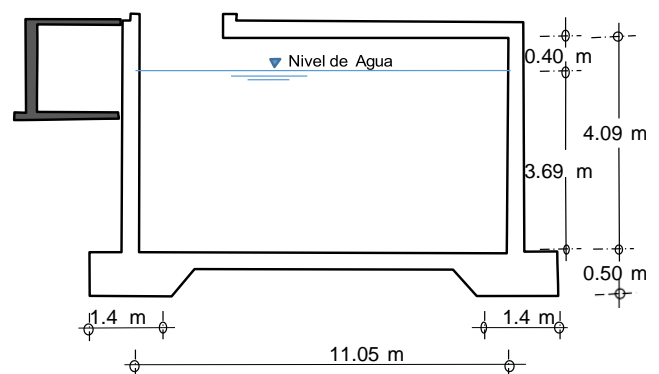
H cim. = 0.3 m

H losa = 0.300 m

H agua = 3.69 m

H muro = 4.0854282 m

qnt =	5.65	kg/cm <sup>2</sup>
-------	------	--------------------



Peso total del reservorio en condiciones de servicio lleno:

$$pt = 821493.4 \text{ kg}$$

$$Acimen = Pt / qnt = 14.54 \text{ m}^2$$

Verificación:  $Acimen = 14.539707 \text{ m}^2 < Areserv 155.003 \text{ m}^2$  **Cumple**

